

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA - UFPB  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA - CCT  
COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
ÁREA DE GEOTECNIA

TÍTULO:

**EMPREGO DO SPT-T E PRESSIÔMETRO MÉNARD EM UM DEPÓSITO  
ARENOSO DA REGIÃO LITORÂNEA DE JOÃO PESSOA**

Por

**José Moura Soares**

**Campina Grande**

**AGOSTO - 1999**

---



S676e

Soares, José Moura.

Emprego do SPT-T e pressiômetro Ménard em um depósito arenoso da região litorânea de João Pessoa / José Moura Soares. - Campina Grande, 1999.

98 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1999.

"Orientação : Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Prof. Dr. Wilson Conciani".

Referências.

1. Solo - Resistência e Deformabilidade. 2. SPT-T - Solo. 3. Pressiômetro Ménard. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Bezerra, Raimundo Leidimar. II. Conciani, Wilson. III. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). IV. Título

CDU 624.13(813.3)(043)

Esta dissertação será julgada para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia** e poderá ser aprovada em sua forma final pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba.

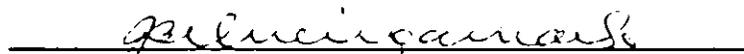
BANCA EXAMINADORA:



Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.  
(Orientador)



Wilson Conciani, D.Sc.  
(Orientador)



João Batista Queiroz de Carvalho, PhD.  
(Examinador interno)



Antônio Belincanta, D.Sc.  
(Examinador externo)

**Dedicatória:**

A presente dissertação é dedicada a minha avó **Elisa Soares da Silva** (*in memoriam*), aos meus pais **José Soares Pereira** e **Maria do Carmo Moura** que sempre acreditaram no meu empenho e que com muito sacrifício conseguiram dar-me uma boa formação. À minha esposa, **Maria das Graças de Albuquerque Cavalcante Moura (Gal)**, que sempre me apoiou nos momentos de dificuldades mostrando-se uma excelente companheira e à minha filha **Vitória de Albuquerque Cavalcante Moura** pela alegria de ser seu Pai.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço sinceramente a todos àqueles responsáveis pela realização desta dissertação:

A Deus, por estar sempre ao meu lado e dar-me forças para enfrentar os obstáculos da vida com dignidade.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba (CPGEC-UFPB/Campus II), por me prestigiar com a vaga no curso.

Ao Professor orientador Raimundo Leidimar Bezerra, pela paciência, compreensão e ajuda fornecidas durante o início, o desenvolvimento e final desta dissertação.

Ao Professor orientador Wilson Conciani, pela motivação para fazer este trabalho, pela ajuda fornecida na elaboração deste, e pelas sugestões que foram indispensáveis.

A todos os professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPB/Campus II da Área de Geotecnia, pelas informações transmitidas.

À ATECEL (Associação Técnica Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior) em nome dos professores Francisco Barbosa de Lucena, Francisco Edmar Brasileiro e João Batista Queiroz de Carvalho, pelo apoio financeiro nas viagens para obtenção dos dados utilizados nesta dissertação.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), pelo apoio financeiro fornecido para realização desta dissertação.

Ao amigo Erinaldo Hilário Cavalcante, pela ajuda na obtenção e tratamento dos dados pressiométricos, e pelas informações práticas de operação do Pressiômetro de Ménard.

Aos funcionários responsáveis pelas Sondagens da ATECEL (Associação Técnica Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior) em nome de José Constante e seus companheiros de trabalho.

A todos os laboratoristas da área de Geotecnia aqui representados por José Nivaldo Sobreira e Rui Pereira de Oliveira, pela ajuda nos ensaios feitos, e a bibliotecária D. Maurisa Bezerra de Araújo pela ajuda oferecida no decorrer de todo curso de mestrado.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação e a todos que colaboraram de forma direta ou indireta para esta dissertação chegasse ao seu término.

## ÍNDICE

### **CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO**

1.1	Generalidades.....	01
1.2	Objetivos.....	03
1.2.1	Objetivo Geral.....	03
1.2.2	Objetivos Específicos.....	03
1.3	Organização dos assuntos.....	04

### **CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

2.1	Generalidades.....	06
2.2	Histórico.....	07
2.3	Parâmetros Medidos pelo SPT-T.....	10
2.3.1	Generalidades.....	10
2.3.2	Torque.....	10
2.3.2.1	Confiabilidade da Medida do torque.....	12
2.3.2.2	Fatores que Influem na Magnitude do torque.....	12
2.3.2.3	Relação entre o Torque e o Índice de Resistência à Penetração.....	13
2.4	Aplicações Diretas das Medidas de Torque.....	15
2.4.1	Atrito lateral/Adesão Estaca-Solo.....	15
2.4.2	Capacidade de Carga de Estacas Carregadas Lateralmente.....	20
2.4.3	Colapsibilidade.....	21
2.4.4	Eficiência do SPT.....	21
2.4.5	Classificação do Solo.....	22
2.4.6	Sensibilidade de Argilas.....	23
2.4.7	Tensão de Pré-adensamento.....	23
2.5	Fatores que Influenciam no SPT-T.....	24
2.6	Vantagens e Limitações do SPT-T.....	25
2.7	Comportamento das Areias.....	26

2.7.1	Generalidades.....	26
2.7.2	Características das Partículas das Areias.....	26
2.7.3	Tensões Atuantes nas Partículas de Areias.....	28
2.7.4	Resistência ao Cisalhamento das Areias.....	29
2.7.5	Comportamento das Areias (SPT e PMT).....	30
2.7.5.1	SPT.....	30
2.7.5.2	PMT.....	31
2.8	Situação Atual.....	33

### **CAPÍTULO 3 – DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS E DA CAMPANHA DE ENSAIOS**

3.1	Generalidades.....	34
3.2	Descrição do Depósito.....	34
3.2.1	Localização do Depósito.....	34
3.2.2	Descrição Geológica.....	35
3.2.3	Técnica de Melhoramento Utilizada.....	36
3.3	Ensaio de Laboratório Realizados.....	37
3.4	Ensaio <i>In Situ</i> Realizados.....	37
3.4.1	Generalidades.....	37
3.4.2	Localização dos Furos.....	38
3.4.3	O SPT-T.....	39
3.4.3.1	Descrição dos Equipamentos.....	39
3.4.3.2	Procedimentos para Execução do SPT-T.....	40
3.4.4	O PMT.....	41
3.4.4.1	Generalidades.....	41
3.4.4.2	Descrição do Equipamento.....	42
3.4.4.3	Procedimentos para Execução do Ensaio Pressiométrico.....	42
3.5	Dificuldades Encontradas na Execução dos SPT-T e PMT.....	47

## **CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

4.1 Generalidades.....	49
4.2 Ensaios de Laboratório.....	49
4.2.1 Granulometria.....	49
4.2.2 Resistência ao cisalhamento.....	51
4.3 SPT-T.....	52
4.3.1 $N_{SPT}$ .....	52
4.3.2 Torque.....	57
4.4 PMT.....	60
4.4.1 Módulo Pressiométrico (E).....	62
4.4.2 Pressão Limite (PL).....	64
4.4.3 Relação E/PL.....	65
4.4.4 Tensão Horizontal no Repouso ( $\sigma_0$ ).....	66
4.4.5 Pressão Limite Efetiva ( $PL^*$ ).....	67
4.4.6 Relação E/ $PL^*$ .....	68
4.5 Correlações Obtidas com o SPT-T e o PMT.....	69

## **CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS**

5.1 Generalidades.....	76
5.2 Sugestões para futuras pesquisas.....	78

## **CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....79**

### **ANEXO**

Perfis SPT dos Furos dentro e fora da área melhorada.....	83
Dados obtidos pelo ensaio pressiométrico.....	89
Curvas de calibração .....	95

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Distribuição dos valores do torque ao longo da profundidade (Menezes e Sobrinho, 1994).....	11
Figura 2.2 - Grau de arredondamento das partículas (Lambe, 1979).....	28
Figura 3.1 - Planta de localização de Cabedelo, PB.....	34
Figura 3.2 - Planta de situação do depósito estudado.....	35
Figura 3.3 - Planta de locação dos furos no depósito estudado.....	38
Figura 3.4 - Detalhes do pino, vista superior e vista lateral .....	39
Figura 3.5 - Soquete de encaixe do torquímetro.....	39
Figura 3.6 - Ligação do torquímetro ao adaptador (Alonso, 1994).....	40
Figura 3.7 - Foto do Pressiômetro de Ménard (Pagani, 1998).....	42
Figura 3.8 - Calibração por perda de volume.....	44
Figura 3.9 - Calibração por perda de pressão.....	45
Figura 4.1 – Curva granulométrica obtida para o solo natural.....	50
Figura 4.2 – Curvas granulométricas ao longo da profundidade obtida para o solo dentro da área melhorada, furo SPT-T03.....	50
Figura 4.3 – Envoltória de ruptura obtida por cisalhamento direto.....	51
Figura 4.4 – Índice de resistência à penetração <i>versus</i> profundidade.....	53
Figura 4.5 – Comparação entre os índices de resistência à penetração do solo no estado natural e do solo fora da área melhorada (Soares, 1997).....	55
Figura 4.6 – Comparação entre os índices de resistência à penetração do solo no estado natural e do solo dentro da área melhorada (Soares, 1997).....	55
Figura 4.7 – Perfis de SPT obtidos para solos arenosos no estado natural da praia de Intermares.....	56
Figura 4.8 – Torque <i>versus</i> profundidade de ensaio.....	58
Figura 4.9 – Relação T/N <i>versus</i> profundidade de ensaio.....	59
Figura 4.10 – Atrito lateral <i>versus</i> a profundidade de ensaio.....	60
Figura 4.11 – Módulo pressiométrico <i>versus</i> profundidade de ensaio.....	63
Figura 4.12 – Pressão limite <i>versus</i> profundidade de ensaio.....	65
Figura 4.13 – Perfil de E/PL ao longo da profundidade.....	66

Figura 4.14 – Tensão horizontal versus profundidade de ensaio.....	67
Figura 4.15 – Pressão limite efetiva versus profundidade de ensaio.....	68
Figura 4.16 – Relação $E/PL^*$ versus profundidade de ensaio.....	69
Figura 4.17 – Correlação entre o torque e o índice de resistência à penetração..	70
Figura 4.18 – Correlação entre $f_s$ e o $N_{SPT}$ .....	70
Figura 4.19 – Correlação entre módulo pressiométrico e o índice de resistência à penetração.....	71
Figura 4.20 – Correlação entre o módulo pressiométrico e torque medido.....	72
Figura 4.21 – Correlação obtida entre a pressão limite e o índice de resistência à penetração.....	72
Figura 4.22 – Correlação obtida entre a pressão limite e o torque medido.....	73
Figura 4.23 – Correlação obtida entre a tensão horizontal no repouso e o índice de resistência à penetração.....	74
Figura 4.24 – Correlação entre a tensão horizontal no repouso e o torque.....	74
Figura A1 – Perfil SPT do Furo 01, dentro da área melhorada.....	83
Figura A2 – Perfil SPT do Furo 02, dentro da área melhorada.....	84
Figura A3 – Perfil SPT do Furo 03, dentro da área melhorada.....	85
Figura A4 – Perfil SPT do Furo 04, fora da área melhorada.....	86
Figura A5 – Perfil SPT do Furo 05, fora da área melhorada.....	87
Figura A6 – Perfil SPT do Furo 06, fora da área melhorada.....	88
Figura A7 - Curva de calibração por perda de volume.....	95
Figura A8 - Curva de calibração por perda de pressão 01.....	95
Figura A9 - Curva de calibração por perda de pressão 02.....	96
Figura A10 - Curva de calibração por perda de pressão 03.....	96
Figura A11 - Curva de calibração por perda de pressão 04.....	97
Figura A12 - Curva de calibração por perda de pressão 05.....	97
Figura A13 - Curva de calibração por perda de pressão 06.....	98

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 2.1 - Tipos de solos onde foram utilizadas medidas de torque.....	09
Tabela 2.2 - Coeficiente empírico K (Décourt, 1991a).....	18
Tabela 2.3 - Classificação parcial do solo (Décourt e Quaresma Filho, 1994).....	22
Tabela 2.4 - Classificação dos solo através do PMT (Clark, 1995).....	32
Tabela 3.1 - Estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico (Briaud, 1992) .....	46
Tabela 4.1 - Resultados obtidos pelo SPT-T no solo dentro da área melhorada...52	
Tabela 4.2 - Resultados obtidos pelo SPT-T no solo fora da área melhorada.....	52
Tabela 4.3 - Resultados do PMT para o solo dentro da área com melhoramento.61	
Tabela 4.4 - Resultados do PMT para solo fora da área melhorada.....	61
Tabela A1 – Dados obtidos do ensaio pressiométrico Ménard - Furo 01.....	89
Tabela A2 – Dados obtidos do ensaio pressiométrico Ménard - Furo 02.....	90
Tabela A3 – Dados obtidos do ensaio pressiométrico Ménard - Furo 03.....	91
Tabela A4 – Dados obtidos do ensaio pressiométrico Ménard - Furo 04.....	92
Tabela A5 – Dados obtidos do ensaio pressiométrico Ménard - Furo 05.....	93
Tabela A6 – Dados obtidos do ensaio pressiométrico Ménard - Furo 06.....	94

**LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS**

$\nu$ .	Coeficiente de Poisson.
$\varepsilon$ .	Deformação específica circunferencial.
$\alpha$ .	Fator reológico.
$\sigma_{ho}$ .	Tensão horizontal total no repouso do solo.
$\Delta p$ .	Aumento de pressão na sonda pressiométrica.
$\Delta V$ .	Variação volumétrica na sonda pressiométrica.
$\Delta V/V$ .	Variação volumétrica específica.
$\sigma'_p$ .	tensão de pré-adensamento
$\sigma_{vo}$ .	Tensão vertical total do solo.
$\sigma_{vo}'$	Tensão vertical efetiva do solo.
$a$ .	Coeficiente de compressibilidade do pressiômetro.
$D_f$ .	Diâmetro do furo.
$D_i$ .	Diâmetro interno do tubo de calibração.
$D_s$ .	Diâmetro da sonda pressiométrica.
$E$ .	Módulo de Elasticidade pressiométrico.
$PMT##$ .	Ensaio Pressiométrico relativo ao Furo número ##.
$SPT-T##$ .	Ensaio Penetrométrico com medida de torque relativo ao Furo ##.
$f_s$ .	Atrito lateral unitário.
$r_l$ .	Adesão média ao longo do comprimento da estaca.
$L$ .	Comprimento da estaca.
$L_c$ .	Comprimento crítico da estaca.
$I_p$ .	Momento de inércia.
$\alpha$ .	Nível de significância estatística.
$K_0$ .	Coeficiente de empuxo no repouso.
$L$ .	Comprimento da sonda pressiométrica.
$N_{SPT}=N$ .	Números de golpes aplicados aos 30cm finais do amostrador SPT.
$N_{eq}$ .	Número de golpes do SPT corrigido pelo torque.

P.	Pressão aplicada à sonda.
$P_1$ .	Pressão no início da fase pseudo-elástica da curva
$P_2$ .	Pressão no final da fase pseudo-elástica da curva
$P_a$ .	Pressão atmosférica.
PMT.	Pressuremeter Ménard Testing.
CPT.	Cone Penetration Test.
CPTU.	Cone Penetration Test with measurement of pore-pressure.
$P_c$ .	Correção das pressões lidas.
$P_L^*$ .	Pressão limite efetiva.
$P_L$ .	Pressão limite pressiométrica.
R.	Coefficiente de correlação (estatística).
$R^2$ .	Coefficiente de determinação (estatística).
SPT.	Standard Penetration Test.
SPT-T.	Standard Penetration Test with torque measurement.
T.	Torque medido.
$T_{\min}$ .	Torque máximo.
$T_{\max}$ .	Torque mínimo ou residual.
V.	Volume expandido.
$V_1$ .	Volume no início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica.
$V_2$ .	Volume no final da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica.
$V_{30}$ .	Volume lido aos trinta segundos.
$V_{60}$ .	Volume lido aos sessenta segundos.
$V_c$ .	Correção dos volumes lidos.
$V_s$ .	Volume da célula central de medida da sonda pressiométrica.
z.	Profundidade.
$q_p$ .	Resistência de ponta de uma estaca.
ABNT.	Associação Brasileira de Normas Técnicas.

- NBR. Norma Brasileira.  
UNESP. Universidade Estadual de São Paulo.  
TSBSP. Bacia sedimentar terciária de São Paulo.

## **EMPREGO DO SPT-T E PRESSIÔMETRO MÉNARD EM UM DEPÓSITO ARENOSO DA REGIÃO LITORÂNEA DE JOÃO PESSOA - PB**

### **RESUMO**

O surgimento da idéia de complementar o SPT tradicional com medida de torque foi proposta inicialmente por Ranzini (1988), porém apenas em 1991 em São Paulo, é que foram executados os primeiros SPT-T (Décourt e Quaresma Filho, 1991). Na região nordeste, o SPT-T foi executado algumas vezes, porém, nenhuma pesquisa foi desenvolvida a respeito deste ensaio.

A presente pesquisa utiliza o SPT-T com o objetivo de avaliar a sua operacionalidade e a obtenção de parâmetros de projeto de fundações, de forma a dar início a formação de um banco de dados. Paralelamente, foram também executados ensaios pressiométricos (PMT) para determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade. Com os dados de ambos ensaios, procurou-se correlacioná-los de forma a aproveitar as potencialidades inerentes a cada ensaio.

A campanha de ensaios foi realizada em um depósito arenoso do litoral de João Pessoa – PB, o qual foi submetido a um melhoramento com emprego de estacas de areia e brita, com vistas a substituir o uso de fundações profundas por fundações superficiais. Esta técnica de melhoramento na região nordeste tem sido empregada, principalmente, nos litorais de João Pessoa e Recife.

De uma maneira geral, verificou-se que ambos ensaios utilizados forneceram parâmetros que indicam a influência do melhoramento do solo, tendo-se em vista que os resultados obtidos após o melhoramento foram superiores aos encontrados em outros depósitos próximos ao estudado. Os parâmetros obtidos pelo SPT-T e PMT não se correlacionaram satisfatoriamente, em virtude disto torna-se necessário fazer novos estudos para confirmar se o responsável por este fato é a perturbação a que o solo foi submetido durante a cravação das estacas de areia e brita.

**THE USE OF SPT-T AND MÉNARD PRESSUREMETER IN A SAND DEPOSIT LOCATED IN THE COAST OF JOÃO PESSOA – PARAÍBA STATE, BRAZIL**

**ABSTRACT**

The idea of complementing traditional SPT with torque measurement was initially proposed by Ranzini (1988) however only in 1991 it was used in São Paulo state (Décourt and Quaresma Filho, 1991). On the other hand, in the north-east of Brazil, SPT-T was used rarely from the practical point of view but without any research data available.

The present research used SPT-T with the main objectives of evaluating its performance and obtaining parameters for foundation design aiming to a database formation. In the same time, Ménard pressuremeter tests (PMT) will be carried out for the determination of strength and deformation parameters. The results obtained will be used for a correlation statical analysis.

The campaign of tests was accomplished in a sand deposit located in the coast of João Pessoa (Paraíba state). This deposit was first submitted to a locally and normally used improvement by placing sand and gravel piles with the objective of replacing deep foundation by shallow foundation.

In a general way, it was observed that the use of existing parameters indicated the positive influence of the improvement of the sandy deposit. Also, the results showed that after the improvement the parameters obtained by SPT-T and PMT were not satisfactorily correlated. Due to this fact it is necessary to analyze what cause the lack of satisfactory correlation, which seems to be caused by the disturbance due to the driven of the sand and gravel piles.

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

#### 1.1 Generalidades

As fundações de edifícios na região litorânea do Nordeste do Brasil, com freqüência estão assentes em terrenos arenosos estratificados. Esses terrenos que alternam camadas de areia de praia ora fofa ora compacta, oferecem dificuldades ao projeto de fundações. Para fundações rasas têm-se a limitação da pequena espessura da camada mais resistente. Para fundações profundas têm-se problemas para atravessar essa camada mais resistente com estacas cravadas ou, o desmoronamento das paredes do furo para estacas moldadas *in loco*. Estas dificuldades não impedem as construções, apenas aumentam o seu custo.

Para reduzir os custos com fundações, algumas soluções tiram partido da estratificação do solo no momento do projeto. Assim, tem-se, por exemplo, as estacas rotativas injetadas de Marques e Cintra (1998) e Diniz Leite (1998), que aumentam o diâmetro da estaca na região de maior resistência. Outra solução adotada tem sido o melhoramento dos solos superficiais arenosos para assentamento de sapatas (Lucena *et al.*, 1998).

O melhoramento de solos tem-se apresentado como solução para barateamento de fundações em edifícios da região costeira no nordeste do Brasil. Entretanto, poucos ensaios de controle têm sido feitos sobre esses melhoramentos. Esta prática parece ser comum ao mundo todo, uma vez que Barksdale e Takefumi (1991) fazem referência a esta ausência de informações confiáveis sobre o melhoramento. Gusmão Filho e Gusmão (1990) reclamam sobretudo da inexistência de provas de carga sobre placas que poderiam auxiliar no projeto de fundações rasas, mesmo tendo conhecimento de suas limitações.

Neste cenário, o SPT tem sido o recurso mais utilizado pela geotecnia brasileira e mundial, como pode ser visto através dos trabalhos de Ladd *et al.* (1977) e de Barksdale e Takefumi (1991).

O ensaio de penetração dinâmica, SPT (Standard Penetration Test) surgiu em 1902, por intermédio do Engenheiro norte-americano Charles R. Gow, como uma tentativa de melhorar os procedimentos de sondagem até então empregados. No Brasil, este ensaio foi introduzido pelo Engenheiro Odair Grillo em 1939. A primeira empresa particular a executar sondagem no Brasil, de forma sistemática foi a Geotécnica S/A, que utilizou um amostrador semelhante ao empregado atualmente nas sondagens (Raymond-Terzaghi). A partir daí, praticamente todas as investigações geotécnicas têm empregado o SPT.

Através da cravação do amostrador padrão, determina-se o índice de resistência à penetração do solo ( $N_{SPT}$ ). Este índice possibilita a avaliação de parâmetros de projeto tais como, compactidade de solos arenosos, consistência de solos argilosos, ângulo de atrito de solos arenosos, tensão admissível de sapatas e outros. Estes parâmetros são estimados fazendo-se uso de correlações empíricas, o que limita a sua utilização à experiência do profissional e à região de atuação. Muitos trabalhos já foram escritos sobre SPT, como exemplo, podem ser citados os estados-da-arte (De Mello, 1971; Nixon, 1982 e Décourt, 1989).

A idéia de complementar o SPT tradicional com a medida do torque foi proposta inicialmente por Ranzini (1988). Porém, apenas em 1991 é que foram executados os primeiros SPT-T (Décourt e Quaresma Filho, 1991).

Em 1991, foram apresentadas as primeiras relações entre o valor do torque e o valor do número de golpes do SPT ( $T \times N$ ) para os solos da bacia terciária sedimentar de São Paulo (Décourt e Quaresma Filho, 1991). Posteriormente, estudou-se o índice de torque ( $T/N$ ) para diferentes tipos de solo. Através deste ensaio (SPT-T) foi possível inferir um grande número de propriedades dos solos (Décourt, 1992).

Sabendo-se do potencial do SPT-T para fornecer parâmetros de projeto de fundações, vários pesquisadores, entre eles Ranzini, Décourt, Quaresma Filho e Alonso, têm se dedicado ao estudo deste ensaio, com o objetivo de obter a relação  $T \times N$ , o índice de torque  $T/N$ , para determinação, por exemplo da resistência lateral entre estacas e o solo.

Dentro deste contexto foi que surgiu a necessidade de fazer-se esta pesquisa, procurando-se relacionar os parâmetros obtidos através do ensaio SPT-T com os parâmetros obtidos com o pressiômetro Ménard (PMT) em um depósito arenoso do litoral paraibano.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é estudar o SPT com medida de torque (SPT-T) com vistas a avaliar a sua operacionalidade e obtenção de parâmetros para o projeto de fundações, bem como mostrar a possibilidade de uso do pressiômetro Ménard na obtenção de parâmetros de projeto em solos que são submetidos ao processo de melhoramento através do emprego de estacas de areia e brita.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta dissertação são apresentados a seguir:

- difundir tanto o SPT-T como o PMT, de forma a ampliar sua utilização em projetos de fundação em outras regiões do Brasil;
- formação de um banco de dados (SPT-T e PMT) para a região de Intermares, de forma a incentivar novos estudos nesta região;
- obtenção e análise da variação do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), torque (T), índice de torque (T/N) e do atrito lateral ( $f_s$ ) nos solos arenosos do litoral da Paraíba, dentro e fora da área que foi submetida ao melhoramento (feito através de estacas de areia e brita);

- estudar a variação dos parâmetros de resistência ( $PL$ ,  $\sigma_{ho}$ ,  $PL^*$ ) e de deformabilidade ( $E$ ) determinados pelo PMT;
- correlacionar os resultados do SPT-T determinados no solo arenoso do depósito em estudo, com os parâmetros de resistência e deformabilidade determinados pelo ensaio pressiométrico Ménard (PMT);

### 1.3 Organização dos assuntos

Esta dissertação é subdividida em seis capítulos e um apêndice. Os assuntos abordados estão organizados da maneira exposta nos parágrafos seguintes.

No Capítulo 1 é apresentado uma introdução, onde se tem uma visão geral do SPT no âmbito nacional, e a complementação com a medida do torque (SPT-T), os objetivos da dissertação e a organização dos assuntos.

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre SPT-T, onde apresenta-se um histórico do referido ensaio no Brasil, as relações encontradas pelos pesquisadores, procedimentos de ensaio, fatores que influenciam no ensaio, parâmetros obtidos e aplicações. Também é realizada uma breve revisão sobre as areias e o seu comportamento quando investigada através dos ensaios utilizados neste trabalho.

No Capítulo 3 são apresentados os materiais e métodos. São fornecidas informações, tais como: localização do depósito em estudo, locação dos furos, características geológicas, características geotécnicas, descrição dos equipamentos utilizados, procedimentos para execução dos ensaios e as dificuldades encontradas na execução do ensaio de SPT-T.

No Capítulo 4 são apresentados e analisados os dados obtidos com ensaios de laboratório e com os ensaios de campo (SPT-T e pressiômetro Ménard - PMT), tomando-se como base os parâmetros envolvidos, comparação com os resultados encontrados por outros pesquisadores e possível obtenção de correlações com os dados obtidos para a área estudada.

No Capítulo 5 encontram-se as conclusões obtidas face aos objetivos propostos e tomando-se como base a revisão bibliográfica e os resultados encontrados e sugestões para futuras pesquisas envolvendo o SPT-T e o PMT.

No Capítulo 6 encontram-se listadas as referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento desta dissertação.

No Anexo encontram-se os dados obtidos com o SPT-T, com ensaio pressiôométrico Ménard, apresentando tabelas e gráficos utilizados para obtenção dos parâmetros geotécnicos.

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1 Generalidades

O SPT é o ensaio de campo mais utilizado no Brasil para estimativa de parâmetros geotécnicos. O SPT consiste em se determinar o valor do índice de resistência à penetração  $N_{SPT}$  (número de golpes correspondentes à penetração dos 30 cm finais do amostrador padrão) e a classificação tátil-visual do solo investigado. O SPT é o ensaio, e a obtenção de amostras para classificação do solo é feita a partir da sondagem de simples reconhecimento do perfil do solo. No Brasil, o ensaio está normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da NBR-6484.

Como todo ensaio de campo, o SPT apresenta vantagens e desvantagens. As principais vantagens oferecidas são: baixo custo de execução, emprego de equipamentos simples, fácil execução, amostragem do solo ensaiado, aplicabilidade a praticamente todos os tipos de solos e utilização tanto acima como abaixo do nível d'água (Soares, 1987). As principais desvantagens são: as amostras obtidas são amolgadas, não possui uma fundamentação teórica para interpretar os dados obtidos e não possui um dispositivo acoplado ao equipamento que quantifique a energia transmitida às hastes. Esta última limitação dificulta a extensão dos resultados e a generalização de uma prática que seja aplicável a qualquer situação de projeto.

Alguns pesquisadores empenhados em melhorar a qualidade dos dados obtidos no SPT propuseram correções no valor de  $N_{SPT}$ , Soares (1987). Outros procuram quantificar e controlar a energia do ensaio para padronizar a sua eficiência (Belincanta, 1985). Entretanto, ainda assim, o SPT permanece um ensaio empírico e não padronizado, sendo desta forma sujeito à variações.

## 2.2 Histórico

O SPT é um ensaio bem historiado. Todos os seus procedimentos e avanços são alvos de freqüentes publicações, vide por exemplo Belincanta (1998). Desta forma, apresenta-se a seguir um breve histórico do que é considerado o mais recente incremento no procedimento do SPT: a medida do torque.

Observando o tradicionalismo do SPT e sua grande utilização nos projetos de fundações, Ranzini (1988) questionou a possibilidade de conseguir algo mais deste ensaio, devido ao fato que o SPT possibilita a estimativa da maioria dos parâmetros geotécnicos através do uso de correlações empíricas.

Ranzini (1988) propôs complementar o SPT com a medida do torque necessário para vencer o atrito lateral entre o amostrador padrão e o solo. Esta idéia parece ter surgido a partir da observação da retirada do amostrador do solo ao final da execução de cada ensaio. A medida do torque para fazer girar o amostrador em contato com o solo talvez possibilite uma melhor fundamentação física. Esta fundamentação seria decorrente da estimativa das forças envolvidas na ruptura do contato solo-amostrador.

Na prática, uma situação que pode representar tal condição, seria a de uma estaca cravada. Isto é, após a instalação da estaca o solo oferece condições similares àquelas do final da cravação do amostrador padrão. Com a introdução da medida do torque é possível estimar a tensão de atrito lateral (ou adesão) em função do torque máximo. Este novo procedimento, segundo Ranzini (1988), seria aplicável para solos com índice de resistência à penetração inferior a cerca de 20golpes.

Várias foram as denominações dadas ao SPT complementado com medida de torque. Ranzini (1988) designou o nome de SPTF (*Standard Penetration Test, with Friction measurement*) procurando manter a terminologia internacional. Décourt e Quaresma filho (1991) mudaram o nome do ensaio para SPT-CF (*Standard Penetration Test, Continued with Friction measurement*) que posteriormente foi alterado para SPT-T (Décourt, 1992). Alonso (1994) denominou o mesmo ensaio de SPTT, o que gerou discussão

sobre o nome do ensaio (Ranzini, 1996). A partir daí, passou-se a utilizar a sigla SPT-T que é a atualmente aceita no meio técnico-científico.

Ranzini (1988) deixou como sugestão que as empresas de sondagens empregassem a medida do torque com vistas a verificar sua utilização em projetos geotécnicos.

Décourt e Quaresma Filho (1991), seguindo a recomendação feita por Ranzini (1988), introduziram a medida do torque no SPT e realizaram ensaios em solos da bacia terciária sedimentar de São Paulo. Alonso (1994) aderiu aos estudos do torque realizando outras medidas na cidade de São Paulo, mais precisamnete na baixada santista. Menezes e Sobrinho (1994) realizaram estudos relacionados com o SPT, onde foram obtidas medidas de resistência lateral através do torque no campo experimental de fundações da UNESP, *Campus* de Ilha Solteira.

A expansão da execução do SPT com medida de torque está acontecendo pouco a pouco. Outros estados já estão desenvolvendo pesquisas que utilizam a medida do torque no SPT. Por exemplo, Carvalho *et al.* (1998) desenvolveram estudos utilizando a medida do torque em Brasília.

Décourt (1991d) afirma que a medida do torque no SPT representou o maior aprimoramento introduzido no referido ensaio desde o início de sua utilização. O SPT-T tem sido executado em diversos tipos de solos. Entretanto, a maioria deles se encontram na região sudeste do país. A Tabela 2.1 ilustra alguns destes solos, os locais que foram estudados e respectivos autores.

Ranzini (1994) e Alonso (1994) afirmaram que o torque definitivamente não influencia nos resultados do SPT (ou seja, uma vez terminado o ensaio, é que o torque é aplicado) e que em pouco tempo a medida do torque será rotineira, possibilitando aplicações em projetos geotécnicos.

Atualmente existem duas correntes de trabalhos sobre o torque. A primeira defende a utilização do torque para cálculo do atrito lateral de estacas. A segunda procura substituir o índice de resistência à penetração nas correlações empíricas de capacidade de carga por um índice de resistência à penetração equivalente ( $N_{eq}$ ), obtido a partir do torque. Décourt e Quaresma Filho (1991a) são adeptos da segunda corrente, enquanto Ranzini (1988,1994) e Alonso (1994,1997) são adeptos da primeira. Os trabalhos posteriores a

1994, com exceção dos trabalhos escritos por Décourt e seus colaboradores, empregam o torque como proposto inicialmente por Ranzini (1988).

Tabela 2.1 – Tipos de solos onde foram utilizadas medidas de torque.

Solo	Local	Autor
Solos da Bacia Terciária de São Paulo (TSBSP) em geral.	São Paulo-SP	Décourt e Quaresma Filho (1991)
Solos da TSBSP com presença de materiais distintos das camadas principais	São Paulo-SP	Décourt e Quaresma Filho (1991)
Solos residuais de granito, gneisse e migmatito	Campinas	Carvalho <i>et al.</i> (1998)
Areias finas, quase puras, da Baixada Santista	Santos-SP	Alonso (1994, 1996)
Argilas moles (sedimentos quaternários)	Santos-SP	Décourt (1991) Alonso (1996)
solos porosos	Brasília-DF	Carvalho <i>et al.</i> (1991)
Solos arenosos de alta porosidade	Ilha Solteira-SP	Carvalho, <i>et al.</i> (1998)
Solo residual de arenito do Grupo Baurú	Baurú-SP	Ferreira <i>et al.</i> (1998)
solo residual argiloso	Maringá-PR	Belincanta (1998)

Alonso (1994) correlacionou o atrito lateral de estacas com o valor do índice de resistência à penetração obtido no SPT. Este autor verificou que a medida de torque fornece resultados análogos ao do ensaio de cone (CPT), ou seja, uma medida da resistência lateral. Alonso (1994) verificou também que a correlação obtida entre o atrito lateral e o índice de penetração não é geral para todos os tipos de solos. Isto é, os valores médios obtidos pela referida

correlação estão em concordância com os valores propostos por Décourt e Quaresma Filho (1991) apenas para solos sedimentares de São Paulo. Ao que parece, Alonso (1994) discorda da relação entre o torque e o índice de penetração equivalente proposto por Décourt e Quaresma Filho (1991) devido a grande dispersão dos pares de pontos ( $N_{SPT, T}$ ).

Alonso (1996) utilizou o SPT-T para obter uma correlação média entre o torque máximo ( $T_{m\acute{a}x}$ ) aplicado ao amostrador e o torque mínimo ( $T_{m\acute{i}n}$ ), ou torque residual. O torque residual é a medida do torque após o contato solo-amostrador ser rompido. Atualmente, ainda não foi estabelecido rigorosamente um procedimento para realização da medida do torque residual, sendo desta forma necessário maiores esclarecimentos.

## **2.3 Parâmetros Medidos pelo SPT-T**

### **2.3.1 Generalidades**

Este ensaio, como qualquer outro, mede um número limitado de propriedades e/ou parâmetros. Estas medidas é que permitirão obter informações de projeto ou, em alguns casos, a própria informação desejada. O SPT-T mede apenas o índice de resistência à penetração e o torque necessário à mobilização do amostrador. A seguir apresenta-se uma breve discussão sobre as relações e propriedades usualmente obtidas.

### **2.3.2 Torque**

O torque é o único parâmetro adicional obtido no SPT-T. Usualmente o torque medido tem-se situado entre 20N.m e 480N.m (2kgf.m e 48kgf.m). Dadas as condições de ensaio, Ranzini (1988) sugeriu que a medida fosse realizada em solos com  $N_{SPT} < 20$ . Desta forma o torque sempre estaria na faixa de capacidade de um homem ao aplicá-lo. Segundo a PRO-TEC (1969) o

torque médio que um homem aplica é da faixa de 400N.m. O cálculo de Ranzini parece se confirmar, pois ensaios realizados em solos com  $N_{SPT} > 20$  podem conduzir a valores de torque maiores que 480N.m.

O torque é, em última análise, uma medida de resistência. Sendo assim é dependente das tensões que atuam no solo. Portanto, é de se esperar que o torque medido no campo seja crescente com a profundidade em solos homogêneos, principalmente nos arenosos.

Um exemplo de variação do torque ao longo do perfil é apresentado na Figura 2.1. Como se pode ver nesta figura, os valores do torque tendem a aumentar com a profundidade. Apesar de observar-se certa dispersão, esta variação confirma o indicativo de que o torque pode ser afetado pela sobrecarga de solo, pelo menos nos solos arenosos coluvionares de Ilha Solteira (SP) relatados por Menezes e Sobrinho (1994).

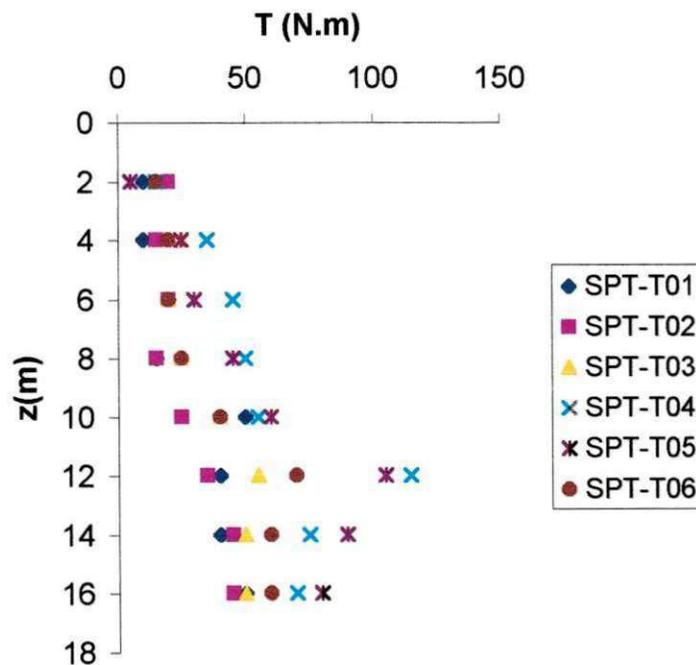


Figura 2.1 – Distribuição dos valores do torque ao longo da profundidade (Menezes e Sobrinho, 1994).

### 2.3.2.1 Confiabilidade da Medida do Torque

Ranzini (1994) afirmou que pelo fato do torque não ser afetado pelos fatores intervenientes no SPT, este seria um dado mais confiável do que a própria resistência à penetração. Entretanto, existem outros fatores que podem afetar o torque, como será visto mais adiante.

Os fatores intervenientes no SPT são longamente conhecidos. De Melo (1971) e Belincanta (1997) apresentaram um exaustivo estudo sobre os fatores que afetam o índice de resistência à penetração. Os principais fatores intervenientes são: erro de contagem de golpes, altura de queda do martelo, peso do martelo, atrito das hastes, estado do amostrador, tipo e estado do sistema de içamento do martelo, estado da sapata cortante ou seja o sistema de perfuração utilizado.

Com relação ao torque restam apenas fatores intervenientes relativos a velocidade de aplicação do torque, problema de linearidade das hastes, tipo de amostrador e torquímetro, sistema de leitura (erros leitura são muito comuns a alguns equipamentos) e estado de conservação do equipamento (estado da parede lateral do amostrador). Portanto, as fontes de erro são menores e mais facilmente evitáveis.

### 2.3.2.2 Fatores que Influem na Magnitude do Torque

Considerando que o torque é uma medida de resistência ao cisalhamento, pode-se então afirmar que a área de medida (amostrador) e o estado de tensões no solo são fatores preponderantes na sua medida.

Carvalho *et al.* (1998) verificaram que existe a influência do tipo da sapata cortante utilizado no amostrador padrão do SPT-T. Porém, esta diferença de torque pode ser, supostamente, eliminada no cálculo do atrito/adesão pela consideração da geometria do amostrador na equação do atrito lateral,  $f_s$ .

A resistência ao cisalhamento das areias saturadas é função do ângulo de atrito interno e da tensão normal. Considerando que as tensões atuantes no

maciço de solo dependem da posição de medida, da história de tensões do solo e do peso próprio, todos estes fatores afetam a medida do torque. No caso do SPT isto foi demonstrado por Marcuson et al. (1978).

### 2.3.3 Relação entre o Torque e o Índice de Resistência à Penetração

Schmertmann (1979) verificou que na penetração do amostrador padrão podem ser consideradas duas parcelas resistentes: a capacidade de carga na ponta do amostrador e o atrito lateral do amostrador com o solo. O valor de  $N_{SPT}$  no início da cravação é governado pela resistência de ponta do amostrador. A medida que a penetração aumenta o atrito lateral cresce passando a dominar o valor do índice de penetração. Portanto, deve existir uma relação estreita entre o  $N_{SPT}$  e o torque  $T$  medido.

A relação entre o torque e o índice de resistência à penetração foi proposta por Décourt e Quaresma Filho (1991) e foi obtida quando da realização de campanhas de ensaios na bacia terciária de São Paulo. Os autores, de posse das medidas de torque e dos valores do índice de resistência à penetração, procuraram verificar se existia alguma relação entre estes dois parâmetros. Esta relação foi expressa de duas formas: o índice de torque ( $T/N$ ) e a correlação torque *versus*  $N_{SPT}$ .

Lançando mão do método dos mínimos quadrados, Décourt e Quaresma Filho (1991) chegaram a Equação 2.1 que apresenta a correlação torque *versus*  $N_{SPT}$  para os solos da bacia terciária de São Paulo. Porém, estes autores não forneceram os coeficientes de determinação das correlações propostas, de modo a fornecer maiores esclarecimentos estatísticos. Convém observar que a correlação  $T \times N$  deve fornecer valores aproximados aos do índice de torque médio ( $T/N$ ), quando considerado um mesmo furo ou local de ensaios.

Para os solos sedimentares, encontraram:

$$T(\text{kgf.m}) = 2 + N_{72} \quad \text{ou} \quad T(\text{kgf.m}) = 1,1N_{72} \quad (2.1)$$

sendo:

$N_{72}$ =valor de N para o SPT brasileiro, que possui, segundo Décourt (1989), uma eficiência de 72%. Na presente pesquisa, será mantida a notação N ou  $N_{SPT}$  ao invés de  $N_{72}$  para o número de golpes do SPT.

Para os solos residuais, Décourt e Quaresma Filho (1991) observaram que a correlação T x N apresentou valores de coeficientes mais altos, e estabeleceram a correlação expressa na Equação 2.2. Décourt e Quaresma Filho (1991) observaram também que o índice de torque  $(T/N)_{médio}=1,84$  é o mesmo tanto para solos saprolíticos tanto acima como abaixo do lençol freático.

$$T(\text{kgf.m}) = 2 + 1,7N_{72} \text{ ou } T(\text{kgf.m}) = 1,84N_{72} \quad (2.2)$$

Segundo Décourt e Quaresma Filho (1991), uma provável explicação para a diferença nos valores da relação T/N reside no fato que coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ), é maior para solos residuais do que para solos sedimentares. Isto entretanto, pode não se confirmar. Feda (1978) e Bezerra *et al.* (1999) encontraram valores de  $K_0$  maiores que a unidade para depósitos de areias sedimentares a partir de ensaios pressiométricos. Desta forma, sem uma medida qualquer que forneça valores ou estimativas de  $K_0$  não se pode explicar a diferença de índices T/N.

O índice de torque sofre grandes dispersões, de modo que os valores médios ou as correlações obtidas dificilmente podem ser extrapoladas. As dispersões são ainda mais acentuadas quando considerados os valores abaixo e acima do índice de penetração igual à 20. Alonso (1996) também concluiu que apesar de ter havido confirmação que o valor médio  $T_{máx} \cong 1,2N$  a faixa de variação dessa correlação é muito ampla.

Décourt (1996) observou que a relação T/N não é constante para um dado depósito de solo, como ele imaginava no começo dos estudos sobre o SPT-T. Esta relação varia com a profundidade, com o tipo do solo, com a sua estrutura e com alguns outros fatores ligados ao solo e que podem afetar também o  $N_{SPT}$ . Por exemplo, quanto mais estruturado o solo maior a tendência do índice de torque T/N aumentar. De uma maneira geral, matematicamente, o

índice de torque  $T/N$  tende a diminuir com o aumento da resistência à penetração um mesmo valor para torque.

Algumas correlações do torque residual com  $N_{SPT}$  também foram propostas (Alonso, 1996). Este torque residual, é aquele obtido após o rompimento do contato solo/amostrador, ou seja, o torque após a aplicação do torque máximo. Os valores obtidos possibilitam afirmar que, em média,  $T_{min}=N_{SPT}$ . Alonso, ao que parece, quando encontrou uma correlação do  $T_{min}$  com  $N$ , estava desejando obter uma idéia do torque após o amolgamento do solo devido sua ruptura. Relacionando os valores máximos e mínimos do torque, a razão obtida foi  $T_{máx}/T_{min} = 1,22$  que é igual ao índice de torque médio  $T_{máx}/N=1,22$ .

## 2.4 Aplicações Direta das Medidas de Torque

### 2.4.1 Atrito Lateral/Adesão Estaca-Solo

A aplicação direta da medida do torque é a previsão de capacidade de carga de estacas. Esta aplicação é pertinente, tendo-se em vista que, através do torque é possível determinar a parcela correspondente ao atrito lateral do amostrador com o solo.

Um ponto interessante a ser observado sobre atrito lateral de estacas, é verificar como o amostrador sendo metálico pode ser representativo, por exemplo, de estacas de concreto armado. Sendo o SPT, um ensaio empírico esta consideração, geralmente não é levada em conta, necessitando desta forma de maiores esclarecimentos.

No cálculo da capacidade de carga de uma estaca, a parcela correspondente ao atrito lateral é obtida em função do seu perímetro, comprimento e atrito médio ao longo deste comprimento, do tipo de solo e do tipo de estaca em estudo. O atrito lateral pode ser calculado por vários métodos, sejam estes semi-empíricos ou teóricos, os quais são descritos na literatura corrente sobre capacidade de carga de fundações profundas.

A associação entre o torque e o atrito lateral de estacas foi primeiramente sugerida por Ranzini (1988). Para isto, Ranzini (1998) considerou o amostrador do SPT como sendo uma estaca imersa em meio homogêneo e isotrópico, com o atrito constante ao longo do fuste, e na parte inferior do amostrador variando do centro deste até um valor máximo da superfície lateral. No seu cálculo, Ranzini desconsiderou o efeito do atrito do solo no interior do amostrador e do solo contido na sapata cortante. Estas hipóteses são bastante razoáveis e constantemente aplicadas na mecânica de solos. A Equação 2.7 apresenta a fórmula desenvolvida inicialmente por Ranzini (1988), a qual foi posteriormente corrigida (Ranzini, 1994).

$$f_s = \frac{T}{(40,5366 \cdot h - 17,4060)} \quad (2.7)$$

sendo:

$f_s$  = tensão de atrito lateral (kgf/cm<sup>2</sup>)

T = torque máximo (kgf.cm)

h = altura total de cravação do amostrador(cm)

A Equação 2.8 é a equação geral apresentada por Ranzini (1994), foi modificada considerando-se o atrito lateral na superfície cilíndrica e na parte inferior do amostrador constante.

$$f_s = \frac{T}{2\pi \left\{ R^2 h - \frac{1}{3} [h_0 (R - r)(2R + r) - r^3] \right\}} \quad (2.8)$$

sendo:

$f_s$  = tensão de atrito lateral (kgf/cm<sup>2</sup>)

T = torque máximo (kgf.cm)

h = altura total de cravação do amostrador (cm)

R = raio externo do amostrador, que é igual a 2,54 cm (NBR6484)

r = raio mínimo da boca do amostrador, que é igual a 1,095 cm (NBR6484)

$h_0$  = altura do chanfro tronco-cônico, que é igual a 1,90 cm (NBR6484)

Substituindo os valores  $R$ ,  $r$ ,  $h_0$  na Equação 2.8 e reescrevendo-se esta Equação, com  $f_s$ (kgf/cm<sup>2</sup>),  $T$ (kgf.cm) e  $h$ (cm), obtêm-se:

$$f_s = \frac{T}{40,536h - 3,1711} \quad (2.9)$$

Para o caso de  $f_s$  (kPa),  $T$  (kN.m) e  $h$  (m), obtêm-se:

$$f_s = \frac{10000.T}{41,336h - 0,032} \quad (2.10)$$

A Equação 2.10, foi reescrita, por Alonso (1996), para estimar a tensão de atrito lateral a partir do torque medido em kgf.m, com  $h$  em cm e  $f_s$  em kPa, obtendo-se a seguinte expressão:

$$f_s = \frac{100 \cdot T}{0,41h - 0,032} \quad (2.11)$$

Uma outra forma de empregar o valor do torque para calcular o atrito lateral unitário estaca-solo foi proposta por Décourt (1991a). A proposta deste autor consiste em substituir os valores do  $N_{SPT}$ , pelo torque  $T$ , nas correlações empíricas até então utilizadas para cálculo de capacidade de carga, como as apresentadas anteriormente por Décourt (1978). Assim procedendo Décourt (1991a) obteve a equação 2.12.

$$f_s = \frac{T}{3} + 1 \quad (2.12)$$

sendo:

$f_s$  = tensão de atrito lateral (tf/m<sup>2</sup>)

$T$  = torque médio ao longo do comprimento da estaca (tf.m)

Para o cálculo da resistência de ponta da estaca,  $q_p$ , sendo  $q_p=K.T$ , Décourt (1991a) segue o mesmo padrão de sua formulação original (Décourt e Quaresma, 1978), sugerindo a utilização de um coeficiente empírico,  $K$ , que depende do tipo de solo. A Tabela 2.2 mostra os valores sugeridos para o coeficiente  $K$ . Segundo o autor,  $K$  deve ser adicionado de  $(T/N)^{0.5}$  para solos residuais.

Tabela 2.2 - Coeficiente empírico  $K$  (Décourt, 1991a).

Solo	$K$ (tf/m <sup>2</sup> )
Areia	40
Silte arenoso	25
Silte argiloso	20
Argila	12

Posteriormente, Décourt (1991d) introduziu o conceito de  $N_{eq}$  sendo este parâmetro, obtido pela razão entre o torque medido e um valor numérico constante, que para a bacia sedimentar terciária de São Paulo é de 1,2. Este valor numérico necessário para sua obtenção, varia de um local para outro onde se executa o SPT-T.

Décourt e Niyama (1994) verificaram que a previsão da capacidade de carga última de algumas estacas calculadas com o uso do SPT-T e comparadas com resultados de provas de carga, forneceram uma aproximação muito boa. As diferenças encontradas na maioria dos casos, segundo os autores, foram menores que 5%.

Alonso (1996) apresentou correlações entre o atrito lateral medido com o torque obtido no SPT-T com a adesão de algumas estacas. Segundo este autor, "por não dispor de provas de carga em estacas instrumentadas em locais onde se tenham realizados ensaios de SPT-T", obteve as correlações de maneira indireta, ou seja, partindo-se de correlações para capacidade de carga com os valores do  $N_{SPT}$  existentes. As correlações obtidas para adesão média (na ruptura) ao longo do comprimento  $L$  da estaca, sendo  $r_l$  em kPa, e o atrito lateral unitário,  $f_s$  em kPa, foram:

a) estacas tipo raiz

$$r_1 = 1,15f_s \quad (2.13)$$

b) estacas pré-moldadas

$$r_1 = \frac{f_s}{1,5} \quad (2.14)$$

c) estacas escavadas com lama bentonítica

$$r_1 = \frac{f_s}{1,7} \quad (2.15)$$

O valor de  $f_s$  foi calculado pelas seguintes correlações médias:

$$f_s = 15 + 5N \quad (2.16)$$

$$f_s = 6N \quad (2.17)$$

Alonso (1996) estabeleceu uma correlação entre a adesão e o atrito lateral calculado pelo torque, para estacas tipo hélice contínua, que é apresentada a seguir:

$$r_1 = \alpha f_s \leq 200 \text{ kPa} \quad (2.18)$$

sendo, o valor do coeficiente  $\alpha = 0,65$  obtido a partir de provas de carga e  $f_s$  o atrito lateral unitário (máximo) calculada a partir do torque máximo medido ( $T_{\text{máx}}$ ), através da Equação 2.19.

$$f_s = \frac{100T_{\text{máx}}}{0,41 \cdot h - 0,032} \quad (2.19)$$

sendo,  $T_{\text{máx}}$  em kgf.m,  $h$  em cm e  $f_s$  em kPa. Observa-se que a Equação 2.19 em nada difere da Equação 2.11 exceto pelo fato de deixar explícito o valor do torque máximo. A necessidade deste esclarecimento surgiu quando se iniciou a

fazer medidas de torque residual e a empregá-las no cálculo de capacidade de carga de estacas.

Alonso (1997) utilizou o SPT-T para previsão de capacidade de carga de estacas tipo hélice contínua e comparou com resultados de provas de carga, observando que os valores foram próximos.

Corrêa e Rocha (1998) realizaram prova de carga dinâmica em estacas. Estes autores verificaram que o atrito lateral obtido pelo método CAPWAP é o que mais se aproxima do resultado fornecido pelo torque. Estes autores fizeram esta afirmação após empregarem diversas fórmulas empíricas para estimar o atrito lateral das estacas ensaiadas. Ressalve-se entretanto que o torque é uma medida estática e CAPWAP é procedimento para interpretação de medidas dinâmicas. Isto quer dizer que a estaca foi solicitada de forma diferente do previsto empregando o torque.

Ferreira *et al.* (1998) realizaram provas de cargas em estacas apiloadas instrumentadas, no campo experimental da UNESP em Bauru, para correlacionar o atrito lateral medido com o previsto pelo SPT-T. Estes autores verificaram que os valores de atrito lateral calculado pelo torque são menores do que os valores medidos nas provas de carga, já o atrito lateral unitário calculado pelo CPT, sobre-estimam este parâmetro.

#### **2.4.2 Capacidade de Carga de Estacas Carregadas Lateralmente**

Décourt (1991d) propôs a utilização do SPT-T para previsão de deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente. Para isto o autor apresentou dois métodos empíricos apresentados na literatura sobre o assunto, que necessitam do valor do comprimento crítico de uma estaca, para o seu cálculo. Este comprimento crítico é aquele partir do qual o comportamento do topo da estaca, não sofre nenhuma influência do carregamento lateral. Décourt na tentativa de utilizar o torque nesta aplicação, propôs utilizar o índice de resistência à penetração corrigido pelo torque, apenas fazendo sua substituição. O  $N_{SPT}$  foi desta forma, substituído pelo valor  $N_{eq}$ . A Equação 2.20 ilustra o referido cálculo.

$$L_c = 3,3 \cdot \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{1,6 \cdot N_{eq}}} \quad (2.20)$$

Sendo:

$L_c$  = comprimento crítico da estaca (m);

$E_p$  = Módulo de elasticidade da estaca (MN/m<sup>2</sup>);

$I_p$  = Momento de inércia (m<sup>4</sup>);

$N_{eq}$  = índice de penetração equivalente.

### 2.4.3 Colapsibilidade

No estudo de solos não-saturados um fenômeno de fundamental importância é a colapsibilidade de solos. Saber se um solo apresenta ou não colapsibilidade é importante, pois possibilita a prevenção e cuidados necessários para a solução de problemas de recalques de construções (Conciani, 1997).

Décourt (1992) iniciou estudos de medidas de torque nas argilas porosas vermelhas de Abílio Soares - SP, onde procurou estabelecer relação entre o torque e a colapsibilidade. O autor observou que nestes solos o índice de resistência à penetração variava entre 2 e 6 golpes. Baseando-se em estudos de colapso, Décourt postulou que para valores  $T/N > 20$  o solo apresentava colapsibilidade e para valores de  $10 \leq T/N \leq 12$  o solo não apresentava colapsibilidade, isto para valores de torque em N.m.

### 2.4.4 Eficiência do SPT

A eficiência do SPT é a relação entre a energia transmitida às hastes e que alcança o amostrador e a energia de queda do martelo padronizado (energia teórica). Sabendo da importância do estudo da energia envolvida no processo de cravação do amostrador. Décourt e Quaresma Filho (1994)

iniciaram um estudo para verificar se, com o advento da medida de torque, é possível obter-se alguma tendência na variação da eficiência do SPT com a profundidade. Porém, segundo os autores, ainda é cedo para uma conclusão definitiva, pois é necessário investigação mais aprofundada do assunto.

Ao que parece a idéia de verificar a eficiência do SPT através da medida do torque vem do fato de existir uma correlação entre o torque e o  $N_{SPT}$ . Entretanto, é importante ressaltar que relacionar o torque com a eficiência do SPT é necessário ter consciência que o torque é uma medida estática e a eficiência é uma medida dinâmica.

### 2.4.5 Classificação do Solo

Décourt e Quaresma Filho (1994) relatam o uso do torque como aferidor do índice de resistência à penetração citando o caso de uma camada de areia cujos valores de  $N_{SPT}$  foram elevados pela presença de pedregulhos que foi detectado somente através do SPT-T. Desta forma, verifica-se que o torque não é influenciado pela presença destes pedregulhos. Segundo estes autores ainda, uma classificação parcial dos solos do estado de São Paulo, foi elaborada com base no SPT-T a qual é mostrada na Tabela 2.3. Esta proposta surgiu da experiência pessoal dos autores e de observações feitas na bacia sedimentar terciária de São Paulo.

Tabela 2.3 – Classificação parcial do solo (Décourt e Quaresma Filho, 1994).

Relação T/N	Classificação parcial dos solos analisado
$10 \leq T/N \leq 12$	Solos típicos da TSBSP
$17 \leq T/N \leq 20$	Solos saprolíticos de gnaiss
$35 \leq T/N \leq 40$	Argila mole marinha de Santos
$25 \leq T/N \leq 35$	Argilas e areias porosas colapsíveis
$40 \leq T/N \leq 50$	

Nota: TSBSP - Bacia sedimentar terciária de São Paulo; torque medido em N.m.

Na tentativa de ampliar a utilização do SPT-T para identificação de solos Décourt (1996), verificou a possibilidade de através do torque, classificar o solo

quanto o mesmo apresentar ou não comportamento laterítico. Estudando diversos outros solos e os solos lateríticos, o referido autor observou que isto não foi possível.

#### 2.4.6 Sensibilidade de Argilas

A sensibilidade das argilas é uma medida obtida pela razão entre a resistência ao cisalhamento do solo indeformado e pela resistência ao cisalhamento do solo amolgado. Por analogia, o processo é idêntico ao que acontece no *Vane Test*, inicialmente, durante a cravação das palhetas o solo estaria num estado indeformado, a partir da aplicação do torque onde a estrutura do solo é rompida obtêm-se a resistência do solo amolgado. Portanto, para o SPT-T poderia ser considerado que o solo na ponta do amostrador não está amolgado e que após a aplicação do torque, é medido a resistência no solo amolgado, podendo-se estabelecer uma correlação com o índice de torque. Décourt (1991d) comparou o valor de  $T/N$  das argilas moles de Santos com a sensibilidade destas e verificou que a relação  $T/N$  foi 3,33 para uma profundidade de 20m. Estes valores foram comparados com os valores de sensibilidade obtidos por Souza Pinto através do ensaio de palhetas. A sensibilidade encontrada por Souza Pinto, para a argila de Santos, variou entre 3 e 4.

Ao que parece, tem sentido tal comparação tendo-se em vista que relacionando o  $T_{\min}$  com  $T_{\max}$  no ensaio de palhetas, é possível avaliar a sensibilidade de uma argila, pois se obtém uma relação entre uma resistência antes e depois o amolgamento do solo.

#### 2.4.7 Tensão de Pré - Adensamento

Décourt (1992) afirmou que nos solos estruturados da Bacia Terciária de São Paulo, cujos valores da relação  $T/N$  são altos, é possível obter o valor da

tensão de pré-adensamento, mediante uso da Equação 2.21, utilizando-se o valor do  $N_{eq}$  ao invés do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ).

$$\sigma'_p = \frac{N_{eq}}{300} \quad (2.21)$$

sendo:

$\sigma'_p$  = a tensão de pré-adensamento em kPa;

$N_{eq}$  = índice de resistência à penetração equivalente.

## 2.5 Fatores que Influenciam no SPT-T

Em geral, o presente autor, baseando-se na execução da campanha de ensaios, observou que os seguintes fatores podem influenciar na obtenção dos dados e, conseqüentemente, nos resultados obtidos com o SPT-T:

- estado de conservação das luvas: caso as luvas estejam mal conservadas, quando da aplicação dos torques, pode haver o rompimento destas com maior facilidade;
- estado de conservação das hastes: se as hastes não estiverem perfeitamente retilíneas, a medida do torque será comprometida;
- estado de conservação do amostrador: se as paredes do amostrador se apresentarem comprometidas, devido a problemas em sua superfície lateral, o valor medido do torque será maior, devido ao maior atrito amostrador-solo.
- estado de conservação do adaptador que é conectado às hastes e do sistema de encaixe do torquímetro, que poderão impossibilitar a aplicação de torque caso o encaixe não seja satisfatório;
- utilização de disco centralizador, para manter as hastes na vertical;
- posição horizontal do torquímetro: caso haja variação neste posicionamento a medida do torque será comprometida;
- velocidade de aplicação do torque: deve-se mantê-la constante sempre que possível, de modo que a velocidade angular de aplicação do torque seja a mesma ;

- a continuidade da aplicação do torque, de forma o valor do torque máximo seja medido com clareza ;
- erros de leitura, oriundos de falta de atenção do operador, já que este deve aplicar o torque e simultaneamente fazer a leitura ;
- erro no zero do torquímetro, quando negligenciada a sua verificação no início da aplicação do torque;
- Faixa de leitura dos torquímetros, isto devido ao fato dos torquímetros atualmente utilizados impõem um limite inferior de validade da medida do torque máximo.

## **2.6 Vantagens e Limitações do SPT-T**

O SPT-T, como todo ensaio, seja de laboratório ou de campo, apresenta vantagens e limitações. Enumera-se, a seguir, algumas vantagens e desvantagens do SPT-T.

Vantagens:

- obtém-se, simultaneamente, uma medida de resistência estática (torque) e uma medida dinâmica (índice de resistência à penetração);
- serve como aferidor do próprio SPT, já que o mesmo é menos sensível à alguns dos fatores que intervêm no SPT;
- utiliza equipamentos rústicos e de fácil aquisição;
- baixo custo de aquisição quando comparado com outros equipamentos;
- devido à cravação dinâmica do amostrador não necessita de carga de reação, ou ancoragens provisórias, diferentemente do CPT (cone penetration test);
- maior similaridade com a condição de solitação do solo quando da cravação de uma estaca de deslocamento.

Desvantagens:

- causa torção das hastes em solos com índices de resistência à penetração elevados;
- rompe as luvas metálicas que conectam as hastes, dependendo do torque aplicado;
- não possui dispositivo para medição de poro-pressões, para que realmente possa ser comparado com o ensaio CPT, visando sua substituição por um ensaio mais barato, tornando-se desta forma uma vantagem, conforme proposto por Alonso (1994);
- exige muito esforço físico dos operadores, quando executado em solos que oferecem maior resistência;
- aumenta o tempo de ensaio, dependendo da resistência oferecida pelo solo, nos ensaios realizados nesta pesquisa o tempo variou de 10min a 25min de um ensaio para outro.

## **2.7 Comportamento de Areias**

### **2.7.1 Generalidades**

Serão descritas a seguir algumas características inerentes aos solos granulares, de modo a esclarecer melhor o seu comportamento. Estas características abrangem a descrição das partículas, o modo de atuação das tensões, a resistência ao cisalhamento e verificação do comportamento de solos arenosos investigados a partir do SPT e PMT.

### **2.7.2 Características das Partículas das Areias**

As principais características que identificam uma partícula de areia são: tamanho da partícula, sua forma, o grau de arredondamento, sua textura, natureza e estado de alteração e por fim sua cor. Destas características,

segundo muitos autores, apenas a cor teria menor importância na engenharia de solos.

Com relação ao tamanho da partícula, os solos arenosos, segundo a NBR-6502 (1995) encontram-se situados numa faixa que varia entre 0,06mm e 2,0mm. As dimensões das partículas são determinadas através de peneiramento e sedimentação. Dentro desta faixa encontram-se distribuídas as frações fina ( $0,06\text{mm} < \text{diâmetro do grão} < 0,2\text{mm}$ ), média ( $0,2\text{mm} < \text{diâmetro do grão} < 0,6\text{mm}$ ) e grossa ( $0,6\text{mm} < \text{diâmetro do grão} < 2,0\text{mm}$ ). A partir dos ensaios de peneiramento e sedimentação, é possível construir a curva granulométrica, que representa graficamente a distribuição das dimensões dos sólidos.

O tamanho das partículas, a forma, o grau de arredondamento e a textura das areias, são influenciadas pela origem do solo. Os solos granulares de origem residual, geralmente apresentam grãos que possuem formas angulares, devido ao intemperismo físico a que a rocha matriz é submetida. Já nos solos de origem sedimentar, a forma das partículas são menos angulares e em alguns casos até não apresentam nenhuma angulosidade, tendo-se em vista que ocorre maior desgaste das partículas quando do transporte, deposição e acumulação destes solos.

O grau de arredondamento das partículas está intimamente ligado a forma de deposição do solo. A Figura 2.2 apresenta as classes de arredondamento para uma partícula. A Figura 2.2A mostra partículas angulares as quais apresentam angulosidades que se pronunciam externamente à superfície. A Figura 2.2B mostra partículas subangulares caracterizadas pela presença de arredondamento nos vértices. A Figura 2.2C mostra partículas subarredodadas nas quais pode ver a pouca presença de angulosidade. A Figura 2.2D mostra partículas arredondadas, neste caso existe predominância de superfícies curvas. Finalmente, a Figura 2.2E mostra partículas bem arredondadas, sem presença de vértices agudos.

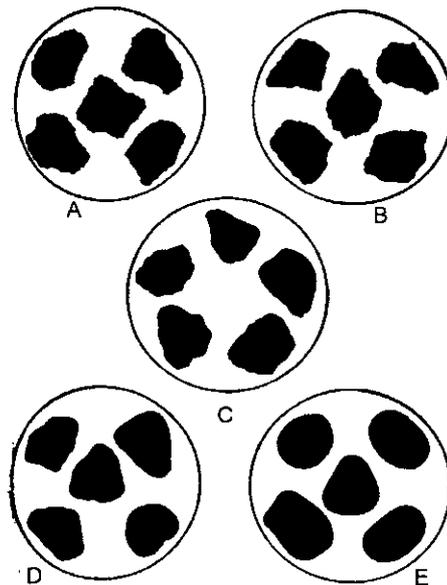


Figura 2.2 – Grau de arredondamento das partículas (Lambe, 1979).

### 2.7.3 Tensões Atuantes nas Partículas de Areias

No interior de uma massa de solo, entre partículas adjacentes, existem forças devido ao peso próprio e devido às forças de contato entre as partículas. O estudo destas forças é de fundamental importância tendo-se em vista que a partir deste chega-se ao comportamento do maciço.

As partículas de areias, dependendo de sua forma ser angulosa ou arredondada, estarão submetidas a tensões de magnitudes distintas. As tensões associadas às partículas angulares são muito maiores do que as tensões originadas em partículas arredondadas. Isto ocorre porque nas partículas angulares as forças de contato são aplicadas em pequenas áreas proporcionando tensões altíssimas podendo até haver quebra dos grãos de areia. Nas partículas arredondadas, com o aumento das forças de contato, existe uma tendência de ocorrer escorregamento entre as partículas e o posterior re-arranjo estrutural.

### 2.7.4 Resistência ao Cisalhamento das Areias

A resistência ao cisalhamento de areias é governada pela tensão normal aplicada às partículas e pelo ângulo de atrito interno. Vargas (1998) relata que os estudos iniciais com relação ao estudo de tensões entre os grãos de areia se deve a Terzaghi, o qual mostrou que as tensões se transmitem através de pequenas áreas de contato entre as partículas. Dependendo da área de contato diminuir ou aumentar, mantida constante a força normal, aumenta-se ou diminui-se a tensão de contato entre as partículas.

Ortigão (1993) mostra uma relação do índice de vazios com a resistência dos solos arenosos. Este autor explica a variação da resistência devido a mudança de arranjo entre os grãos. Assim nas areias compactas pode ocorrer o fenômeno da dilatância enquanto nas areias fofas saturadas pode ocorrer o fenômeno da liquefação, ambos alterando significativamente a resistência do solo.

Lambe e Whitman (1979) citam uma série de fatores que afetam o ângulo de atrito entre os quais se encontra o índice de vazios do solo, as tensões confinantes e a condição de carregamento.

Com relação ao índice de vazios inicial, verifica-se que, quanto menor o seu valor, existe uma tendência de aumento do valor do ângulo de atrito conseqüentemente, aumentando a resistência ao cisalhamento. Para as tensões confinantes, observa-se que aumentando-se seu valor ocorre aumento da resistência ao cisalhamento. Isto é, as tensões confinantes atuam no aumento das tensões normais.

Já as condições de carregamento ( influência da tensão intermediária, ruptura com diminuição das tensões, velocidade de carregamento, vibrações e carregamentos repetidos, umidade) pode aumentar ou diminuir a resistência ao cisalhamento, pois aumentam ou diminuem o ângulo de atrito interno. Cada tipo de influência é explicado sucintamente em Lambe e Whitman (1969).

## 2.7.5 Comportamento das Areias ( SPT e PMT)

### 2.7.5.1 SPT

Segundo De Mello (1971), a referência inicial ao uso do SPT em areias se deve-se a Terzaghi & Peck (1948) que apresentam uma relação entre o número de golpes do SPT com a compacidade das areias em uso na época em que o livro foi escrito. De Mello (1971), porém, considera que o primeiro estudo sistemático do SPT foi o realizado pelo U.S. Bureau of Reclamation, (Gibbs e Holtz, 1957) pois neste estudo levou-se em consideração os efeitos devido a sobrecarga, que não foram considerados por Terzaghi & Peck (1948).

São vários os fatores que influenciam o Índice de resistência à penetração,  $N_{SPT}$ , em areias. Alguns estados-da-arte como De Mello (1971), Nixon (1982) e Décourt (1989) apresentam informações sobre estes fatores. Dentre os vários existentes, serão comentados os seguintes: granulometria, tensão geostática, compacidade e nível d'água.

Segundo Sousa Pinto (1966), citado por Décourt (1989), nas areias muito uniformes, com coeficiente de uniformidade,  $C_u \approx 1,6$ , o tamanho das partículas não influencia na resistência a penetração. Já nos solos bem graduados, o índice de resistência à penetração aumenta com o tamanho médio das partículas.

Tem-se verificado a variação do  $N_{SPT}$  antes e após uma escavação ou aterro, De Mello (1971). Neste caso observa-se que os valores de  $N_{SPT}$  variam com a variação de tensão no solo. De acordo com Zolkov e Wiseman (1965), citados por De Mello (1971), mantendo-se a compacidade constante, os valores de  $N_{SPT}$  deveriam diminuir com a retirada da sobrecarga. Porém, estes valores não reduziram tanto quanto esperado. Desta forma verificou-se que a pré-compressão de areias poderia ser responsável pelos altos valores do  $N_{SPT}$ . Portanto, confirma-se que o responsável por esta constatação é realmente o estado de tensões.

Ladd (1977) estudando solos arenosos submetidos a cravação de estacas, verificou que o aumento do índice de resistência à penetração

independe da densidade relativa das areias, que variou muito pouco, dependendo apenas do estado de tensões ao que o solo é submetido.

As areias compactas dependendo do arranjo estrutural e da carga atuante podem apresentar o fenômeno da dilatância, que ocorre quando o solo é cisalhado. Estas areias, geralmente apresentam índices de resistência à penetração altos pois, o solo é submetido a um estado de tensões bem maior.

As areias fofas quando saturadas e submetidas a forças de cisalhamento escoam como um fluido, isto é provocado pelo aumento da poro-pressão que causa diminuição da resistência, tal fenômeno é denominado liquefação das areia. Nestes tipos de solo, os índices de resistência à penetração são muito baixos ou nulos. (Caputo, 1983)

Com relação à influência do nível d'água, Gibbs e Holtz (1957) citado por De Mello (1971), verificaram que para as areias finas abaixo do lençol freático, os valores do índice de resistência à penetração são menores do que para estas areias secas ao ar. Já nas areias grossas verifica-se que este índice reduz cerca de 25%.

#### 2.7.5.2 PMT

O ensaio pressiométrico Ménard (PMT) é influenciado por alguns fatores inerentes ao solo onde se realizará os ensaios. Baseando-se nas observações feitas por Clark (1995), Briaud (1992) e Baguelin (1978), apresenta-se, a seguir, uma breve descrição de cada um destes fatores com relação aos solos granulares.

Clark (1995) afirma que a tensão vertical, para solos normalmente adensados, é maior que as tensões radiais e circunferenciais. Para solos ligeiramente pré-adensados, a tensão vertical é um valor intermediário entre as tensões radiais e circunferenciais. No caso de solos fortemente pré-adensados, as tensões verticais no solo são geralmente menores que as tensões radiais e circunferenciais. Estas tensões radiais e circunferenciais são aquelas desenvolvidas quando do início da expansão da cavidade cilíndrica. A influência das tensões *in situ*, é objeto de estudo de outros pesquisadores

como Ménard, Briaud e Shields, porém observa-se discordância entre eles, o que mostra que esta questão ainda necessita de maiores estudos.

Observando-se a classificação de solo com base em ensaios pressiométricos apresentada por Clark (1995), verifica-se para areias de compactidade média a compacta, que a relação entre o módulo pressiométrico e a pressão limite é maior que esta mesma relação para areias fofas ou muito fofas, o que é observado também em Briaud (1992).

Tabela 2.4 - Classificação dos solo através do PMT (Clark, 1995).

Tipo de solo	E/PL
Areia muito fofa a fofa	4-7
Areia medianamente compacta a compacta	7-10
Turfa	8-10
Argila mole a rija	8-10
Argila rija a muito rija	10-20
Loess	12-15
Rocha alterada (dependendo do grau de intemperismo)	8-40

Consoante Baguelin *et al.*(1978), variações no nível d'água podem influenciar nos resultados de ensaios pressiométricos, porém apenas para siltes e "loess", assim como para alguns solos residuais. No caso das areias, o nível d'água não interfere no comportamento, tendo-se em vista que estes solos possuem a alta permeabilidade, característica esta, que conferem a estes o comportamento drenado, ou seja, as poro-pressões são dissipadas rapidamente.

Com relação à influência da dilatância, verifica-se que seu aumento, aumenta substancialmente a pressão de fluência, e sem dúvida nenhuma a pressão limite, Baguelin *et al.*(1978). A influência da dilatância no valor da pressão limite é várias vezes maior que a da pressão de fluência.

## 2.8 Situação Atual

As condições de contorno dos ensaios de campo têm sido obstáculo para determinação dos parâmetros de resistência e compressibilidade do solo. De forma mais direta, o comportamento do solo, quando sujeito a ensaios de campo carece de maiores esclarecimentos. Isto é válido sobretudo para o SPT que é a forma de investigação mais utilizada. Por extensão, o SPT-T por ser um procedimento recente, merece ainda mais atenção.

## CAPÍTULO 3

### DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS UTILIZADOS E DA CAMPANHA DE ENSAIOS

#### 3.1 Generalidades

Neste capítulo são apresentadas todas as informações com relação ao trabalho desenvolvido no depósito estudado, informações tais como: local onde foram realizados os ensaios, os equipamentos utilizados e os procedimentos de execução adotados.

#### 3.2 Descrição do Depósito

Serão descritas a seguir as principais informações acerca do local, onde foi realizada a campanha de ensaios, no que diz respeito a: localização, geologia e a técnica de melhoramento utilizada no depósito.

##### 3.2.1 Localização do Depósito

Na Figura 3.1 apresenta-se um mapa do Estado da Paraíba, que dá uma visão geral da localização do município de Cabedelo. No detalhe ampliado, observa-se que Cabedelo está localizada na região metropolitana de João Pessoa. O bairro de Intermares, onde fica o depósito em estudo, é de particular interesse por ser uma região de veraneio em expansão imobiliária.

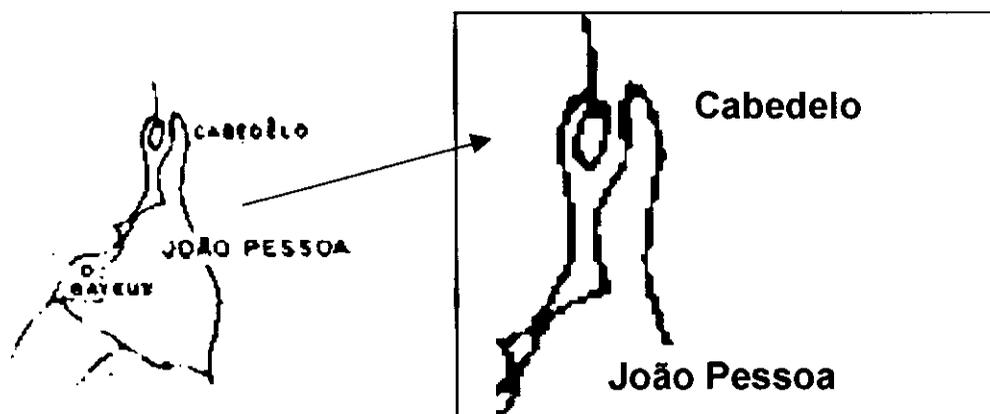


Figura 3.1 – Planta de localização de Cabedelo, PB.

O depósito onde foi realizada a campanha de ensaios é apresentado na área hachurada da Figura 3.2. Este terreno encontra-se localizado na quadra 26, lotes 13 e 14, situado entre a Avenida Mar Negro e Rua Golfo de Amundsen, vizinho ao edifício Itajaí, situados nos lotes 11 e 12 da mesma quadra no bairro de Intermares, em Cabedelo, PB. Este depósito, encontra-se a cerca de 200m da praia de Intermares e situa-se a direita de quem percorre a BR230 sentido João Pessoa-Cabedelo.



Figura 3.2 – Planta de situação do depósito estudado.

### 3.2.2 Descrição Geológica

De acordo com o relatório do levantamento exploratório de solos do estado da Paraíba (SUDENE, 1972) o solo da região de Intermares, em Cabedelo, tem origem no período Holoceno, cerca de 12.000 anos atrás, correspondente a era quaternária. O material original é constituído por sedimentos areno-quartzosos não consolidados, de coloração branca ou cinza clara, de origem marinha.

As areias quartzosas marinhas apresentam drenagem excessiva devido sua constituição mineralógica. Estes solos encontram-se sobre Formações de Praias. Em termos de granulometria, pode-se observar no texto citado, que a

maior parte dos grãos são constituídos de fração grossa, seguido pela fração fina e apresentando uma pequena quantidade de silte. Entretanto, Medeiros (1998) apresenta perfis de sondagem em que estas areias são constituídas de fração fina e média.

Na região de Intermares, o solo é estratificado. As camadas pouco compactas são alternadas com outras medianamente compactas. Esta variação de compactidade se deve provavelmente ao movimento de transgressão e regressão do mar que deposita estes materiais de forma diferenciada. Deve-se ainda considerar que nos períodos de recuo, o solo é depositado por ação eólica, trazendo material da Formação Barreiras. Isto explica a existência do material mais fino, incluindo o silte, nas camadas fofas e profundas.

### 3.2.3 Técnica de Melhoramento Utilizada

O terreno onde foram realizados ensaios, foi melhorado pela utilização de estacas de areia e brita. Esta técnica é aplicada com o objetivo de compactar a camada superficial de areia, possibilitando emprego de fundações superficiais, podendo também ser aplicada para camadas mais profundas (Gusmão Filho, 1995). No depósito em estudo, as estacas foram executadas até cerca de 4,00m de profundidade.

Esta técnica, tem sido muito utilizada nos litorais do Recife e de João Pessoa devido reduzir os custos com projeto e execução de fundações. Porém, existem críticas com relação ao emprego desta técnica, devido ao fato de ocasionar o surgimento de problemas de recalques em edificações vizinhas quando da execução de fundações.

Lucena *et al.* (1998) fornecem maiores detalhes a respeito da técnica do melhoramento no depósito em estudo. Vale adiantar que o melhoramento consistiu na execução de uma malha quadrada de 1,0m de lado, em cujos nós foram executadas as estacas de areia e brita, no traço 4:1 em volume, respectivamente. Esta malha cobriu toda a superfície projetada do edifício. Ao fim do processo de compactação verifica-se ganho de resistência ao cisalhamento e redução de deformações, o que conduz a um aumento da capacidade de carga do terreno.

### 3.3 Ensaio de Laboratório Realizados

Com a quantidade de material retirado do depósito (uma amostra dentro e outra fora da área melhorada), foi possível realizar apenas os ensaios seguintes ensaios geotécnicos: o de granulometria e o cisalhamento direto. A amostra que foi retirada em maior quantidade foi a obtida da parte externa da área melhorada. A outra amostra, foi obtida a partir da retirada de material pelo amostrador SPT de um dos furos feitos na área melhorada (SPT-T03) em várias profundidades de ensaio.

O material retirado da parte externa da área melhorada foi utilizada para realização do ensaio de cisalhamento direto e de granulometria, já com a outra amostra fez apenas a granulometria, verificar em locais com diferentes estados de tensão. Realizou-se o ensaio de cisalhamento direto com o objetivo de caracterizar do solo com relação ao ângulo de atrito interno. Os resultados destes ensaios são apresentados no Capítulo 4 desta dissertação.

### 3.4 Ensaio *In Situ* Realizados

#### 3.4.1 Generalidades

A campanha de ensaios de campo foi realizada em janeiro 1998, no período de uma semana, quando foram realizados 45 ensaios SPT-T e 37 ensaios pressiométricos. A profundidade de 8m foi estabelecida como limite, pois a mesma cobre o estrato onde foi feito o melhoramento do terreno, incluindo a região de influência.

Os ensaios de campo realizados nesta pesquisa foram o SPT-T e o PMT. O SPT-T, por fornecer diretamente uma estimativa do atrito lateral, que é de fundamental importância no projeto de fundações profundas. Já o ensaio pressiométrico (PMT), como é um ensaio que possui uma boa fundamentação teórica, fornece resultados mais realísticos. Portanto, o ensaio pressiométrico será utilizado como um ensaio de referência para os parâmetros determinado a partir do SPT-T.

3.4.2 Locação dos furos

Foram realizados 12 furos na área estudada, sendo 6 executados para realização dos SPT-T e os outros 6 para os ensaios pressiométricos. Os furos para os dois tipos de ensaios ficaram cerca de 2,00m distantes um do outro. Cada tipo de ensaio teve 3 furos executados em solo fora da área melhorada e 3 no interior da área melhorada. Os ensaios realizados dentro da área melhorada foram executados no espaço intermediário das estacas de areia e brita.

A Figura 3.3 apresenta a locação dos furos indicando onde foram feitos os SPT-T e ensaios pressiométricos (PMT). Para denominar os ensaios foi elaborada uma convenção. São colocados três grupos de caracteres que descrevem o ensaio. O primeiro grupo descreve o tipo de ensaio (PMT) para pressiômetro e (SPT-T) para o SPT com medida de torque. O segundo grupo é numérico e tem dois algarismos com função de posicionar o furo. O terceiro grupo descreve a profundidade e é composto pela letra 'z' seguida de dois algarismos correspondentes à profundidade do ensaio. Logo, para nomear o ensaio pressiométrico realizado no furo três, na profundidade 2m tem-se a seguinte legenda: PMT03z02.

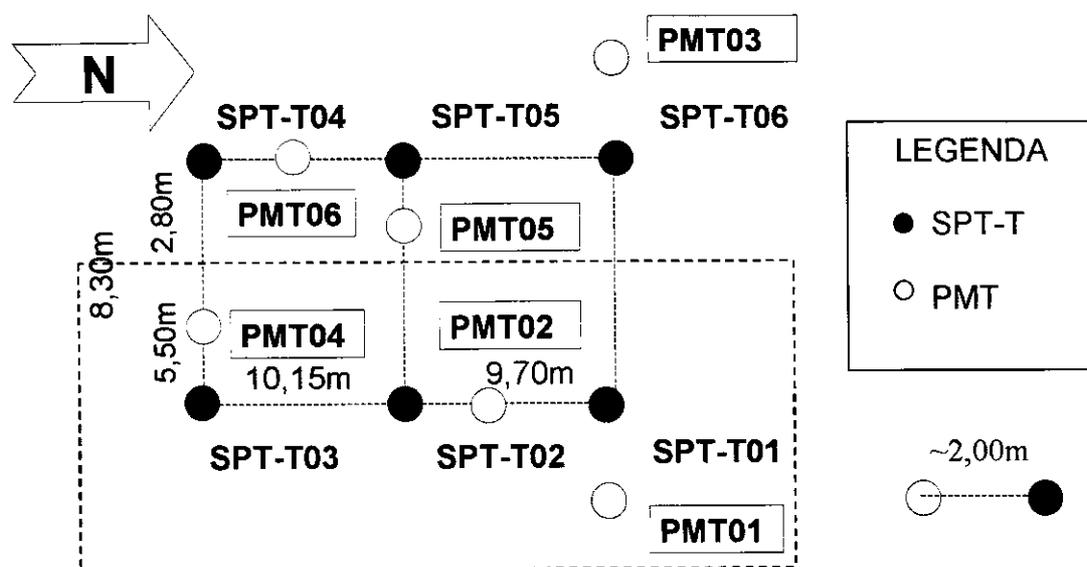


Figura 3.3 – Planta de locação dos furos no depósito estudado.

### 3.4.3 O SPT-T

A seguir serão apresentadas as informações sobre o SPT-T no que diz respeito ao equipamento utilizado e procedimentos para execução do ensaio.

#### 3.4.3.1 Descrição do Equipamento

O equipamento utilizado é o mesmo descrito na NBR-6484 para o SPT, porém tendo acoplado a este um torquímetro. O torquímetro é o equipamento utilizado para aplicar e medir o torque no ensaio SPT-T. Consiste de um braço de alavanca, que possui um medidor de torque. O torquímetro utilizado no presente trabalho possui escala máxima igual a 480N.m, com resolução de 20 N.m (os valores estão originalmente em kgm). O equipamento empregado nesta pesquisa, o modelo 3219 da GEDORE, é dotado de um sistema de encaixe tipo macho-fêmea e um pino adaptador que é conectado ao topo da haste de perfuração, possibilitando o travamento do torquímetro à esta.

Na Figura 3.4, apresenta-se os detalhes do pino, e na Figura 3.5, o sistema de encaixe do torquímetro. O encaixe do torquímetro não é necessariamente hexagonal como apresentado na Fig. 3.5, podendo este encaixe ser frezado.

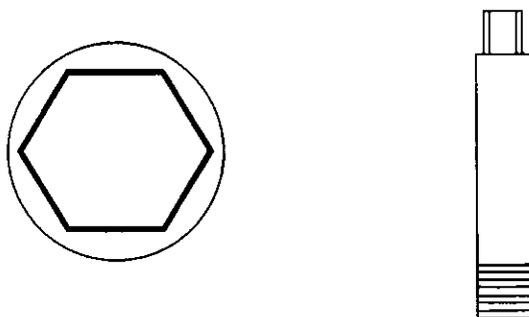


Figura 3.4 - Detalhes do pino adaptador, vista superior (à esquerda) e vista lateral (à direita).

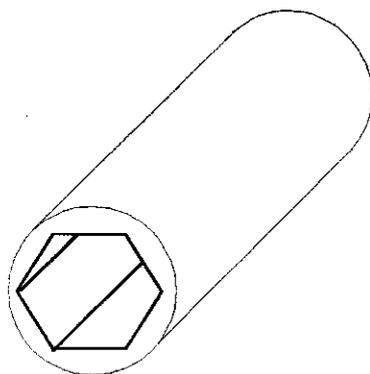


Figura 3.5 – Soquete de encaixe do torquímetro

### 3.4.3.2 Procedimentos para Execução do SPT-T

Alonso (1994) recomenda que após a realização do SPT na profundidade desejada, o primeiro passo a ser seguido para execução do SPT-T é a substituição da cabeça de bater pelo pino adaptador. Uma vez feita a substituição, deve-se colocar um disco espaçador para evitar que as hastes se inclinem quando da aplicação do torque. Este espaçador tem também a função de encaixar o torquímetro ao pino adaptador (ver Figura 3.6) de modo que o torquímetro fique na posição horizontal. Depois, aplica-se uma rotação ao torquímetro, até que se perceba que o atrito entre o amostrador e o solo seja vencido. Deve-se ter o cuidado de apertar bem as luvas que conectam as hastes entre si, pois isto gera uma rotação nas hastes que não correspondem a uma rotação no amostrador. Como pode-se notar a complementação do SPT com medida de torque, em nada modifica as recomendações da NBR 6484.

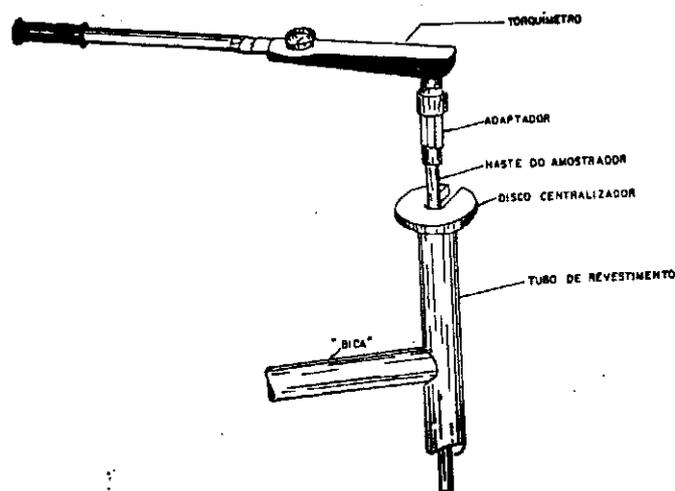


Figura 3.6 – Ligação do torquímetro ao adaptador (Alonso, 1994).

### 3.4.4 O PMT

#### 3.4.4.1 Generalidades

A calibração de ensaios de campo é usualmente feita através de ensaios de laboratório que têm condições de contorno bem definidas e caminhos de tensão conhecidos. Entretanto, por se estar trabalhando com um depósito de areia de praia, abaixo do lençol freático, a amostragem é difícil e cara. Ainda mais, a qualidade de amostras obtidas nestas condições é freqüentemente questionada. Isto tem inviabilizado um estudo geotécnico mais detalhado na maioria das obras de médio e pequeno porte.

O pressiômetro Ménard é muito utilizado na Europa, principalmente na França. Dentre os ensaios de campo é um dos mais indicado para determinação de parâmetros como o módulo de deformação,  $E$ , e a pressão de ruptura,  $PL$ . O ensaio pressiométrico possui uma boa fundamentação teórica, o que lhe dá maior crédito em relação aos ensaios de campo que fazem uso de correlações empíricas. Este ensaio é explicado pela teoria da expansão de uma cavidade cilíndrica infinita no interior do solo. Esta teoria não será abordada neste trabalho, pois a literatura corrente sobre pressiômetro trata deste assunto.

O emprego do pressiômetro Ménard neste trabalho tem a finalidade de fornecer parâmetros de referência para ajustar o SPT-T. Esta ajuste pode ser realizado também através de ensaios de laboratório. Entretanto, o uso do pressiômetro traz redução de custos e apresenta-se como alternativa confiável para determinação dos parâmetros de projeto. Schnaid *et al.* (1998) realizaram um estudo de solos residuais com emprego do Pressiômetro Ménard, e concluíram que a resposta obtida é muito boa quando comparada com ensaios de laboratório.

A seguir serão apresentadas as principais informações sobre o pressiômetro Ménard no que diz respeito ao equipamento e execução do ensaio.

### 3.4.4.2 Descrição do Equipamento

O pressiômetro utilizado nesta pesquisa é o modelo GC, fabricado e comercializado pelo empresa APAGEO e a sonda utilizada foi do tipo BX com revestimento de borracha (Figura 3.13). Este equipamento é constituído por uma unidade de controle de pressão e volume (CPV), um sistema de alimentação de pressão (gás nitrogênio), uma tubulação que conduz tanto água pressurizada quanto gás em seu interior e uma sonda. Esta sonda é dotada de duas células-guarda laterais e uma célula central. O diâmetro da sonda é 60mm e seu comprimento 450mm. A relação L/D deste pressiômetro é igual à 7,5.

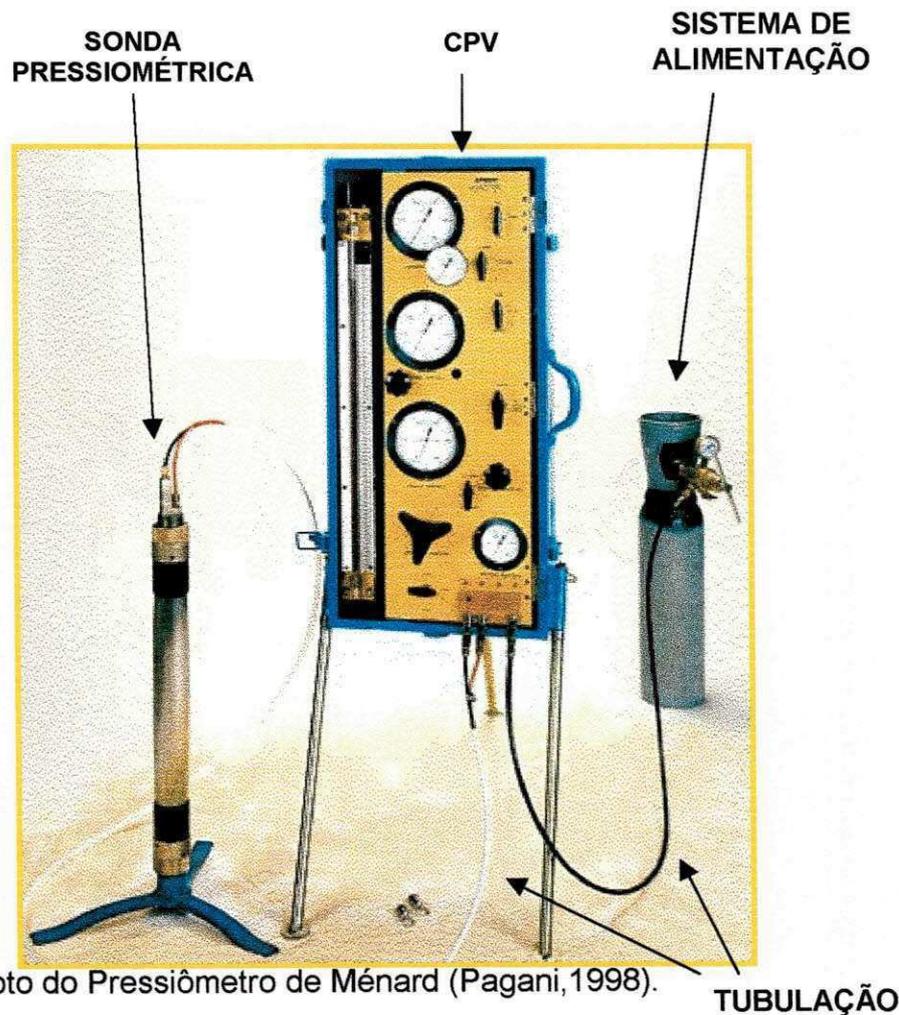


Figura 3.7 – Foto do Pressiômetro de Ménard (Pagani, 1998).

### 3.4.4.3 Procedimentos para Execução do Ensaio Pressiométrico

O ensaio consiste em injetar água pressurizada no interior da célula central e gás nas células-guarda de modo que a sonda pressiométrica infle

segundo uma superfície cilíndrica no interior do solo. Para isto, deve-se inicialmente fazer a montagem do equipamento, ou seja, deve-se conectar o sistema de alimentação de gás (nitrogênio) à CPV e também conectar a sonda à CPV.

Após a montagem do conjunto de equipamentos, o primeiro passo a ser feito é o abastecimento do volumímetro com água. Em seguida faz-se a completa saturação da sonda pressiométrica e verifica-se possíveis vazamentos no sistema. Posteriormente, deve-se estabelecer o zero do volumímetro e dos manômetros. Depois, deve-se verificar se a CPV (unidade de controle de pressão e volume) está nivelada em relação a superfície do terreno. Também é necessário observar a diferença de cota entre a CPV e a superfície do terreno.

Este nivelamento deve ser feito, por dois motivos:

- garantir o posicionamento correto da sonda junto ao local do ensaio;
- auxiliar estabelecimento da pressão diferencial entre a célula central e as células-guarda.

A pressão diferencial deve ser estabelecida, devido ao fato da sonda ser revestida por duas membranas com rigidez diferentes, uma interna que reveste a célula central e outra externa que reveste todo conjunto (célula central e células-guarda). A pressão diferencial deve ser aplicada de modo que seja mantida constante a deformação ao longo do comprimento da sonda pressiométrica, ou seja, devido à diferença de rigidez entre as membranas das células central e de guarda, é preciso estabelecer uma pressão diferencial durante o ensaio, de modo que de que as células-guarda solicitem o solo com uma tensão ligeiramente inferior a da célula central. A pressão diferencial estabelecida neste trabalho foi 100kPa.

Para que as condições de carregamento sejam mantidas constantes durante o ensaio, deve-se sempre observar se a pressão diferencial é mantida em cada incremento de pressão. Outro fator importante é saber em qual a profundidade se encontra a sonda, pois esta profundidade indica a pressão exercida pela coluna d' água na sonda. A pressão da coluna d' água é descontada até que seja atingida a profundidade de 10m. Esta profundidade corresponde ao valor de 100 kPa da pressão diferencial utilizada para este tipo

de sonda. Para profundidades superiores à 10m deve-se adicionar o valor da pressão de coluna d'água à pressão diferencial.

Em seguida, deve-se prosseguir fazendo-se as calibrações por perda de pressão e de volume, ambas normalizadas pelas Normas NFP94-110(1991) e ASTM (1987). As calibrações são feitas ao final de 5 a 6 ensaios consecutivos. As calibrações são para descontar o efeito da resistência da membrana de borracha que reveste a sonda e, a expansibilidade da tubulação que conduz água e ar, e dispositivos conectores.

A calibração por perda de pressão foi feita com a sonda exposta ao ar livre aplicando-se incrementos de pressão de 25 kPa até que fosse atingido um volume próximo do volume máximo da sonda pressiométrica, que é  $700 \text{ cm}^3$ . A calibração por perda de volume foi realizada aplicando-se incrementos de pressão iniciais 50 kPa em cinco estágios de pressão, para melhor definição do trecho inicial da curva pressão x volume. Posteriormente, mais 10 estágios de pressão foram aplicados, agora com incrementos de 250 kPa. Isto é feito com a sonda dentro de um tubo metálico, considerado indeformável, com diâmetro ligeiramente superior ao da sonda.

Uma calibração por perda de volume obtida no ensaio feito nesta campanha é apresentada na Figura 3.13. O volume inicial da sonda ( $V_s$ ) obtido da Figura 3.14 foi igual a  $498 \text{ cm}^3$  e o coeficiente de compressibilidade (a) obtido foi de  $0,0033 \text{ cm}^3/\text{kPa}$ .

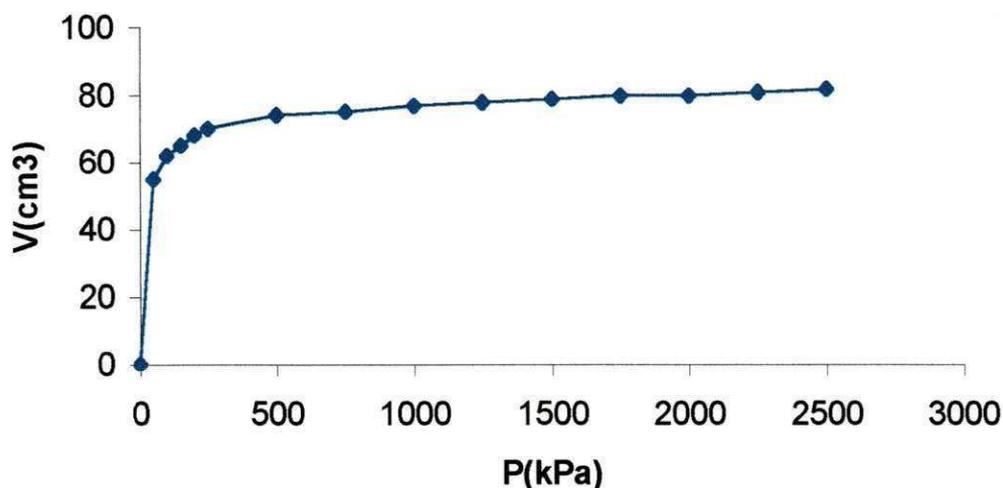


Figura 3.8 – Calibração por perda de volume.

A calibração por perda de pressão típica encontrada nesta campanha de ensaios é apresentada na Figura 3.14. A curva de calibração apresentada na Figura 3.14 foi a obtida para o Furo 03. As outras curvas (Figs. A7-A13) obtidas podem ser vistas no anexo deste trabalho.

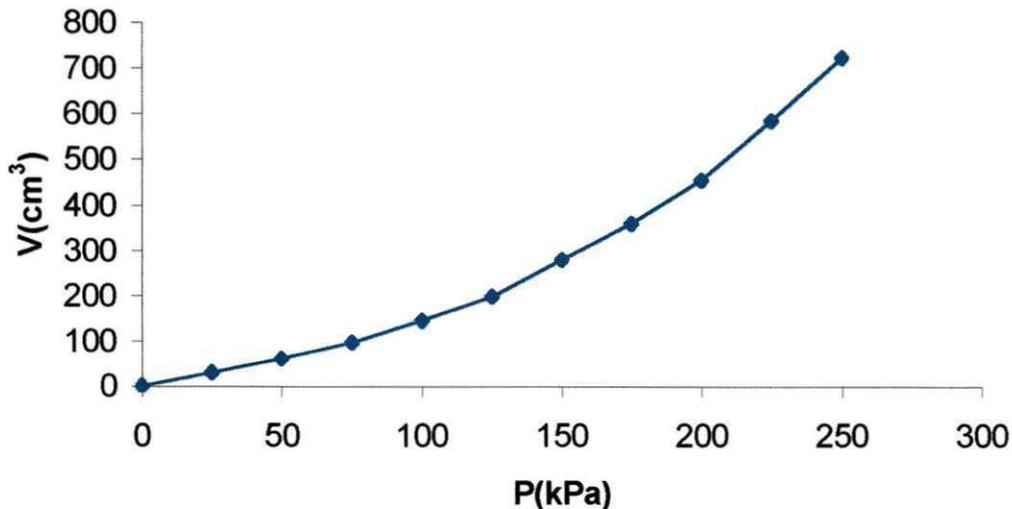


Figura 3.9 – Calibração por perda de pressão.

Os furos para execução do ensaio foram abertos com trado até alcançar o lençol freático. Atingido o lençol freático prosseguiu-se por lavagem. Os furos foram executados na sua maioria com o auxílio de lama bentonítica. O emprego de lama bentonítica é para dar estabilidade às paredes do furo, tendo-se em vista que ocorre o seu desmoronamento em solos arenosos submersos.

A execução dos furos foi feita continuamente, ou seja, em cada furo avançava-se às vezes até 3,00m de profundidade e executavam-se três ensaios consecutivos. O diâmetro do equipamento empregado para execução do furo é de 63mm. O diâmetro do equipamento de perfuração é 5% maior que o do pressiómetro.

Feito o furo, introduz-se a sonda pressiométrica no seu interior na cota desejada, e inicia-se a aplicação dos incrementos de pressão. Após a aplicação do incremento deve-se permanecer controlando o seu valor pelo regulador principal, de modo a evitar valores maiores ou menores do que o valor pré-estabelecido.

Os incrementos de pressão aplicados nos ensaios em todos os furos, foram adotados mediante estimativa da pressão limite média em função do tipo de solo (ver Tabela 3.1) de acordo com o adotado por Briaud (1992). Os

valores previstos para ruptura foram divididos em 10 estágios de pressão. Em alguns casos o ensaio prosseguiu até cerca 15 estágios.

Em alguns furos (PMT02, PMT03, PMT06) foram feitos durante a execução do ensaio PMT, laços de descarregamento e recarregamento. Porém, estes laços não ficaram bem definidos, impossibilitando o cálculo de módulo pressiométrico cíclico.

De acordo com a Norma NFP94-110 (1991), cada estágio de pressão dura 1 minuto. Bosch (1996) empregou tempos bastante superiores a 1min. Entretanto, este autor verificou que a maioria das deformações ocorreram no primeiro minuto. Desta forma neste trabalho adotou-se o tempo de 1min para cada estágio de pressão.

Para permitir a construção das curvas de fluência foram feitas leituras no volumímetro nos tempos de 15, 30 e 60 segundos. Sempre foi feito o acompanhamento da pressão de fluência (pressão entre o final do trecho elástico e início do trecho plástico da curva pressiométrica). Este parâmetro dá uma idéia da qualidade do ensaio. Nesta pesquisa, a qualidade foi satisfatória. Entretanto vale ressaltar que as curvas de fluência não foram plotadas. Para conhecer o valor da pressão de fluência deve-se observar a diferença entre os volumes correspondentes a 60 e 30 s. Para a construção das curvas pressiométricas foram utilizados os volumes correspondentes ao tempo de 60s.

Tabela 3.1 – Estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico (Briaud, 1992).

Tipo de Solo	PL (kPa)	PL <sub>média</sub> (kPa)	N <sub>SPT</sub> (golpes/30c m)	S <sub>u</sub> (kPa)
Areia fofa	0-500	250	0-10	
Areia média	500-1500	1000	10-30	
Areia compacta	1500-2500	2000	30-50	
Areia muito compacta	>2500	-	>50	
Argila mole	0-200	100		0-25
Argila média	200-400	300		25-50
Argila rija	400-800	600		50-100
Argila muito rija	800-1600	1200		100-200
Argila dura	>1600	-		>200

Cavalcante (1997) apresentou, os principais fatores que influenciam no ensaio pressiométrico Ménard de forma objetiva e clara. Desta forma, sugere-se a leitura do referido trabalho para maiores informações.

### 3.5 Dificuldades Encontradas na Execução dos SPT-T e PMT

A seguir serão apresentados algumas das dificuldades encontradas durante a realização da campanha de ensaios e em alguns pontos a solução empregada para resolver estes impasses.

De um modo geral, no SPT-T, as principais dificuldades foram:

- manter o braço do torquímetro na posição horizontal;
- descontinuidade em alguns casos da aplicação do torque;
- posicionamento do responsável pela obtenção da leitura no marcador de torque;
- rompimento de algumas luvas;
- torção em algumas das hastes de perfuração;
- obtenção de valores de torque maiores que 480 N.m, devido a capacidade do equipamento utilizado.

Para o pressiômetro, as principais dificuldades encontradas foram:

- preparação do furo, fundamental para obtenção da curva pressiométrica e dos parâmetros;
- manter o controle sobre o dispositivo responsável pela pressão aplicada ao sistema;
- obter precisão na leitura do volumímetro;
- controle no posicionamento da sonda pressiométrica para execução do ensaio que tem influência sobre a pressão diferencial aplicada;
- realização da calibração de perda de volume, devido a presença de oxidação do tubo juntamente com a presença de areia nas paredes

internas, que ocasionou apenas uma calibração para todos os ensaios realizados;

- problemas devido ao rompimento da membrana interna (célula central);
- problemas de sonda presa, que ocorreu por sorte no último ensaio do furo PMT06z7,00. A solução adotada para resolver este problema, foi abrir um outro furo de forma a facilitar a retirada da sonda, o único inconveniente desta solução é a provável perfuração da membrana externa devido a utilização do trépano;
- realização dos ensaios pressiométricos exatamente no furo onde fez-se o SPT-T, devido a problemas de ajuste de profundidade de ensaio e perturbação do furo;
- ocorrência de aumento de volume da sonda pressiométrica antes da aplicação de qualquer pressão a partir dos 3,00m de profundidade, que faz com que se registre uma leitura inicial de volume para a pressão inicial ( $p=0$ ) quando na realidade este volume deveria ser também zero;

## CAPÍTULO 4

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 4.1 Generalidades

No presente capítulo, são apresentados e analisados os resultados obtidos no depósito estudado. Inicialmente, são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório e depois os obtidos nos ensaios de campo. Na seqüência apresentam-se os dados obtidos a partir SPT-T e, posteriormente, os do ensaio pressiométrico (PMT). Em seguida, são analisados os resultados envolvendo os parâmetros obtidos por ambos ensaios.

#### 4.2 Ensaio de Laboratório

##### 4.2.1 Granulometria

Foram retiradas amostras a cada profundidade do ensaio SPT-T do terreno com melhoramento e do solo fora da área melhorada. Na superfície, nas proximidades do furo SPT-T05, coletou-se uma amostra com uma quantidade maior de solo. Em laboratório, fez-se o ensaio de granulometria segundo a Norma NBR7181 no solo fora e dentro da área melhorada. Como as amostras foram obtidas pelo amostrador do SPT, utilizou-se a quantidade de material disponível para fazer-se a granulometria. Para fins de padronização dos trabalhos empregou-se amostras de 150g.

Na Figura 4.1 é apresentada a curva granulométrica obtida para o solo natural. Como se pode observar o solo arenoso possui a maior parte dos grãos compreendidos na faixa de areia média, com uma pequena parcela de areia fina e grossa. No sistema unificado pode ser classificado como SP, areia mal graduada.

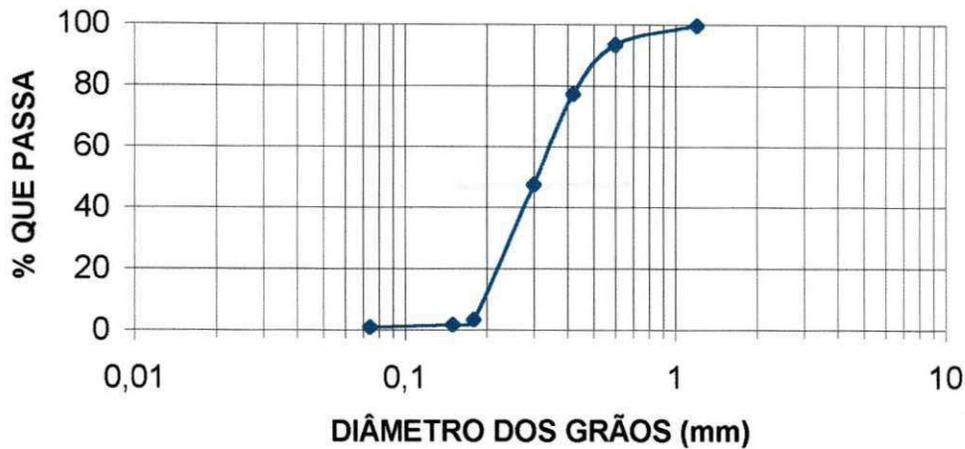


Figura 4.1 – Curva granulométrica obtida para o solo natural.

Na Figura 4.2 são apresentadas ao longo da profundidade (furo SPT-T03) as curvas granulométricas do solo dentro da área melhorada. Observou-se que a faixa de diâmetros fora e dentro da área melhorada é coincidente o que era de se esperar. Observa-se ainda que a distribuição da porcentagens que passa da amostra total são bem próximas para as profundidades estudadas.

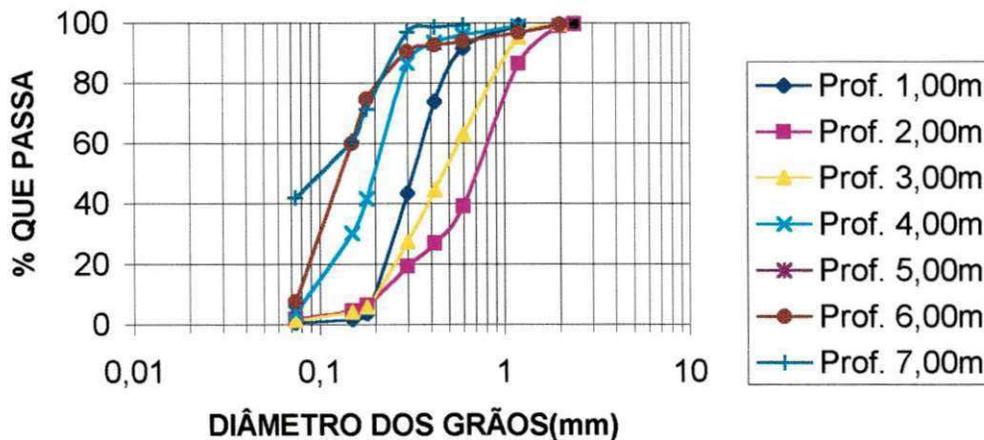


Figura 4.2 – Curvas granulométricas ao longo da profundidade obtida para o solo dentro da área melhorada, furo SPT-T03.

Do material do interior da área melhorada, coletou-se quatro sub-amostras e estas foram observadas com uma lupa (aumento 20x). Todas elas mostraram a mesma característica de forma. No conjunto, pode-se afirmar que as partículas de forma sub-angular são largamente predominantes. Sendo, as

areias de João Pessoa, predominantemente sedimentares a forma das partículas está de acordo com a forma de deposição do terreno, entretanto verifica-se que o percurso durante o transporte das partículas foi pequeno, o que justifica a forma sub-angular.

#### 4.2.2 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento do solo foi avaliada através do ensaio de cisalhamento direto. Com o material retirado fora do terreno melhorado – da superfície - foram moldados três corpos de prova com uma pequena diferença nos pesos específicos ( $15,9\text{kN/m}^3$ ;  $16,1\text{kN/m}^3$  e  $15,6\text{kN/m}^3$ ), o valor médio para o peso específico é  $15,8\text{kN/m}^3$ . As amostras foram preparadas por chuva de areia seca nas caixas de cisalhamento direto. As tensões de carregamento vertical aplicadas foram de  $50\text{kPa}$ ,  $100\text{kPa}$  e  $200\text{kPa}$ . O ensaio foi conduzido a uma velocidade de  $4,0 \times 10^{-6}\text{m/s}$ . A Figura 4.3 apresenta os pontos de resistência ao cisalhamento máximo para as três cargas aplicadas. O ângulo de atrito para esta areia é de  $30^\circ$ , para uma compactidade fofa.

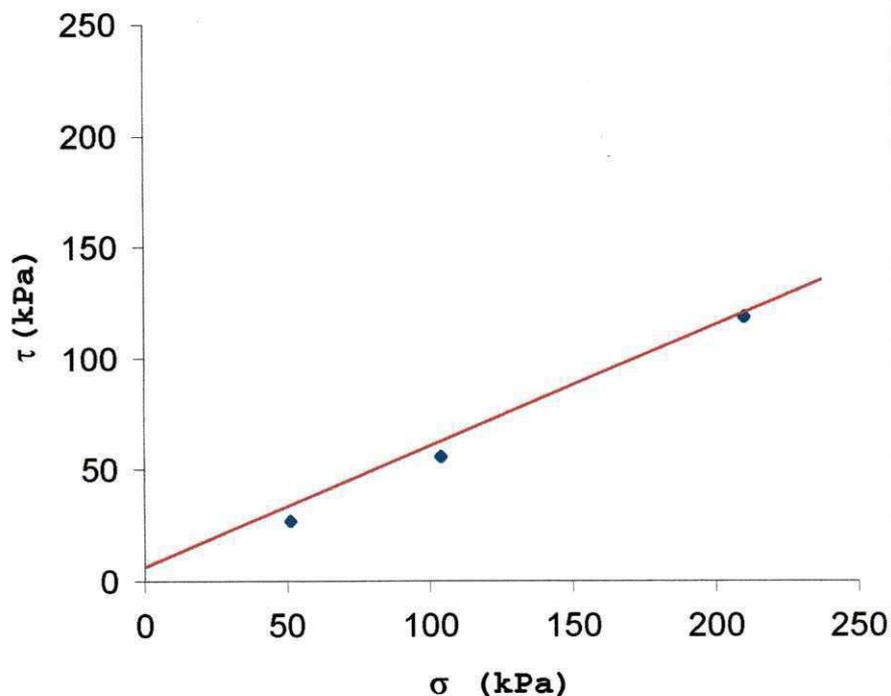


Figura 4.3 – Envoltória de ruptura obtida por cisalhamento direto.

### 4.3 SPT-T

Nas Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam-se respectivamente os resultados obtidos pelo SPT-T para o solo dentro e fora da área melhorada. Nestas Tabelas, encontram-se os valores do índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ), do torque medido (T), do índice de torque (T/N) e do atrito lateral ( $f_s$ ) estimado pela Equação 2.11.

Tabela 4.1 – Resultados obtidos pelo SPT-T no solo dentro da área melhorada.

PROF. (m)	SOLO FORA DA ÁREA MELHORADA											
	SPT-T 04				SPT-T 05				SPT-T 06			
	$N_{spt}$	T(N.m)	T/N	$f_s$ (kPa)	$N_{spt}$	T(N.m)	T/N	$f_s$ (kPa)	$N_{spt}$	T(N.m)	T/N	$f_s$ (kPa)
0,00	5	70	14,0	38	9	100	11,1	54	10	90	9,0	49
1,00	16	200	12,5	109	14	120	8,6	65	13	120	9,2	65
2,00	12	110	9,2	60	14	200	14,3	109	13	90	6,9	49
3,00	20	400	20,0	217	14	250	17,9	136	15	230	15,3	125
4,00	24	480	20,0	261	39	480	12,3	261	17	460	27,1	250
5,00	3	50	16,7	27	4	60	15,0	33	7	130	18,6	71
6,00	10	30	30,0	16	13	110	8,5	60	28	300	10,7	163
7,00	26	480	18,5	261	31	280	9,0	152	31	480	15,5	261
8,00	27	480	17,8	261								

Tabela 4.2 – Resultados obtidos pelo SPT-T no solo fora da área melhorada.

PROF. (m)	SOLO DENTRO DA ÁREA MELHORADA											
	SPT-T 01				SPT-T 02				SPT-T 03			
	$N_{spt}$	T(N.m)	T/N	$f_s$ (kPa)	$N_{spt}$	T(N.m)	T/N	$f_s$ (kPa)	$N_{spt}$	T(N.m)	T/N	$f_s$ (kPa)
1,30	7	60	8,6	33	7	80	11,4	43	7	80	11,4	43
2,30	12	90	7,5	49	21	300	14,3	163	15	200	13,3	109
3,30	20	380	19,0	206	16	200	12,5	109	23	460	20	250
4,30	26	480	18,5	261	26	480	18,5	261	21	400	19	217
5,30	12	220	18,3	119	8	180	22,5	98	7	230	32,9	125
6,30	5	80	16,0	43	2	60	30,0	33	3	60	20	33
7,30	24	200	8,3	109	18	170	9,4	92	26	480	18,5	261
8,30	9	160	17,8	87	9	190	21,1	103	9	200	22,2	109

#### 4.3.1 $N_{SPT}$

As Figuras A1, A2, A3, A4, A5 e A6, presentes no anexo deste trabalho, apresentam respectivamente os perfis SPT para o solo dentro e fora da área melhorada, nestas constam a classificação do solo tátil-visual, a compacidade, o nível d'água e o  $N_{SPT}$  ao longo da profundidade, estas sondagens foram

executadas até cerca de 8,00m de profundidade. Observando-se os perfis pode-se notar que o solo é bastante heterogêneo no que diz respeito às compacidades.

O lençol freático na área onde foi feito melhoramento encontrava-se a 2,0m de profundidade em relação a superfície original do terreno. Já no terreno fora da área melhorada, o nível do lençol freático encontrava-se a 1,00m da superfície. Entre a superfície do terreno no estado natural e o solo melhorado existe uma diferença de nível de 1,30m.

A Figura 4.4 apresenta os valores do índice de resistência à penetração ao longo da profundidade para os seis furos estudados. Cabe lembrar que os furos SPT-T01 a SPT-T03 foram feitos dentro da área melhorada e os furos SPT-T04 a SPT-T06 foram feitos cerca de 2m afastados dela. Esta distância não foi maior devido, no local, encontra-se todo material escavado do terreno melhorado. Os furos localizados dentro da área melhorada são aqui denominados (CM), enquanto os furos fora da área melhorada são denominados (SM). Os valores do índice de resistência à penetração variaram de 2 a 39 golpes.

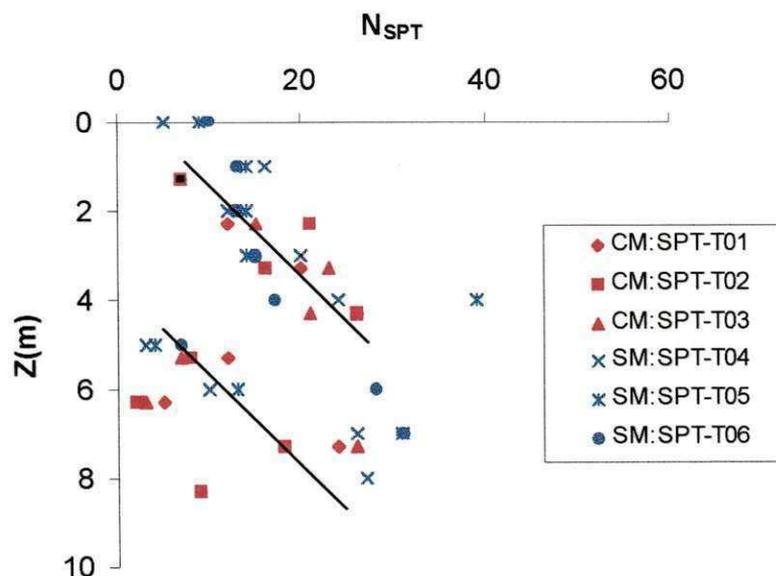


Figura 4.4 – Índice de resistência à penetração *versus* profundidade.

Na Figura 4.4 pode-se observar que até a profundidade de aproximadamente 4,50m os valores do índice de resistência a penetração tendem a crescer com a profundidade. Da profundidade 4,50 aos 5,00m ocorre

uma descontinuidade na linha de tendência, pois existe uma redução dos valores de  $N_{SPT}$ . A partir dos 5,00m de profundidade, existe uma grande dispersão dos valores de  $N_{SPT}$  ao longo da profundidade. Entretanto, parece que a tendência é crescer com a profundidade.

Ainda na Figura 4.4 observa-se que não existe uma diferença significativa no índice de resistência à penetração do solo dentro e fora da área melhorada. Assim, verifica-se que os pontos escolhidos fora da área melhorada sofreram influência do efeito da melhoria do solo. Verificando-se ainda esta figura, observa-se que até a profundidade de 2,00m os valores de  $N_{SPT}$  para o solo fora da área melhorada são maiores do que aqueles encontrados para o solo dentro desta área, isto deve ter ocorrido devido ao aumento do confinamento devido o processo de compactação a que o solo foi submetido semelhante a Gusmão Filho (1995).

Os valores de pico do  $N_{SPT}$  na Figura 4.4 ocorrem nas profundidades de 4,00m e 7,00m. Estas profundidades correspondem às camadas de solo com maior grau de compacidade, como tradicionalmente avaliado pelo SPT. Como as estacas de areia foram cravadas até 4m, parece lógico que o aumento nos índices de resistência à penetração tenham ocorrido até esta profundidade de 4,00m.

A Figura 4.5 apresenta uma comparação entre o perfil SPT para o solo antes do melhoramento (furos F01 e F02) determinado por Soares (1997) e o perfil SPT para o solo fora da área melhorada (furos SPT-T04, SPT-T05 e SPT-T06). Nesta figura verifica-se que houve influência do melhoramento neste último solo, pois os valores do  $N_{SPT}$  foram bem maiores do que aqueles do solo no estado natural isto até os 4,30m de profundidade. Esta influência do melhoramento ocorreu devido a proximidade dos furos ao limite da área melhorada, ainda nesta figura aparece o limite do comprimento da estacas .

Na Figura 4.6, apresenta-se o perfil SPT para o solo antes do melhoramento (furos F01 e F02) determinado por Soares (1997) e o perfil SPT para o solo dentro da área melhorada. Observa-se nesta figura, que a ordem de grandeza dos valores do  $N_{SPT}$  é bem maior do que aqueles determinados para o segundo solo, sobretudo nas profundidades inferiores aos 4,30m, ainda nesta figura aparece o limite do comprimento da estacas de areia de brita.

Em qualquer das Figuras, 4.5 e 4.6, pode-se observar que os valores limites do  $N_{SPT}$  para o solo no estado natural está entre 2 e 22 golpes isto considerando até a profundidade limite de estudo (8,00m). Com o melhoramento através de estacas de areia e brita, estes valores aumentaram de 7 até 26 golpes.

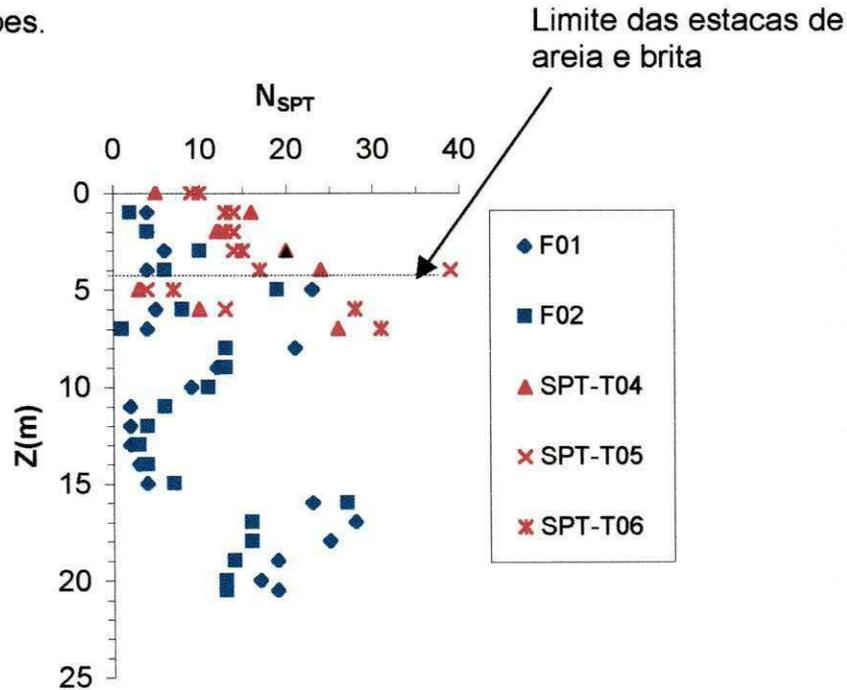


Figura 4.5 – Comparação entre os índices de resistência à penetração do solo no estado natural e do solo fora da área melhorada (Soares, 1997).

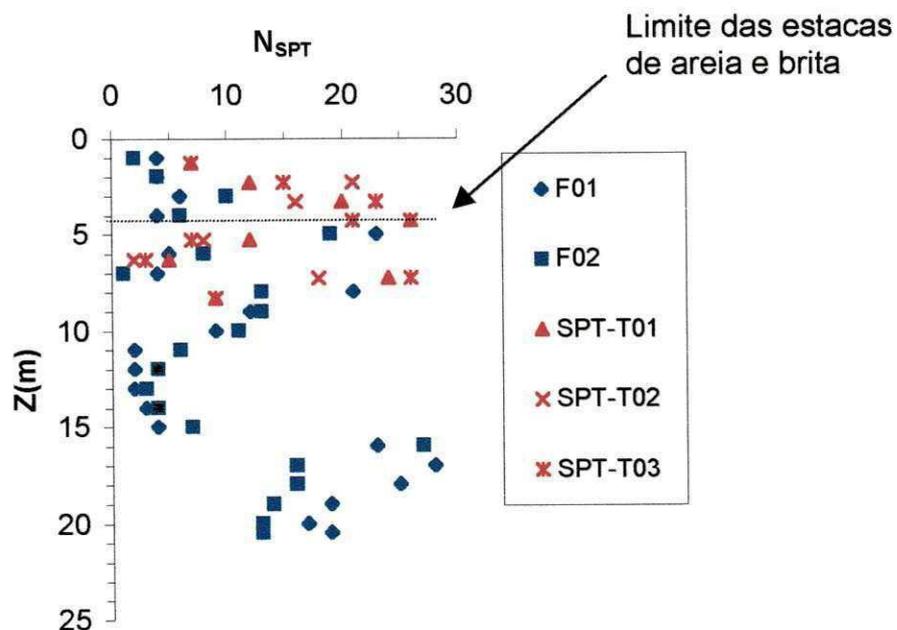


Figura 4.6 – Comparação entre os índices de resistência à penetração do solo no estado natural e do solo dentro da área melhorada (Soares, 1997).

Na Figura 4.7 apresentam-se dois perfis SPT típicos da região de Intermares. Um foi objeto de estudo de Medeiros (1998) e o outro, foi obtido por Soares (1997) no terreno em estudo antes do melhoramento. Devido a forma de deposição do material verifica-se entretanto que no terreno estudado por Medeiros (1998) os valores de  $N_{SPT}$  são quase o dobro dos valores do terreno em estudo. Observou-se que apesar da proximidade do terreno estudado por Medeiros ao estudado neste trabalho, a diferença nos valores de  $N_{SPT}$  (aproximadamente o dobro do valor) não se constitui em um problema, mas na observação de uma heterogeneidade do sub-solo. Esta heterogeneidade é típica de solos sedimentares.

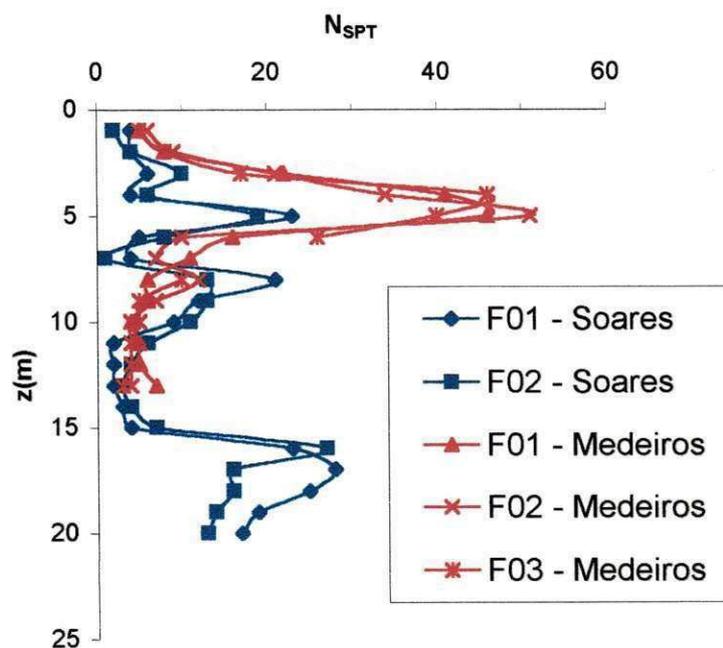


Figura 4.7 – Perfis de SPT obtidos para solos arenosos no estado natural da praia de Intermares.

O melhoramento do solo através da compactação de estacas de areia e brita, é dentre as técnicas de melhoramento de solos a mais difundida na prática de fundações em Recife e João Pessoa. Segundo Gusmão Filho (1995) o principal objetivo da compactação é o aumento da resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) das camadas superficiais, visando utilização de fundações superficiais, porém este melhoramento também pode ser feito para fundações profundas. Esta compactação é atingida por: deslocamento de material no terreno, introdução de material compactado no terreno e pelo efeito de vibração,

quando da cravação do tubo de revestimento. É interessante notar que, segundo Ladd *et al.* (1977), o aumento nos valores de  $N_{SPT}$  se deve muito mais à mudança no estado de tensões do solo que ao grau de compactidade propriamente dito. A afirmação de Ladd *et al.* (1977) está de acordo com as conclusões de Marcuson *et al.* (1977) de que o  $N_{SPT}$  é muito mais influenciado pela tensão atuante no solo que pelo seu grau de compactidade. Neste caso, as tensões horizontais mudaram devido a ação de expansão de uma cavidade cilíndrica por compactação de areia e brita, o que ocasionou o aumento no valor do  $N_{SPT}$ . Barksdale & Takefumi (1991) relatam que este aumento na tensão lateral conduz a aumentos de 2 a 5 vezes no  $N_{SPT}$ . Portanto os valores de  $N_{SPT}$  encontrados neste trabalho, para o solo melhorado estão dentro do esperado.

Conciani *et al.* (1999) relatam valores de tensão geostática horizontal, determinados a partir de ensaios pressiométricos Ménard, variando desde 30 até 600kPa nos depósitos de areia sedimentar de Intermares. Os maiores valores correspondem à camada de solo mais compacta. Para o depósito em estudo os limites encontrados para a tensão geostática horizontal foram de 38kPa a 223kPa, verifica-se portanto, que apesar de ambos terrenos estarem próximos um do outro, a tensão horizontal máxima no primeiro depósito atingiu cerca de 3 vezes o encontrado pela atual pesquisa. Este fato ocorreu provavelmente devido ao alívio de tensões a que foi submetido o terreno em estudo, quando da escavação para posterior cravação das estacas de areia e brita ou devido a subjetividade de determinação de  $\sigma_{ho}$ .

#### 4.3.2 TORQUE

A Figura 4.8 apresenta os valores de torque obtidos em cada profundidade de ensaio para os furos dentro e fora da área melhorada. Os valores dos torque medidos, assim como aconteceu com os índices de resistência à penetração, apresentaram uma tendência crescente até a profundidade de 4,00m. Entre os 4,00m a 5,00m de profundidade pode-se observar uma brusca redução dos valores do torque. Abaixo dos 5,00m os valores apresentam uma dispersão considerável porém com tendência

crecente dos valores de torque. Os valores do torque medidos variaram de 30N.m a 480N.m. Ainda na Figura 4.8, observa-se que até os 4,00m de profundidade os valores de torque dentro e fora da área melhorada estão bem próximos uns do outros. Esta convergência de valores deve estar associada ao aumento do estado de tensões provocado pela compactação do solo que influenciou no solo fora da área melhorada.

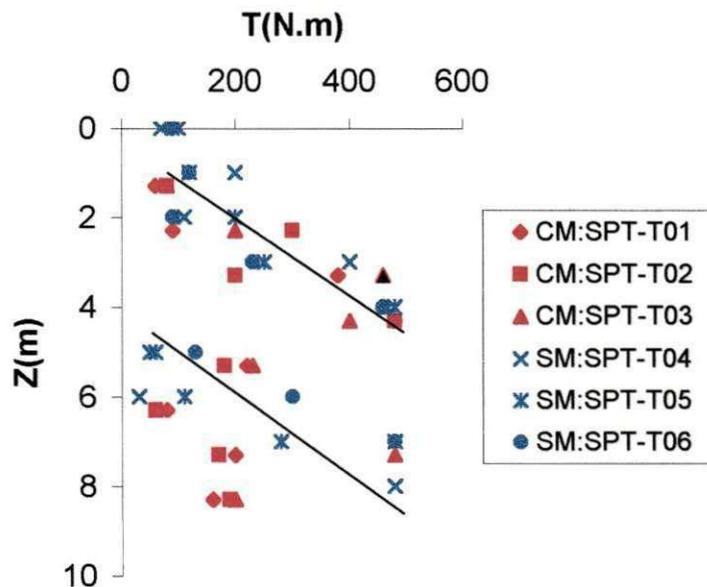


Figura 4.8 – Torque *versus* profundidade de ensaio.

A Figura 4.9 apresenta os valores do índice de torque ( $T/N$ ) ao longo da profundidade. Na profundidade de 6,00m observa-se que o menor valor encontrado para o índice de torque foi 3,0 e o maior valor foi 32,9, na profundidade de 5,30m. O comportamento do gráfico é bastante diferente dos gráficos isolados dos parâmetros  $N$  e  $T$  ao longo da profundidade. Nesta figura observa-se que  $T/N$  apresenta uma tendência de crescimento até os 4,00m. Abaixo desta profundidade existe uma certa convergência para  $T/N \approx 18$ . O valor médio de  $T/N$  encontrado para todos os furos foi 15,3. Na literatura, já observou-se valores para esta relação situados entre 10 a 50, porém para outros tipos de solo. Valores de  $T/N$  menores que 10, podem ser indício de presença de pedregulhos e aparecimento de poro-pressões negativas (Décourt, 1991), *apud* Belincanta, 1998.

A Figura 4.10 apresenta os valores encontrados para o atrito lateral ao longo da profundidade para os furos estudados. O atrito lateral foi calculado mediante utilização da Equação 2.11. O comportamento das curvas obtidas por  $f_s$  ao longo da profundidade, como é de se esperar, é semelhante ao das curvas obtidas pelo torque ao longo da profundidade. O menor valor encontrado para o atrito lateral ocorreu na profundidade de 6,00m e foi igual a  $16 \text{ kN/m}^2$ . O maior valor foi igual a  $261 \text{ kN/m}^2$  distribuído nas profundidades de 4,00-4,50m e 7,00-8,00m. Observa-se também nesta figura que a repetibilidade foi semelhante à encontrada pelo torque. Ferreira *et al.* (1998) verificou que os valores de  $f_s$  determinados a partir do torque quando comparado com resultado de provas de cargas instrumentadas se mostraram bem coerentes.

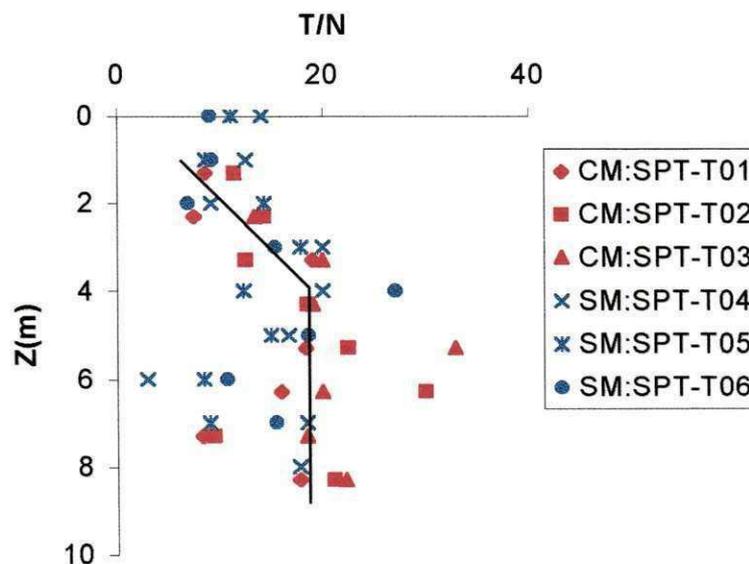


Figura 4.9 – Relação T/N versus profundidade de ensaio.

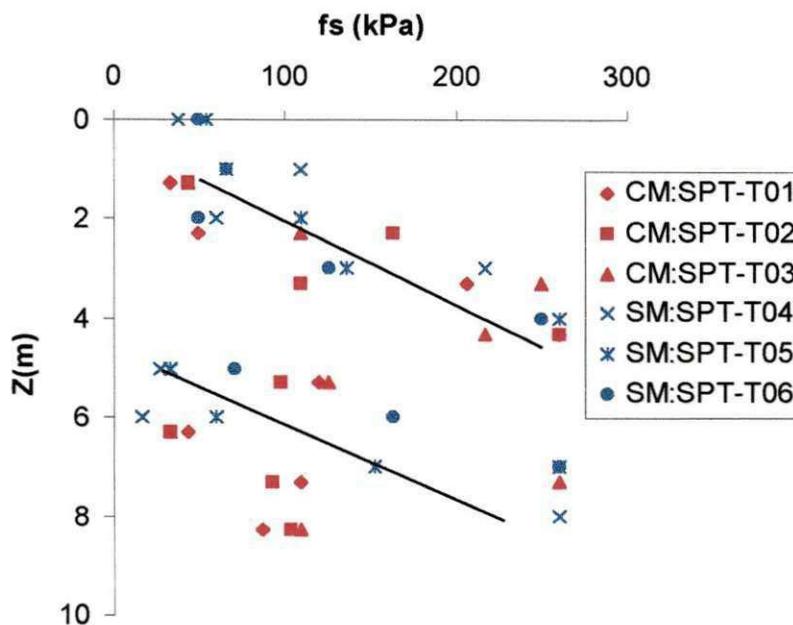


Figura 4.10 – atrito lateral *versus* a profundidade de ensaio.

#### 4.4 PMT

Nas Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam-se respectivamente os resultados obtidos pelo PMT para o solo dentro e fora da área melhorada. Nestas Tabelas, encontram-se os valores do módulo Pressiométrico ( $E$ ), da pressão limite ( $PL$ ), da tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{h0}$ ) e da pressão limite efetiva ( $PL^*$ ).

Cada parâmetro calculado a partir dos dados obtidos pelo pressiômetro, foi determinado mediante utilização do manual de operação do equipamento e da literatura disponível sobre ensaios pressiométricos. Nos próximos itens, são apresentados, o método de cálculo empregado para o cálculo destes parâmetros.

Tabela 4.3 - Resultados do PMT para o solo dentro da área com melhoramento.

PROF. (m)	SOLO COM MELHORAMENTO											
	PMT 01				PMT 02				PMT 04			
	E(kPa)	PL(kPa)	$\sigma_{ho}$ (kPa)	PL <sup>*</sup> (kPa)	E(kPa)	PL(kPa)	$\sigma_{ho}$ (kPa)	PL <sup>*</sup> (kPa)	E(kPa)	PL(kPa)	$\sigma_{ho}$ (kPa)	PL <sup>*</sup> (kPa)
1,30												
1,85					4225	384	53	331				
2,30	8498	1707	115	1592								
3,10	13518	2171	186	1985								
3,30					7155	1110	114	996	7850	1348	110	1238
4,30					11643	2067	155	1912	12206	1902	125	1777
4,50	16645	1780	104	1676								
5,30					8083	1238	173	1065	9962	1146	117	1029
5,50	7041	841	110	731								
6,30					6875	866	103	763	5958	683	77	606
6,50	7412	707	100	607								
7,30					3826	640	87	553	4033	707	77	630
7,50	17786	707	163	544								
8,30					11410	1329	160	1169	13578	1598	106	1492

Tabela 4.4 - Resultados do PMT para solo fora da área melhorada.

PROF. (m)	SOLO SEM MELHORAMENTO											
	PMT 06				PMT 05				PMT 03			
	E(kPa)	PL(kPa)	$\sigma_{ho}$ (kPa)	PL <sup>*</sup> (kPa)	E(kPa)	PL(kPa)	$\sigma_{ho}$ (kPa)	PL <sup>*</sup> (kPa)	E(kPa)	PL(kPa)	$\sigma_{ho}$ (kPa)	PL <sup>*</sup> (kPa)
0,00												
1,00												
1,30												
2,00	6100	1213	100	1113	5262	1037	38	99				
2,30									8791	1091	89	1002
3,00	6096	1585	103	1482	9521	1902	140	1762				
3,30									15405	1726	108	1618
4,00	7706	1409	135	1274	17271	2073	181	1892				
4,30									x	x	x	x
5,00	8432	927	119	808	5134	762	77	685				
5,30									6258	915	90	825
6,00	5129	488	117	371	15037	1890	163	1727				
6,30									8845	1689	128	1561
7,00	8960	1366	223	1143	15768	2146	181	1965				
7,30									14063	2329	163	2166
8,00												
8,30									10758	1152	160	992

Nos parágrafos a seguir, será apresentado uma descrição do comportamento dos parâmetros pressiométricos obtidos na presente campanha de ensaios.

#### 4.4.1 Módulo Pressiométrico (E)

Os valores do módulo pressiométrico foram encontrados mediante utilização da Equação 4.1(Briaud, 1992).

$$E = 2,66 \cdot \left( V_s + \frac{V_1 + V_2}{2} \right) \cdot \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \quad (4.1)$$

sendo:

E = módulo pressiométrico inicial (kPa);

$V_s$  = volume da sonda pressiométrica (cm<sup>3</sup>);

$V_1$  = volume correspondente ao início do trecho pseudoelástico (cm<sup>3</sup>);

$V_2$  = volume correspondente ao fim do trecho pseudoelástico (cm<sup>3</sup>);

$P_1$  = pressão correspondente ao volume  $V_1$ (kPa);

$P_2$  = pressão correspondente ao volume  $V_2$ (kPa).

O coeficiente 2,66 da Equação 4.1 é obtido a partir da relação entre o módulo de deformação (E), o módulo de cisalhamento (G) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) geralmente apresentada nos livros que envolvem teoria da elasticidade. Adotando-se o valor 0,33 para o coeficiente de Poisson e substituindo-se na relação mencionada, chega-se ao coeficiente 2,66.

A Figura 4.11 mostra o comportamento do módulo Pressiométrico (E) ao longo da profundidade de ensaio para os seis furos estudados. Para o solo melhorado verifica-se uma tendência de crescimento dos valores de E até a profundidade de 4,20m limite até onde foi feito o melhoramento, e após esta profundidade os valores diminuem até 7,20m e a partir desta profundidade os valores tendem a crescerem novamente. No solo sem melhoramento a tendência é semelhante, porém dos 5,00m aos 5,50m existe uma diminuição dos valores de E. Os valores mínimo e máximo encontrados para o módulo

pressiométrico em todo conjunto de pontos estudados foram respectivamente, 17.786kPa à profundidade de 7,50m e 3.826kPa à profundidade de 7,30m.

Medeiros (1998), verificou em outro depósito de Intermares que a maioria dos valores de  $E$ , do solo no estado natural, estavam situados entre 2.275kPa e 34.202kPa, apresentando ao longo da profundidade uma tendência dos valores do módulo pressiométrico tornarem-se constante 8.000kPa evidenciados a profundidades maiores que 7,00m, esta tendência não foi verificada no perfil encontrado nesta pesquisa devido a sondagem ter sido limitada aos 8,00m de profundidade. Ainda na Figura 4.11, verifica-se que para o solo com melhoramento a convergência dos valores do módulo pressiométrico foi melhor do que a obtida para o solo sem melhoramento nos furos localizados na mesma profundidade. Isto ocorreu devido no solo melhorado conferir melhor a estabilidade das paredes do furo, que está entre os fatores que mais influenciam o módulo pressiométrico (Briaud,1992).

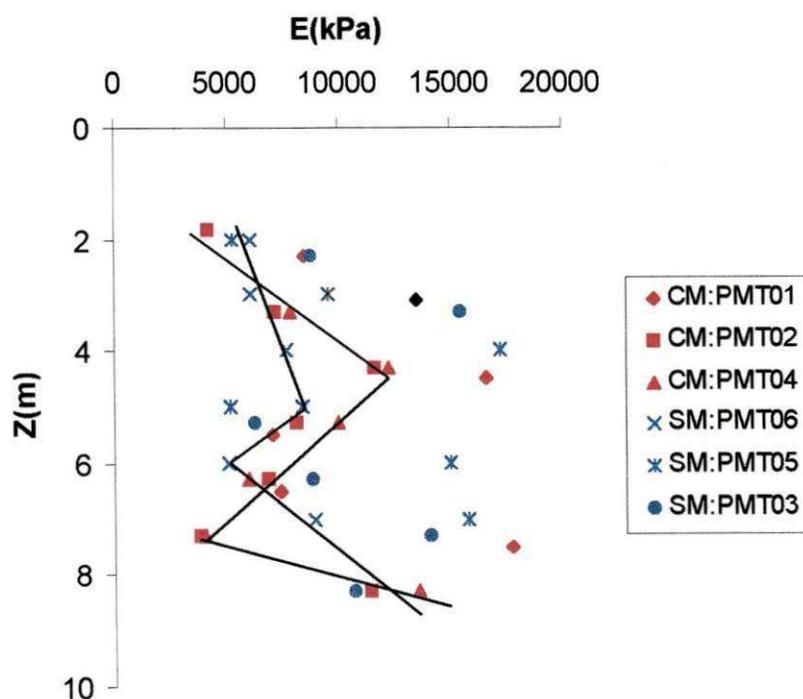


Figura 4.11 – Módulo pressiométrico *versus* profundidade de ensaio.

#### 4.4.2 Pressão Limite (PL)

A pressão limite convencionalmente é a pressão correspondente à duplicação do volume inicial da sonda pressiométrica. A pressão limite é utilizada em projetos geotécnicos em cálculos de capacidade de carga e classificação de solos. Sua determinação é feita no gráfico pressão x volume, observando-se o valor da pressão correspondente a referida duplicação de volume quando possível. Caso contrário deve-se fazer extrapolação dos três últimos pontos do trecho plástico da curva pressiométrica em um gráfico  $p \times \log V$ , que possibilita a determinação de PL (ASTM/D-4719-87), este recurso foi utilizado na maioria das curvas pressiométricas corrigidas deste trabalho. O processo de perfuração e avanço do furo pouco influencia os valores da PL, o que favorece a uma boa convergência do valores situados na mesma profundidade.

A pressão limite (PL) ao longo da profundidade de ensaio é apresentada na Figura 4.12. Verifica-se nesta figura que os valores de PL para o solo melhorado são crescentes até a profundidade de 3,80m, em seguida os valores diminuem até atingir 5,80m, posteriormente estes voltam a crescer, no geral este também foi o mesmo comportamento do solo sem melhoramento. O valor mínimo encontrado foi 384kPa e o máximo foi 2329kPa.

Briaud (1992) apresenta dois gráficos que mostram que para as areias tanto o módulo pressiométrico quanto a pressão limite tendem a fornecerem uma boa convergência dos dados ao longo da profundidade. Nos perfis encontrados, esta convergência aconteceu apenas em alguns pontos, outros apresentaram dispersão.

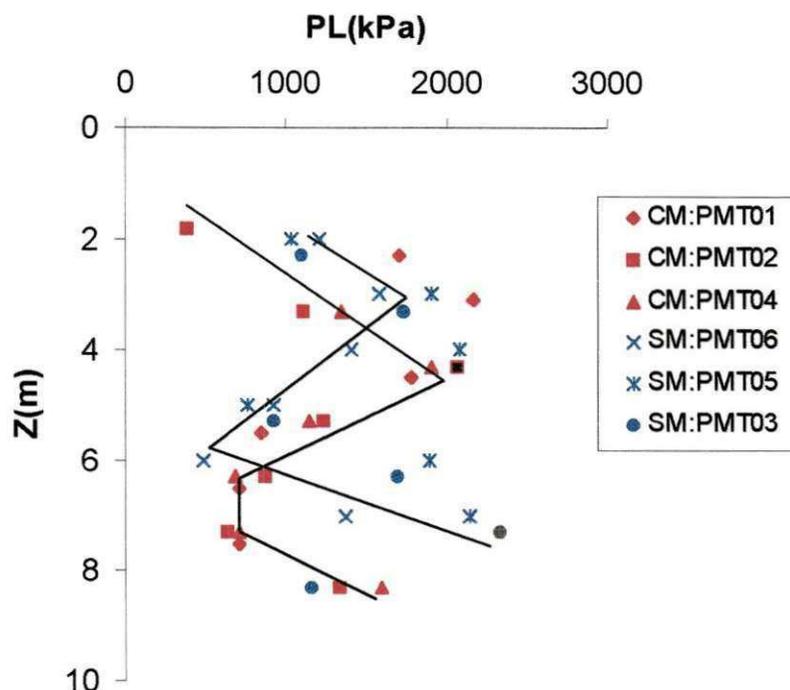


Figura 4.12 - Pressão limite versus profundidade de ensaio.

#### 4.4.3 Relação E/PL

A Figura 4.13, mostra a relação E/PL ao longo da profundidade que é utilizada correntemente na literatura sobre pressiômetro para classificação do solo. Cavalcante (1997) apresenta uma tabela que apresenta os valores típicos de E/PL, segundo esta, o solo estudado são areias sedimentares, que está de acordo com o esperado. Verifica-se na Figura 4.13 que para o solo com melhoramento que os valores de E/PL possuem valor médio 8 com desvio padrão 1,78, para o solo sem melhoramento encontrou-se valor médio 7 com desvio padrão 1,85. Para obtenção destas medidas estatísticas, desconsiderou-se o ponto mais afastado presente na figura. Medeiros (1998) obteve resultado semelhante ao apresentado neste trabalho.

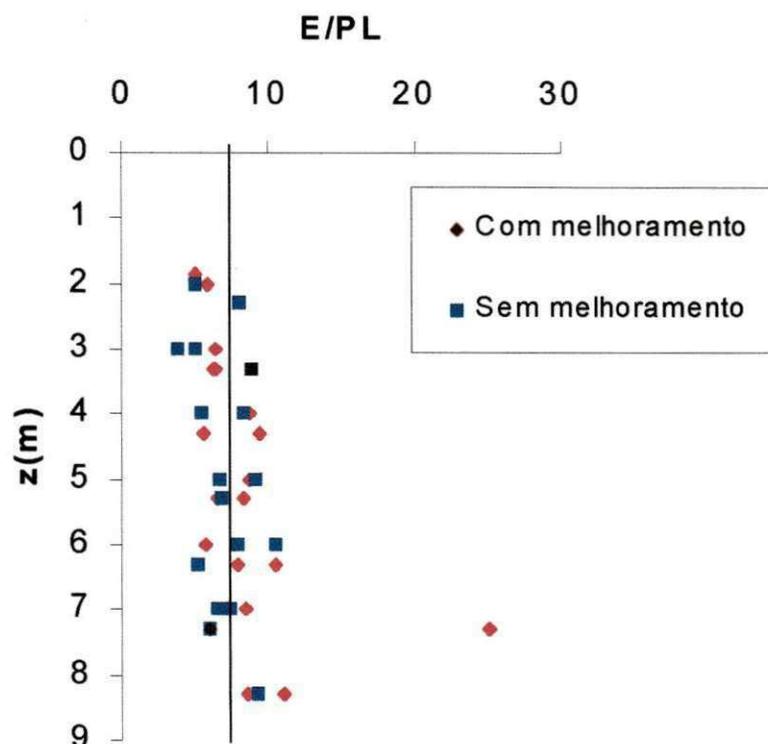


Figura 4.13 – Perfil de E/PL ao longo da profundidade.

#### 4.4.4 Tensão Horizontal no Repouso ( $\sigma_{h0}$ )

Na Figura 4.14 apresenta-se o comportamento da tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{h0}$ ) ao longo da profundidade. Na Figura 4.14, verifica-se para o solo melhorado, que os valores de  $\sigma_{h0}$  crescem dos 2,00m aos 5,60m e após os 7,50m. Entre 5,60m e 7,50m observa-se uma descontinuidade. Para o solo fora da área melhorada, o comportamento é análogo, porém estas tendências ocorrem em profundidades diferentes. Observando-se todo o conjunto de pontos percebe-se que 38kPa e 223kPa são os valores mínimo e máximo respectivamente.

Os valores de  $\sigma_{h0}$  foram obtidos a partir do método gráfico proposto por Brandt (1978). Este método consiste em se traçar uma reta através o trecho pseudo-elástico e uma outra tangente ao trecho de recompressão da curva pressiométrica, o valor de pressão encontrado para a interseção das referidas retas é a tensão horizontal no repouso estimada. Este processo gráfico não é satisfatório no caso do trecho de recompressão não ficar bem definido, o que

dá uma estimativa grosseira de  $\sigma_{h0}$ . Este mesmo autor cita outro método que utiliza a curva de fluência para determinação deste parâmetro, neste trabalho optou-se por utilizar o primeiro método.

Na literatura a respeito da tensão horizontal no repouso, verifica-se que o pressiômetro de pré-furo não seria o equipamento ideal para obtenção deste parâmetro. O pressiômetro autopercussante (SBP) desempenha melhor este papel e, segundo Clark (1995) possui excelente aplicação em solos arenosos.

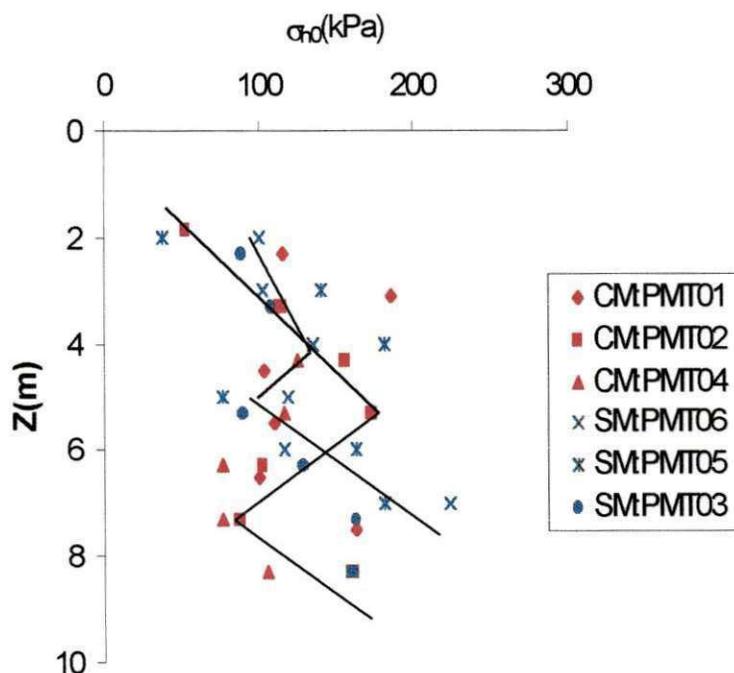


Figura 4.14 – Tensão horizontal versus profundidade de ensaio.

#### 4.4.5 Pressão Limite Efetiva ( $PL^*$ )

Os valores da pressão limite efetiva ( $PL^*$ ), apresentados na Figura 4.15 foram obtidos a partir da diferença entre a pressão limite (PL) calculada e a tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{h0}$ ). Desta forma, obtêm-se o valor da pressão limite líquida.

Na Figura 4.15, pode-se observar o comportamento da pressão limite efetiva ao longo da profundidade de ensaio. Constatou-se uma boa convergência tanto para pontos para o solo melhorado como para o solo fora da área melhorada com relação a  $PL^*$ , ocorrendo exceção no solo fora da área

melhorada nas profundidades de 4,10m, 6,00m e 7,00m. O valor mínimo e máximo encontrados foram 331kPa, 2166kPa.

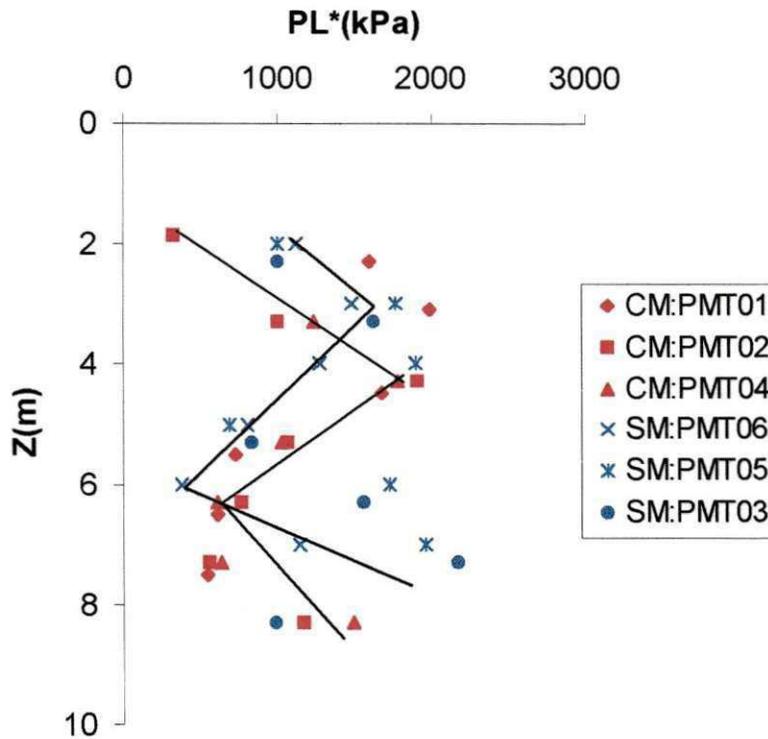


Figura 4.15 – Pressão limite efetiva *versus* profundidade de ensaio.

#### 4.4.6 Relação $E/PL^*$

Assim como a relação  $E/PL$ , a relação  $E/PL^*$  também pode ser utilizado para classificação do solo. O solo em estudo segundo Briaud (1992) é uma areia medianamente compacta, que coincide com o resultado encontrado pelo SPT, pelo menos para algumas camadas. Porém, Briaud (1992) apresenta outra utilidade para  $E/PL^*$ . Relacionando  $E/PL^*$  com o tipo de solo e com o estado de tensões é possível obter o fator reológico do solo ( $\alpha$ ), fator importante para o cálculo de recalque mediante utilização do PMT. A Figura 4.16, apresenta-se o perfil de  $E/PL^*$  ao longo da profundidade, a média de  $E/PL^*$  para o solo com melhoramento foi igual a do solo não melhorado que foi 8, porém os desvios foram 2,11 e 2,42 respectivamente. Observando-se a Figura 4.13 e comparando-se com a Figura 4.16, verifica-se que o desvio

padrão é maior para  $E/PL^*$  do que para  $E/PL$ , isto ocorre provavelmente devido a influência de  $\sigma_{ho}$ , que fornece certa dispersão.

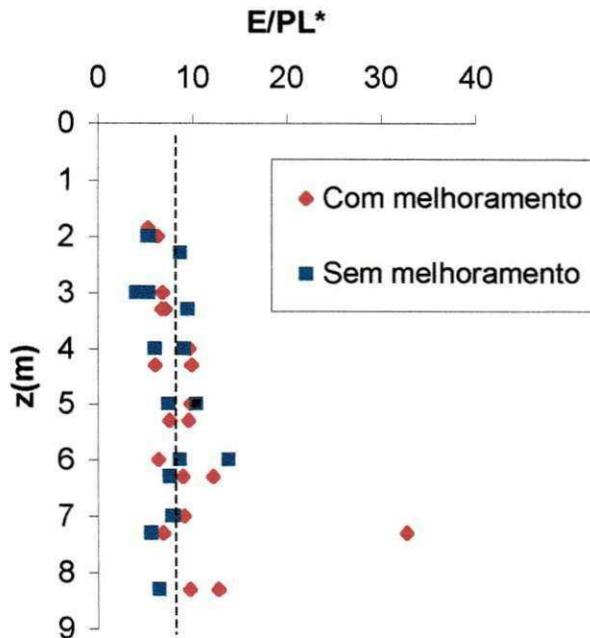


Figura 4.16 – Relação  $E/PL^*$  versus profundidade de ensaio.

#### 4.5 CORRELAÇÕES OBTIDAS COM O SPT-T E O PMT

Inicialmente, foi obtida a correlação entre os valores de índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) e torque medido ( $T$ ) e também entre o atrito lateral ( $f_s$ ) e o  $N_{SPT}$ , exatamente como Décourt, Alonso, e outros. Verificou-se também a possibilidade de obtenção de parâmetros de deformabilidade e resistência a partir do SPT-T. Para obtenção destas correlações foram utilizados todo o conjunto de dados disponíveis tanto para o solo dentro da área melhorada quanto para o solo fora da área melhorada, com exceção os valores de torque que atingiram o valor máximo medido com o torquímetro utilizado (480 N.m). Todas as correlações apresentadas a seguir foram obtidas através do método dos mínimos quadrados.

Nas Figuras 4.17 e 4.18, apresentam respectivamente as correlações encontradas entre o torque ( $T$ ) e o atrito lateral ( $f_s$ ) com o índice de resistência à penetração ( $N$ ) para as areias em estudo, semelhantemente ao que foi feito por Décourt (1991) e Alonso (1994). Apesar dos modelos de regressão linear

encontrados apresentarem um coeficiente de determinação considerado razoável ( $R^2 = 0,71$ ) existe uma certa dispersão dos dados que justifica o alto valor encontrado para os erros padrão (83,86 e 45,53 ). Também verifica-se que a dispersão é bem menor para valores de índice de resistência à penetração menores do que 20, concordando com limite de validade para utilização da equação proposta por Ranzini (1988).

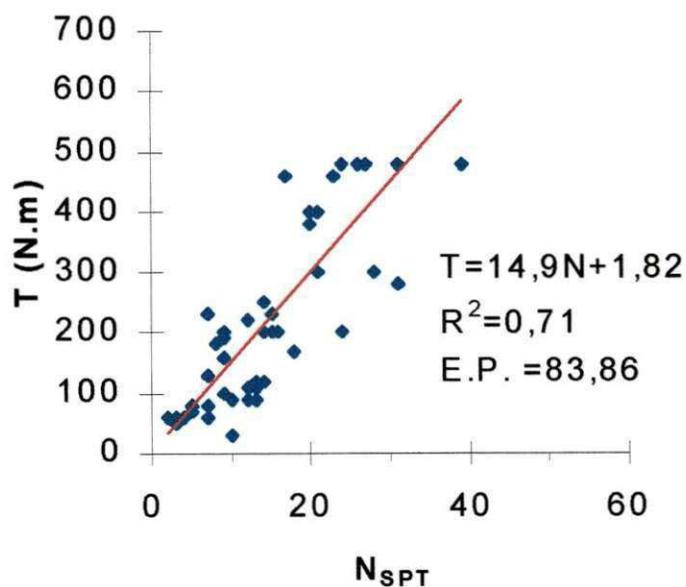


Figura 4.17 – Correlação entre o torque e o índice de resistência à penetração.

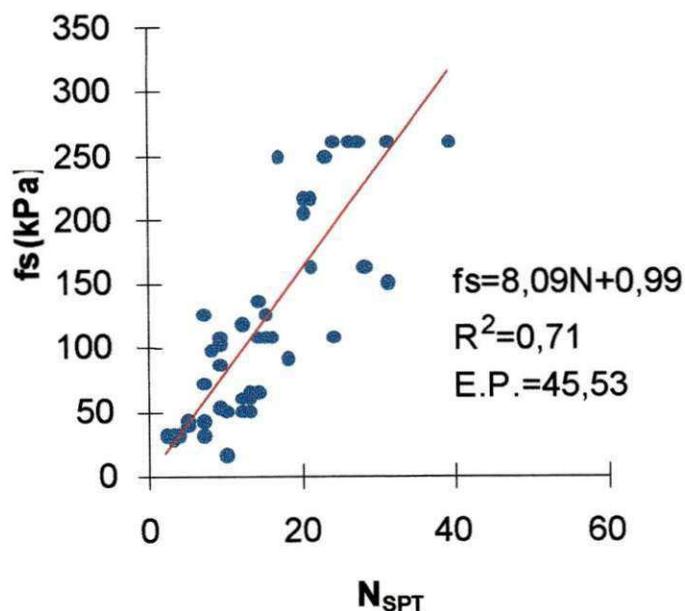


Figura 4.18 – Correlação entre  $f_s$  e o  $N_{SPT}$ .

Na Figura 4.19, apresenta-se a correlação entre o módulo pressiométrico (E) e o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Como pode-se observar na figura a correlação é praticamente impossível, tendo-se em vista que o coeficiente de determinação encontrado 0,20 foi muito baixo. Isto ocorreu devido a grande dispersão dos pares de pontos ( $N_{SPT}, E$ ). Foram realizadas outras correlações além da linear apresentada, porém todas se mostraram pobres, ou seja,  $R^2$  menores que a correlação obtida para o modelo linear. O erro padrão encontrado foi 3693,51 kPa.

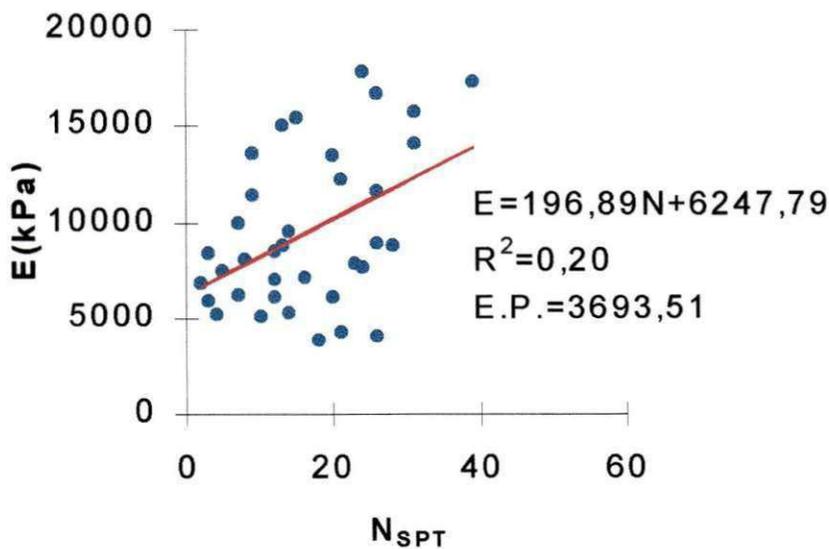


Figura 4.19 – Correlação entre módulo pressiométrico e o índice de resistência à penetração.

A Figura 4.20 apresenta a correlação obtida entre o módulo pressiométrico (E) e o torque (T). Esta correlação apresentou coeficiente de determinação um pouco maior que a anterior porém ainda baixo (0,23). A dispersão do conjunto de pares (T, E) é considerável, verificou-se também outros modelos que pudessem explicar o comportamento do módulo de elasticidade entretanto isto conduziu a valores de coeficiente de determinação menores ainda. O erro padrão encontrado foi 3795,05 kPa, tendo-se em vista esta considerável dispersão dos dados.

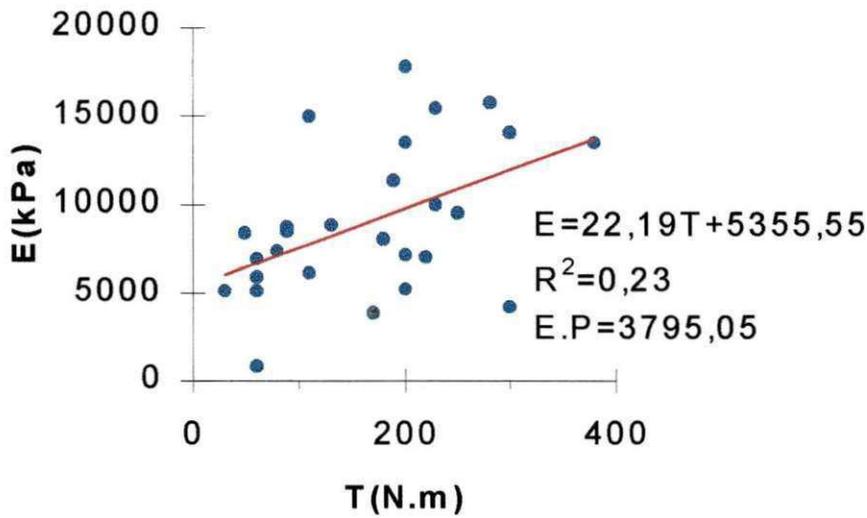


Figura 4.20 – Correlação entre o módulo pressiométrico e torque medido.

A Figura 4.21 apresenta a correlação linear obtida para a pressão limite (PL) e o índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ). Esta correlação em relação as anteriores apresentou coeficiente de determinação maior 0,29, porém ainda insatisfatório, devido a dispersão dos dados para este modelo. Testou-se outros modelos porém estes não foram melhores do que o apresentado.

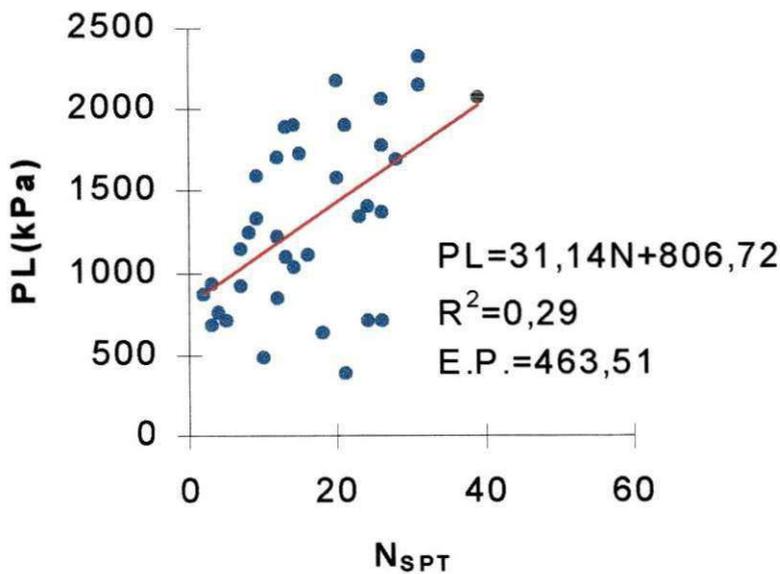


Figura 4.21 – Correlação obtida entre a pressão limite e o índice de resistência à penetração.

A Figura 4.22 apresenta a correlação obtida entre a pressão limite (PL) e o torque (T). Observando-se o coeficiente de determinação 0,27 percebe-se que a correlação obtida para PL com N foi um pouco melhor do que a encontrada pelo torque, contudo de maneira geral ainda é uma correlação muito pobre. O erro padrão encontrado foi 520,45 kPa.

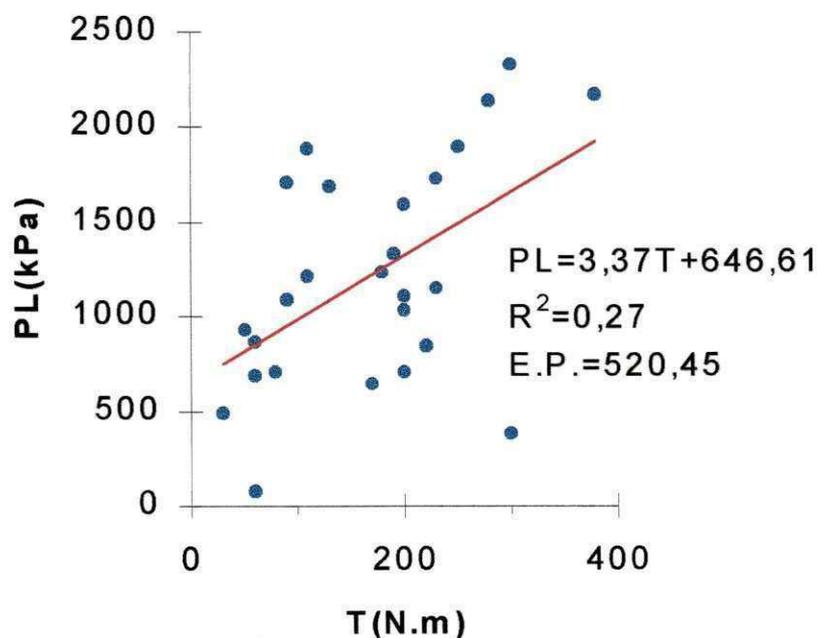


Figura 4.22 – Correlação obtida entre a pressão limite e o torque medido.

A Figura 4.23 apresenta a correlação obtida entre a tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{ho}$ ) e o índice de resistência à penetração (N). Esta correlação linear obtida forneceu coeficiente de correlação de 0,18 menor que a encontrada para E versus N. Aparentemente, a dispersão é maior na correlação E versus N, entretanto esta apresenta coeficiente de correlação um pouco melhor em relação a encontrada entre  $\sigma_{ho}$  versus N. O erro padrão encontrado foi 36,78 kPa.

A Figura 4.24 apresenta a correlação entre a tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{ho}$ ) e o torque medido (T). Esta foi a pior das correlações encontradas. O coeficiente de correlação encontrado foi 0,11 e o erro padrão foi de 36,98 bem próximo do encontrado para  $\sigma_{ho}$  versus N. Novamente existe grande dispersão dos dados.

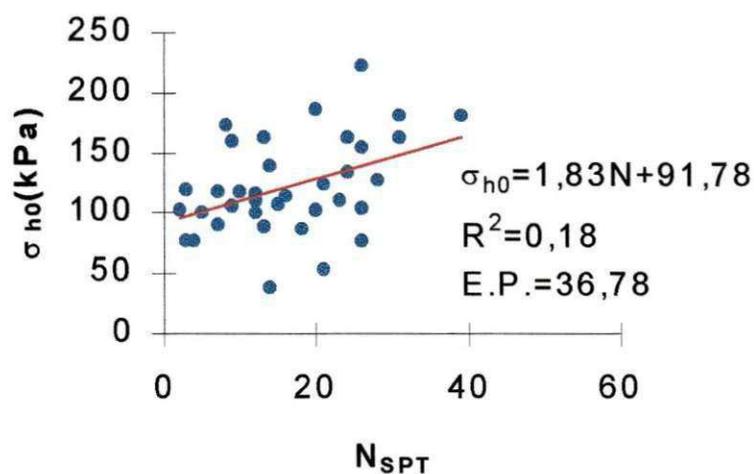


Figura 4.23 – Correlação obtida entre a tensão horizontal no repouso e o índice de resistência à penetração.

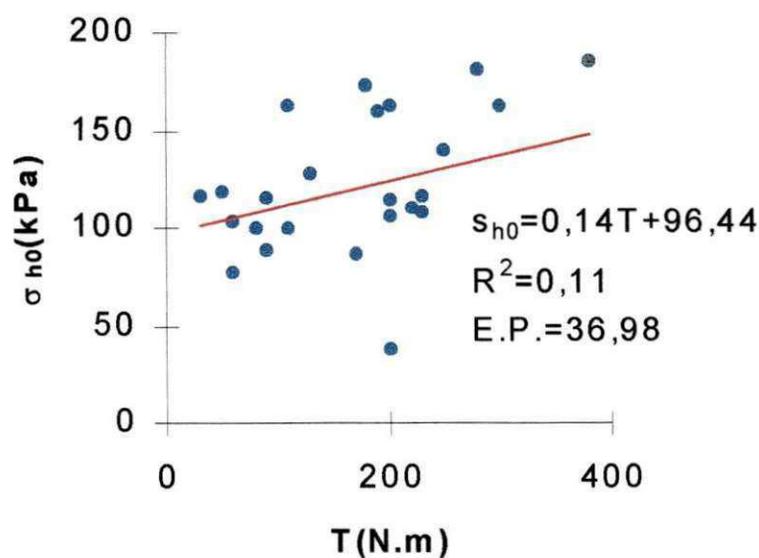


Figura 4.24 – Correlação entre a tensão horizontal no repouso e o torque.

Aparentemente, verifica-se que as correlações obtidas com os parâmetros pressiométricos e o índice de resistência à penetração forneceram coeficientes de determinação melhores que os encontrados para o torque, exceto no caso de *E versus N*, onde o coeficiente de correlação foi 0,20 e *E versus T* foi 0,23.

No geral a correlação encontrada pelo SPT-T foi muito boa apresentando coeficiente de correlação 0,71 o mesmo não acontecendo com as correlações encontradas para os parâmetros pressiométricos que foram muito pobres. Os coeficientes de correlação variaram de 0,11 a no máximo 0,23 com erros padrão muito altos devido a dispersão presentes nos gráficos.

## CAPÍTULO 5

## CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

## 5.1 GENERALIDADES

Neste capítulo, são apresentadas as conclusões com base nos resultados obtidos, nos objetivos da pesquisa e mediante as informações descritas na revisão bibliográfica, referentes a campanha de ensaios realizadas em solos arenosos da região de Intermares.

- A operacionalidade do SPT-T, é bastante simples, como pode ser observado nos procedimentos de execução do ensaio (Capítulo 2), porém um problema observado na presente pesquisa foram os danos no equipamento (luvas e hastes) devido a aplicação do torque, seria então necessário uso de material mais resistente.
- O perfil ao longo da profundidade do atrito lateral unitário calculado a partir do torque medido no SPT-T, apresenta comportamento semelhante ao próprio torque medido, seus valores crescem a medida que a profundidade aumenta, existindo apenas um trecho ao longo do perfil de solo onde ocorre uma descontinuidade dos valores do torque.
- Verificou-se através de análise estatística, que os parâmetros de resistência e deformabilidade obtidos a partir do ensaio pressiométrico (PMT), não forneceram correlações satisfatórias com o torque (T) e com o índice de torque (T/N) tendo-se em vista, que os coeficientes de determinação foram muito baixos, devido a grande dispersão dos pontos que pode ser confirmado visualmente através de um gráfico de dispersão de pontos.
- As correlações encontradas para os conjuntos de pontos torque (T) e índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ) e atrito lateral unitário ( $f_s$ ) com este último parâmetro, verificou-se uma melhor correlação, tendo-se em vista que os coeficientes de determinação foram bem melhores,  $R^2=0,71$ , mostrando que a variabilidade dos pontos foram menores em relação aos valores medidos,

principalmente para os valores de  $N_{spt}$  menores que 20, onde os desvios foram baixos, assim como apontado por Ranzini (1988).

- Observando-se os valores obtidos para o índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ) e para o torque (T) ao longo da profundidade, verificou-se que em termos de variação ao longo da profundidade ambos apresentaram valores bem maiores para o solo melhorado.
- Com relação ao índice de torque (T/N) verificou-se que até a profundidade de 3,50m, os valores tendiam a crescer, porém a partir desta profundidade, ocorreu uma grande dispersão do dados, ao que parece o melhoramento do solo pode ser responsável por este comportamento inicial.
- Existem evidências de que os furos feitos fora da área melhorada, tenham sofrido influência do melhoramento, isto devido ao fato dos destes furos estarem próximos desta área, este fato ocorreu devido as condições locais do terreno, impossibilitando fazer estes furos a uma distância maior.
- Observou-se que o PMT, ainda está sendo pouco utilizado no Brasil, restringindo-se seu uso às instituições de pesquisa que possuem o equipamento.
- Verificou-se que houve uma dispersão maior nos valores do módulo pressiométrico para o furo PMT01, provavelmente devido ao processo de perfuração feito, que é um fator que influencia nos resultados desse parâmetro.
- Observou-se que a convergência de valores da pressão limite foi boa, tendo-se em vista que esta não tão sensível ao processo de perfuração;
- Os valores da tensão horizontal encontrados pelo PMT tiveram uma necessitam de uma maior atenção devido a subjetividade de sua determinação.
- Os relação  $E/PL$  e  $E/PL^*$ , foram bem próximos dos encontrados por Medeiros (1998), que fez ensaios pressiométricos em um depósito próximo ao que foi estudado e foram concordantes no que diz respeito a classificação do solo com a literatura sobre o PMT.
- O processo de compactação do solo, influencia os parâmetros encontrados tanto para SPT-T como para PMT, tendo-se em vista que estes mesmos parâmetros foram obtidos em outros depósitos próximo ao estudado, apresentando resultados muito diferentes.

## 5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O estudo do SPT-T em solos arenosos com melhoramento feito com estacas de areia e brita foi iniciado com a presente pesquisa, porém necessita de mais estudos de forma esclarecer algumas informações a respeito deste ensaio bem como comparação com os resultados encontrados nesta dissertação. A seguir são listadas algumas sugestões para futuras pesquisas envolvendo o SPT-T.

- Realização de ensaios SPT-T em outros solos da região de intermares que sofreram melhoramento com estacas de areia e brita, para verificação da repetibilidade dos resultados apresentados nesta dissertação.
- Realização de ensaios SPT-T e PMT em furos distanciados de forma a evitar nos furos fora da área melhorada a influência do melhoramento.
- Verificar a eficiência do SPT a partir da relação  $T \times N$ , de modo a estabelecer alguma correlação.
- Verificar a influência do diâmetro e comprimento das hastes de perfuração utilizados na medida do torque obtido a partir do SPT-T
- Utilização de torquímetros com maior capacidade de modo que medidas de torque maiores sejam obtidas.
- Verificação da influência dos índices físicos (granulometria, teor de umidade, peso específico, índice de vazios, grau de saturação, etc) na medida do torque.
- Utilização do pressiômetro Ménard em projetos práticos (associado a empresas de projeto), para difundir a qualidade dos resultados obtidos com o PMT em relação aos demais ensaios de campo de modo a introduzi-lo no mercado geotécnico, paulatinamente.
- Estudar o módulo pressiométrico obtido em ciclos de carregamento e comparar com o obtido no trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica.
- Avaliar os parâmetros pressiométricos a partir de modelos matemáticos descritos na literatura pressiométrica de forma a verificar seus valores com maior precisão.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- ALONSO, U.R. (1994) Correlação entre o atrito lateral medido com o torque e o SPT. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol. 7, N.º 3 pp. 191-194.
- ALONSO, U.R. (1995) Ensaio de torque nos sedimentos da Baixada Santista. Nota técnica. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol. 18, N.º 3 pp. 161-168.
- ALONSO, U.R. (1996) Estacas hélice contínua com monitorização eletrônica, previsão da capacidade de carga através do ensaio SPTT. Proc. SEFE III, CD-ROM.
- ALONSO, U.R. (1996) Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T - Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol.19, N.º 1 pp. 81-84.
- ALONSO, U.R. (1997) Prova de carga estática em estacas (uma proposta para revisão da Norma NBR 12.131. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol. 20, N.º 1 pp. 47-59.
- BAGUELIN, F.; JÉZÉQUEL, J.F.; SHIELDS, D.H. (1978) The pressuremeter and foundation engineering, Trans tech publications, pp. 387-397, Aedermannsdorf, Switzerland.
- BARKSDALE, R.D.; TAKEFUMI, T. (1991) Design construction, and testing of sand compaction piles, Deep Foundation Improvements: Design, Construction, and Testing, ASTM STP 1089, Melvin I. Esring and Robert C. Bachus, ASTM, Philadelphia, USA.
- BELINCANTA (1985) Energia dinâmica no "SPT" resultados de uma investigação teórico-experimental, dissertação, USP – São Paulo - SP.
- BELINCANTA (1998) Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração do SPT, Tese, Vol.1, USP - São Carlos - SP.
- BEZERRA ET AL. (1999) – Comunicação pessoal
- BOSCH, D.R. (1996) Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivo-Friccionais Através de Métodos Analíticos, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- BRASIL ABNT (1980) NBR6484 - Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos.
- BRASIL ABNT (1984) NBR7181 – Solo – análise granulométrica. Métodos de ensaio.
- BRASIL NBR6502 (1995)
- BRIAUD, J. L., (1992) The pressuremeter. Rotterdam: A. A. Balkema. Brookfield.
- CAPUTO, H.P. (1983) Mecânica dos solos e suas aplicações, Vol. 1, pp. 166, 5.ª edição, Editora LTC, Rio de Janeiro.
- CARVALHO, J. C., GUIMARÃES, R. C., PEREIRA, J.H.F. (1998) Utilização do ensaio SPTT no dimensionamento de estacas. XI COBRAMSEG. Vol. II, pp. 973-981, Brasília.
- CASSAN, M., (1978) Les essais in situ en mécanique des sols. Tome I. Paris Editions Eyrolles. pp. 124-127.
- CAVALCANTE, E. H. (1997) Uma contribuição ao estudo do comportamento tensão -deformação de um depósito de argila mole da cidade de Recife,

- através da utilização do pressiômetro de Menárd. Dissertação de mestrado, UFPB, Campina Grande.
- CLARKE, B.G. (1995) *Pressuremeter in Geotechnical Design*, Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha.
- CONCIANI, W (1999) – Comunicação pessoal
- CONCIANI, W. (1997) Estudo do colapso através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada, Tese de doutorado, USP, São Carlos – SP.
- CORRÊA, C. N., ROCHA, L. M. B. (1998) Comparação entre adesão obtida através do torque medido nas sondagens à percussão e resistência lateral de estacas pré-moldadas. XI COBRAMSEG. Vol. III, pp. 1557-1560, Brasília.
- DE MELLO, V.F.B., (1971) The standard penetration - State of the art. Proc. IV PCSMFE, Vol. 1, pp. 25-50, Puerto Rico.
- DÉCOURT, L. (1989) Standard penetration test, state-of-the-art report, Proceedings XII ICSMFE, Vol. 4, pp. 2407-2413, Rio de Janeiro, RJ.
- DÉCOURT, L. (1991a) Bearing capacity of displacement piles in residual soils on Basis of SPT, Proc. SEFE II, Vol.1, pp. 111-119, São Paulo.
- DÉCOURT, L. (1991b) Com que precisão se pode prever, com base no SPT, a capacidade de carga última de estacas de deslocamento em solos residuais? Proc. SEFE II, Vol.1, pp. 120-121, São Paulo.
- DÉCOURT, L. (1991c) Special problems on foundations. General Report, Proc. IX PAMCSMFE, Vol. IV, pp. 1953-2001, Viña del Mar.
- DÉCOURT, L. (1991d) Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos. Proc. SEFE II, Vol.II, pp. 340-362, São Paulo.
- 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. (1996) Projeto, construção, investigação, comportamento e instrumentação. Proc. SEFE III, CD-ROM.
- DÉCOURT, L. e NIYAMA, S. (1994) Predicted and measured behavior of displacement piles in residual soils. Proc. of XIII ICSMFE, Vol. 1, pp. 477-486, New Delli.
- DÉCOURT, L. e QUARESMA FILHO, A.R. (1991) The SPT-CF, An improved SPT, Proc. SEFE II, Vol.1, pp. 106-110, São Paulo.
- DÉCOURT, L. e QUARESMA FILHO, A.R. (1994) Practical applications of Standart Penetration Tests complemented by torque measurements, SPT- T; Present stage and future trends. Proc. of XIII ICSMFE, Vol. 1, pp. 143-416, New Delli.
- DINIZ LEITE, L.E. (1998) Avaliação da capacidade de carga à tração de estacas rotativas injetadas, Dissertação de mestrado, UFPB, Campina Grande-PB.
- FEDA, J. (1978) Stress in subsoil and methods of final settlement calculation, Czechoslovak Academy of Sciences, Elsevier Scientific Publish Company. Prague.
- FERREIRA, C.V.; ALBIERO, J.H.; LOBO, A. S.; CARVALHO, D. (1998) Correlações entre atrito lateral medido em provas de carga, em estacas

- apiloadas, instrumentadas e resultados de ensaios SPT-T e CPT. - Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol.21, N.º 1 pp. 03-18.
- FRANCE NFP94-110 (1991), Norme française, Paris.
- GIBBS, H. J.; HOLTZ, W.G. (1957) Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing, IV ICSMFE, Vol. 1, Londres, Inglaterra.
- GUSMÃO FILHO, J.A. (1995) Contribuição à pratica de fundações: a experiência do Recife, Tese de Doutorado, UFPE, pp. 132- 146, Recife - PE.
- GUSMÃO FILHO, J.A.; GUSMÃO, A.D. (1990) Contribuição ao estudo de melhoramento de terrenos arenosos, IX COBRAMSEF, Vol. 2, pp. 395-402, Salvador – BA.
- LADD, C.C.;FOOTT, R.;ISHIHARA, K.;SCHLOSSER, F.;POULOS, H.G. (1997) Stress-deformation and strength characteristics, IX ICSMFE, Vol. 2, pp. 421-433, Tóquio, Japão.
- LAMBE, T.W.;WHITMANN, R.V. (1979) Soil Mechanics, SI VERSION, pp. 18-19, 40-45, 61-68, 137-149, MIT, USA.
- LUCENA, F.B.;SOARES, J.M.;BEZERRA, R.L.;CONCIANI, W. (1998) Uso do pressiômetro de Ménard na avaliação do aumento da resistência de um solo arenoso melhorado com estacas de areia e brita, XI COBRAMSEG, Vol. II, pp. 967-971, Brasília.
- MARCUSON, W.F. (1978) Determination of the in situ density of sands, Dynamic Geotechnical Testing, Denver, ASTM STP 654: 318-340.
- MARQUES, J. A.F.; CINTRA, J.C. (1998) Execução e previsão de capacidade de carga de estacas rotativas-injetadas, XI COBRAMSEG, Vol. III, pp. 1383-1390, Brasília.
- MARTINS, F.B.; PINHEIRO, J.B.R.; SCHNAID, F.; BRESSANI, L.A.; BICA, A.V.D. (1998) Comparação entre resultados de ensaios pressiométricos e triaxiais em solos residuais de arenito. XI COBRAMSEG, Brasília.
- MEDEIROS, J.L.G. (1998) Estudo do comportamento tensão-deformação de um depósito arenoso da cidade de João Pessoa através do pressiômetro de Ménard. Dissertação de mestrado, UFPB, Campina Grande-PB.
- MENEZES, S.M.; SOBRINHO, M.D. (1994) Avaliação do ensaio SPT – energias, torques, impactos, velocidades e suas limitações, X COBRAMSEF, Vol. 2, Foz do Iguaçu, Paraná.
- NIXON, I.K. (1982) Standard Penetration test - State of the art report, Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam. Vol.1, pp. 3-24,.
- ORTIGÃO, J.A.R. (1995) Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos, pp.224-226, LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora LTDA. Rio de Janeiro – RJ.
- PEIXOTO, A.S.P. (1997) Obtenção de parâmetros geotécnicos de alguns solos tropicais e determinação da capacidade de carga de estacas nestes solos através do ensaio SPT-T. Projeto de pesquisa. UNICAMP, São Paulo.
- PRO-TEC (1969) Prontuário do projetista de máquinas, pp. 43, São Paulo.
- RANZINI, S.M.T. (1988) SPTF. Nota técnica. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol.11, N.º único pp. 29-30.
- RANZINI, S.M.T. (1994) SPTF - 2.ª parte. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol.17, N.º 3, pp. 189-190

- RANZINI, S.M.T. (1996) Estimativa da adesão em estacas a partir do atrito lateral medido com o torque no ensaio SPT-T - Discussão. Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol. 19, N.º 3, pp. 247-248.
- SCHMERTMANN, J.H. (1979) Statics of SPT, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, N.º GT5.
- SOARES, M.M.(1987) Uso de ensaios de campo para obtenção de parâmetros geotécnicos. Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Brasília - Anais, pp. 229-267.
- SOARES, V.B. (1998) Comunicação pessoal.
- SUDENE (1972) Levantamento exploratório – reconhecimento de solos do Estado da Paraíba, Vol. I, pp. 548-553, Rio de Janeiro – RJ.
- USA ASTM(1987) Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, D4719/87, Annual Book of ASTM Standards, v. 04.08, New York.
- VARGAS, M.; SOUSA PINTO, C. (1998) As areias basais de São Paulo, XI COBRAMSEG, Vol. II, pp. 721-728, Brasília.

# Relatório de Sondagem

## SPT

STANDARD PENETRATION TEST					Furo - SPT01							
OBRA: EDIFÍCIO SAN MARTIN					Relatório: 01/02							
LOCAL: Quadra 26 - Lotes 13 E 14 - Loteamento INTERMARES					Início: 15/01/98							
CLIENTE: JOSÉ MOURA SOARES					Término: 15/01/98							
PROF. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	PERFIL	PENETRAÇÃO (golpes p/ 15cm)			S.P.T.	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30cm					
			1. <sup>a</sup>	2. <sup>a</sup>	3. <sup>a</sup>		10	20	30	40	50	60
1,0	Areia fina de cor amarela pouco compacta a medianamente compacta	N.A.	1	3	4	7						
2,0			3	6	6	12						
3,0			6	8	12	20						
4,0			6	9	17	26						
5,0			3	6	6	12						
6,0			1	2	3	5						
6,0	Areia fina siltosa de cor amarela medianamente compacta	N.A.	4	9	15	24						
7,0	Areia fina siltosa de cor cinza pouco compacta		3	4	5	9						
8,0	PROFUNDIDADE LIMITE	N.A.										
9,0												
10,0												
11,0												
12,0												
13,0												
14,0												
15,0												

Figura A1 – Perfil SPT do Furo 01, dentro da área melhorada.

# Relatório de Sondagem

## SPT

STANDARD PENETRATION TEST					Furo - SPT02													
OBRA: EDIFÍCIO SAN MARTIN					Relatório: 01/02													
LOCAL: Quadra 26 - Lotes 13 E 14 - Loteamento INTERMARES					Início: 15/01/98													
CLIENTE: JOSÉ MOURA SOARES					Término: 15/01/98													
PROF. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	PERFIL	N.A.	PENETRAÇÃO (golpes p/ 15cm)			S.P.T.	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30cm										
				1. <sup>a</sup>	2. <sup>a</sup>	3. <sup>a</sup>		10	20	30	40	50	60					
1,0	Areia fina de cor amarela pouco a medianamente compacta		▽	2	3	4	7											
2,0				8	9	12	21											
3,0				6	8	8	16											
4,0				8	12	14	26											
5,0	Areia média de cor amarelo escuro fofa a medianamente compacta			3	4	4	8											
6,0				1	1	1	2											
7,0				8	9	9	18											
8,0	PROFUNDIDADE LIMITE			5	4	5	9											
9,0																		
10,0																		
11,0																		
12,0																		
13,0																		
14,0																		
15,0																		

Figura A2 – Perfil SPT do Furo 02, dentro da área melhorada.

# Relatório de Sondagem

## SPT

STANDARD PENETRATION TEST					Furo - SPT03																	
OBRA: EDIFÍCIO SAN MARTIN					Relatório: 01/02																	
LOCAL: Quadra 26 - Lotes 13 E 14 - Loteamento INTERMARES					Início: 15/01/98																	
CLIENTE: JOSÉ MOURA SOARES					Término: 15/01/98																	
PROF. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	PERFIL	PENETRAÇÃO (golpes p/ 15cm)			S.P.T.	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30cm															
			1. <sup>a</sup>	2. <sup>a</sup>	3. <sup>a</sup>		10	20	30	40	50	60										
1,0	Areia fina de cor amarelo escuro pouco compacta a medianamente compacta	▽	2	3	4	7																
2,0			5	6	9	15																
3,0			6	12	11	23																
4,0			8	10	11	21																
5,0			3	4	3	7																
6,0			1	1	2	3																
7,0			6	11	15	26																
8,0			3	4	5	9																
9,0																						
10,0																						
11,0																						
12,0																						
13,0																						
14,0																						
15,0																						
	PROFUNDIDADE LIMITE																					

Figura A3 – Perfil SPT do Furo 03, dentro da área melhorada.

# Relatório de Sondagem

## SPT

STANDARD PENETRATION TEST						Furo - SPT04													
OBRA: EDIFÍCIO SAN MARTIN						Relatório: 01/02													
LOCAL: Quadra 26 - Lotes 13 E 14 - Loteamento INTERMARES						Início: 16/01/98													
CLIENTE: JOSÉ MOURA SOARES						Término: 16/01/98													
PROF. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	PERFIL	PENETRAÇÃO (golpes p/ 15cm)			S.P.T.	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30cm												
			1. <sup>a</sup>	2. <sup>a</sup>	3. <sup>a</sup>		10	20	30	40	50	60							
1,0	Areia fina de cor amarelo claro medianamente compacta		1	2	3	5													
2,0	Areia média de cor amarela medianamente compacta		6	8	8	16													
3,0			4	6	6	12													
4,0	Areia média de cor amarelo escuro medianamente compacta		6	9	11	20													
5,0			7	11	13	24													
6,0			1	1	2	3													
7,0	Areia fina siltosa de cor cinza escuro medianamente compacta		2	2	8	10													
8,0			6	10	16	26													
9,0	PROFUNDIDADE LIMITE		7	12	15	27													
10,0																			
11,0																			
12,0																			
13,0																			
14,0																			
15,0																			

Figura A4 – Perfil SPT do Furo 04, fora da área melhorada.

# Relatório de Sondagem

## SPT

STANDARD PENETRATION TEST					Furo - SPT05																
OBRA: EDIFÍCIO SAN MARTIN					Relatório: 01/02																
LOCAL: Quadra 26 - Lotes 13 E 14 - Loteamento INTERMARES					Início: 16/01/98																
CLIENTE: JOSÉ MOURA SOARES					Término: 16/01/98																
PROF. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	PERFIL	PENETRAÇÃO (golpes p/ 15cm)			S.P.T.	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30cm														
			1. <sup>a</sup>	2. <sup>a</sup>	3. <sup>a</sup>		10	20	30	40	50	60									
1,0	Areia fina de cor amarelo claro medianamente compacta		2	4	5	9															
2,0			4	7	7	14															
3,0	Areia fina de cor amarelo medianamente compacta		5	7	7	14															
4,0			5	7	7	14															
5,0			10	20	19	39															
6,0	Areia fina siltosa de cor cinza escuro compacta		1	2	2	4															
7,0			2	5	8	13															
8,0			8	11	20	31															
9,0	PROFUNDIDADE LIMITE																				
10,0																					
11,0																					
12,0																					
13,0																					
14,0																					
15,0																					

Figura A5 – Perfil SPT do Furo 05, fora da área melhorada.

# Relatório de Sondagem

## SPT

STANDARD PENETRATION TEST						Furo - SPT06										
OBRA: EDIFÍCIO SAN MARTIN						Relatório: 01/02										
LOCAL: Quadra 26 - Lotes 13 E 14 - Loteamento INTERMARES						Início: 16/01/98										
CLIENTE: JOSÉ MOURA SOARES						Término: 16/01/98										
PROF. (m)	DESCRIÇÃO DO SOLO	PERFIL	PENETRAÇÃO (golpes p/ 15cm)			S.P.T.	Nº DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DOS ÚLTIMOS 30cm									
			1. <sup>a</sup>	2. <sup>a</sup>	3. <sup>a</sup>		10	20	30	40	50	60				
1,0	Areia fina de cor amarelo claro medianamente compacta		1	4	6	10										
2,0			4	6	7	13										
3,0	Areia média de cor amarelo medianamente compacta		4	4	9	13										
4,0	Areia média de cor amarelo escuro medianamente compacta		4	8	7	15										
5,0	Areia média de cor amarelo pouco compacta a medianamente compacta		5	8	9	17										
6,0			2	3	4	7										
7,0			8	11	17	28										
8,0			10	14	17	31										
9,0	PROFUNDIDADE LIMITE															
10,0																
11,0																
12,0																
13,0																
14,0																
15,0																

Figura A6 – Perfil SPT do Furo 06, fora da área melhorada.

TABELA A1 – DADOS OBTIDOS DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD - FURO 01

FURO 01 - Área melhorada																					
CALIBRAÇÕES				ENSAIOS																	
CPV (kPa)		CPP (kPa)		Ensaio 01			Ensaio 02			Ensaio 03			Ensaio 04			Ensaio 05			Ensaio 06		
P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	55	25	52	100	132	157	100	112	114	100	152	173	100	70	74	50	53	55	50	49	55
100	62	50	93	200	298	348	200	140	143	200	216	218	200	94	95	100	68	71	100	66	68
150	65	75	134	250	430	445	300	164	165	400	236	239	400	133	135	150	80	80	150	74	75
200	68	100	171	300	485	490	400	182	183	600	263	264	600	205	209	200	84	90	200	80	80
250	70	125	219	350	514	518	500	200	200	800	298	300	800	340	352	300	113	115	300	90	90
500	74	150	282	400	538	540	600	205	215	1000	343	346	1000	555	605	400	144	147	400	97	98
750	75	175	374	450	555	558	700	230	232	1200	405	411				500	190	194	500	105	105
1000	77	200	462	500	571	575	800	245	246	1400	491	500				600	260	265	600	114	115
1250	78	225	576	550	582	590	900	256	259	1600	610	628				700	350	374	800	139	140
1500	79	250	694	600	602	604	1000	273	274							800	480	505	1000	175	179
1750	80			700	631	636	1100	278	290							900	635	675	1200	225	232
2000	80			800	671	678	1200	304	305										1400	295	305
2250	81						1300	323	325										1600	400	420
2500	82						1400	345	349										1800	540	572
							1500	373	376												
							1600	403	407												
							1700	440	445												
							1800	483	490												
							1900	533	540												
							2000	584	597												
							2100	647	670												

TABELA A2 – DADOS OBTIDOS DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD - FURO 02

FURO 02 - Área melhorada																								
CALIBRAÇÕES				ENSAIOS																				
CPV (kPa)		CPP (kPa)		Ensaio 01			Ensaio 02			Ensaio 03			Ensaio 04			Ensaio 05			Ensaio 06			Ensaio 07		
P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	55	25	49	50	57	74	50	61	64	50	55	62	100	85	90	50	43	45	50	58	63	50	56	59
100	62	55	85	100	134	146	100	98	110	100	101	109	200	111	112	100	57	59	100	86	91	100	76	80
150	65	75	115	150	185	188	150	140	150	150	138	144	300	125	127	150	68	70	150	109	110	150	92	94
200	68	100	162	200	217	219	200	180	185	200	172	177	400	139	139	200	77	79	200	125	126	200	101	103
250	70	125	230	250	236	238	250	200	200	250	195	197	600	173	175	300	85	91	300	159	161	310	116	117
500	74	150	325	310	264	264	300	210	212	300	205	208	800	232	235	400	117	118	400	204	207	400	-	130
750	75	175	435	350	290	291	400	235	235	400	229	232	1000	320	328	500	146	150	500	275	282	500	142	-
1000	77	200	557	400	337	352	500	258	260	500	250	250	1200	455	470	600	187	191	390	280	279	600	158	160
1250	78	225	632	450	404	415	600	290	290	600	265	266	1400	657	690	500	173	176	290	273	272	700	182	185
1500	79	250	730	500	487	512	450	277	277	700	280	283				400	120	139	390	280	280	800	208	212
1750	80			550	595	630	400	225	225	800	298	300				300	152	152	510	304	305	900	245	250
2000	80						500	290	290	900	319	320				400	185	185	600	395	397	1000	291	299
2250	81						600	300	300	1000	336	339				500	189	189	700	497	526	1100	345	358
2500	82						700	328	334	1100	359	360				600	200	201	800	640	684	1200	415	433
							800	375	385	1200	380	383				700	255	260				1300	505	519
							900	439	445	1400	440	443				800	339	353						
							1000	503	520	1600	505	512				900	465	490						
							1100	595	615	1800	589	597				1000	626	675						
										2000	686	700												

TABELA A3 – DADOS OBTIDOS DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD - FURO 03

FURO 03 - Fora da área melhorada																								
CALIBRAÇÕES				ENSAIOS																				
CPV (kPa)		CPP (kPa)		Ensaio 01			Ensaio 02			Ensaio 03			Ensaio 04			Ensaio 05			Ensaio 06			Ensaio 07		
P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	55	25	30	50	40	45	55	40	42				100	83	105	100	92	99	100	46	49	100	34	35
100	62	50	60	100	66	70	100	52	54				200	167	191	200	123	127	200	60	64	200	49	50
150	65	75	96	170	85	90	150	60	62				300	215	219	300	142	145	400	82	84	400	74	76
200	68	100	144	200	96	98	200	68	68				400	246	248	400	160	162	600	102	105	600	93	110
250	70	125	196	250	105	107	300	76	78				500	284	287	500	178	180	800	126	129	800	180	193
500	74	150	279	300	113	115	500	95	97				600	332	338	400	179	179	1000	154	157	1000	290	309
750	75	175	359	400	130	133	700	122	124				700	395	405	300	176	176	1200	185	187	1200	450	490
1000	77	200	455	500	155	156	900	157	161				800	470	480	400	180	180	1400	219	222	1400	666	738
1250	78	225	585	600	183	186	1100	203	210				900	568	583	500	185	186	1600	258	264			
1500	79	250	725	700	219	224	1300	264	272				1000	680	705	600	200	201	1800	308	315			
1750	80			800	265	270	1500	348	358							700	220	221	2000	369	379			
2000	80			900	320	329	1700	450	470							800	240	242	2200	445	461			
2250	81			1000	367	399	1900	590	620							900	264	268	2400	542	564			
2500	82			1100	470	485										1000	291	295						
				1200	559	580										1100	321	326						
																1200	355	360						
																1400	439	448						
																1600	548	567						

TABELA A4 – DADOS OBTIDOS DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD - FURO 04

FURO 04 - Área melhorada																					
CALIBRAÇÕES				ENSAIOS																	
CPV (kPa)		CPP (kPa)		Ensaio 01			Ensaio 02			Ensaio 03			Ensaio 04			Ensaio 05			Ensaio 06		
P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	55	25	45	50	95	108	100	105	107	100	68	69	100	100	104	100	76	80	100	36	37
100	62	50	105	100	155	164	200	134	135	200	83	84	200	125	127	200	105	109	210	48	48
150	65	75	151	150	217	250	300	147	149	300	99	100	300	151	153	300	145	148	300	57	58
200	68	100	190	200	273	278	400	160	161	400	112	114	400	189	194	400	187	194	400	67	68
250	70	125	247	250	305	307	500	174	175	500	158	160	500	242	249	500	248	256	500	78	80
500	74	150	327	300	316	318	600	187	189	600	225	227	600	-	329	600	324	344	600	91	92
750	75	175	407	350	337	339	700	205	206	1000	316	325	700	422	450	700	424	446	800	123	125
1000	77	200	523	400	350	352	800	218	220	1200	460	476	800	572	616	800	553	580	1000	165	170
1250	78	225	643	462	365	367	900	236	238	1400	700	738							1200	224	232
1500	79	250	790	500	378	381	1000	255	258										1400	313	330
1750	80			550	390	391	1100	280	282										1600	448	480
2000	80			600	406	407	1200	303	309												
2250	81			650	425	430	1300	332	336												
2500	82			700	444	445	1400	368	371												
				750	461	465	1500	404	412												
				800	502	508	1600	448	460												
				850	514	517															
				900	536	539															
				1000	593	604															



TABELA A6 – DADOS OBTIDOS DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD - FURO 06

FURO 06 - Fora da área melhorada																					
CALIBRAÇÕES				ENSAIOS																	
CPV (kPa)		CPP (kPa)		Ensaio 01			Ensaio 02			Ensaio 03			Ensaio 04			Ensaio 05			Ensaio 06		
P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)	P (kPa)	V <sub>30</sub> (kPa)	V <sub>60</sub> (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
50	55	25	20	50	105	115	50	75	93	100	42	45	100	56	59	100	68	73	50	10	10
100	62	50	124	100	165	175	100	121	124	200	62	65	200	75	77	200	100	104	100	14	15
150	65	75	163	150	215	220	150	146	150	300	80	84	300	94	95	300	154	158	200	25	27
200	68	100	205	200	255	256	200	160	165	400	103	104	400	115	117	400	237	245	300	44	45
250	70	125	262	250	277	280	250	175	179	600	145	148	500	142	145	600	474	585	400	60	61
500	74	150	322	300	294	296	300	-	194	800	200	205	600	175	180				600	100	104
750	75	175	416	400	322	325	350	204	205	1000	274	279	700	218	225				800	152	157
1000	77	200	526	500	356	360	400	215	219	1200	365	379	800	276	288				1000	225	232
1250	78	225	674	600	394	395	350	219	219	1400	495	504	900	364	382				800	232	231
1500	79			700	435	440	300	218	217	1600	665	694	1000	480	518				600	226	226
1750	80			800	480	485	350	220	220										800	231	232
2000	80			900	536	545	400	225	225										1000	247	250
2250	81			1000	600	608	500	244	245										1200	327	343
2500	82			1100	678	695	600	270	272										1400	465	488
							700	295	300										1500	570	590
							800	325	330												
							900	360	365												
							1000	395	399												
							1100	438	442												
							1200	480	486												
							1300	529	535												
							1400	583	592												
							1500	640	652												

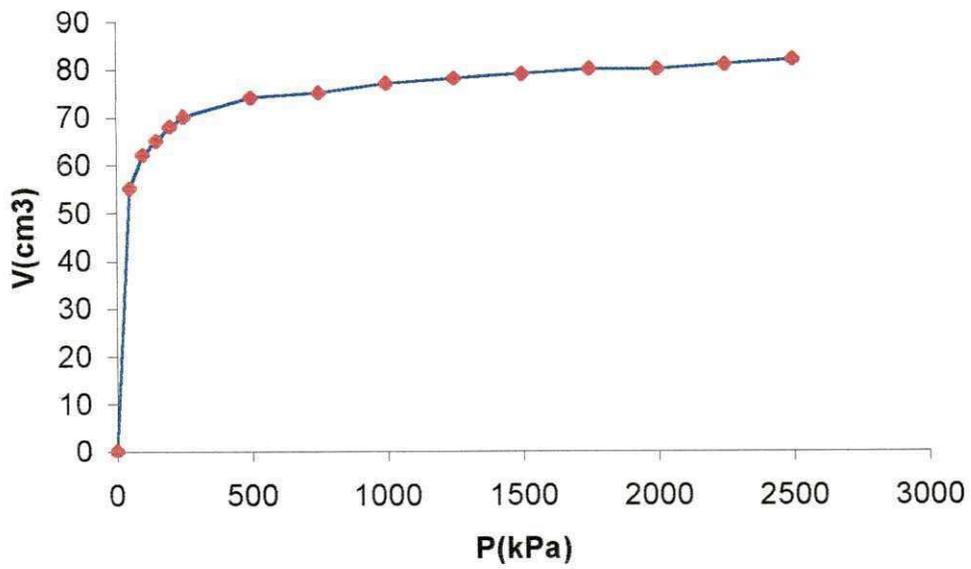


Figura A7 – Curva de calibração por perda de volume.

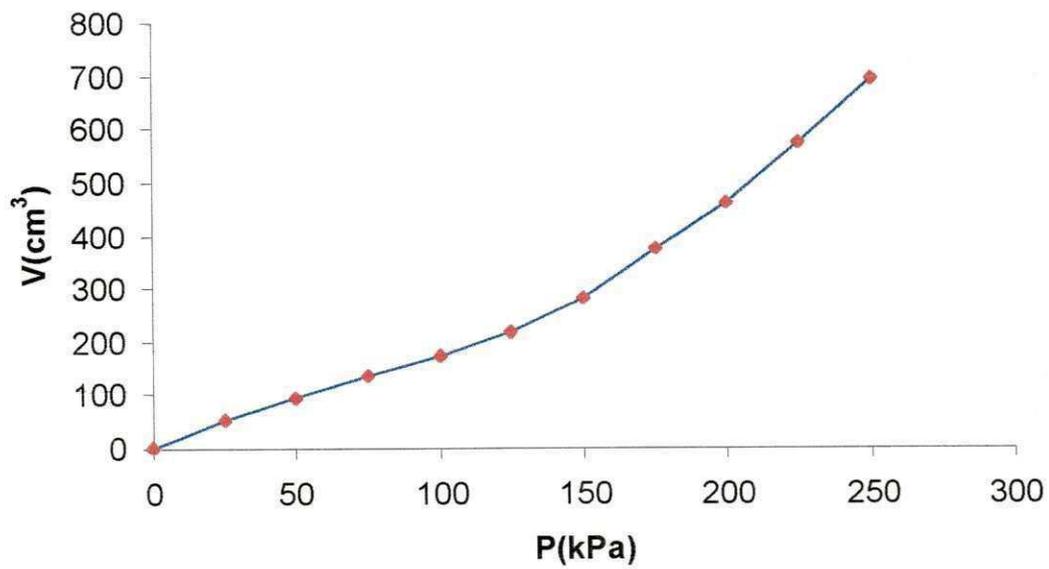


Figura A8 – Curva de calibração por perda de pressão 01.

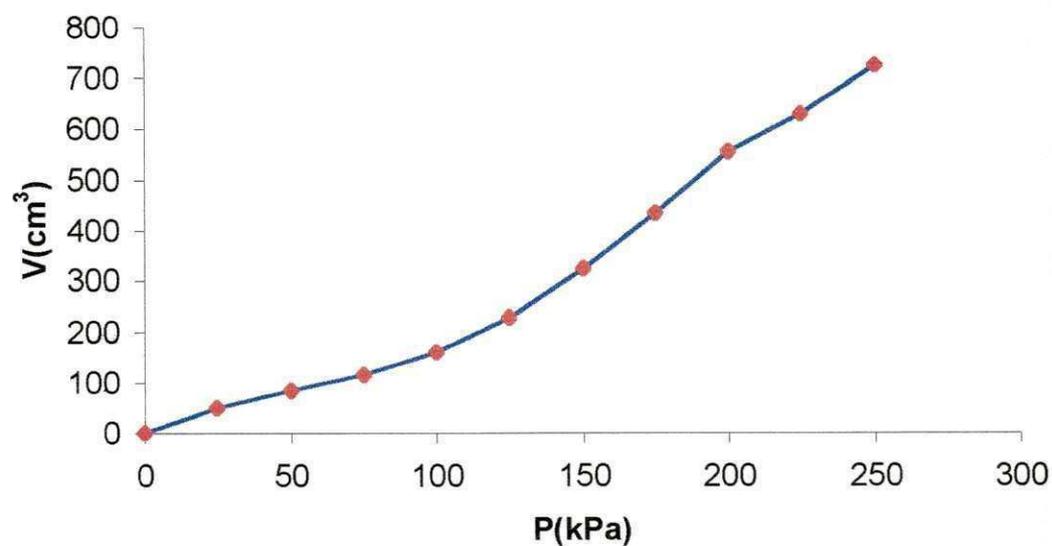


Figura A9 – Curva de calibração por perda de pressão 02.

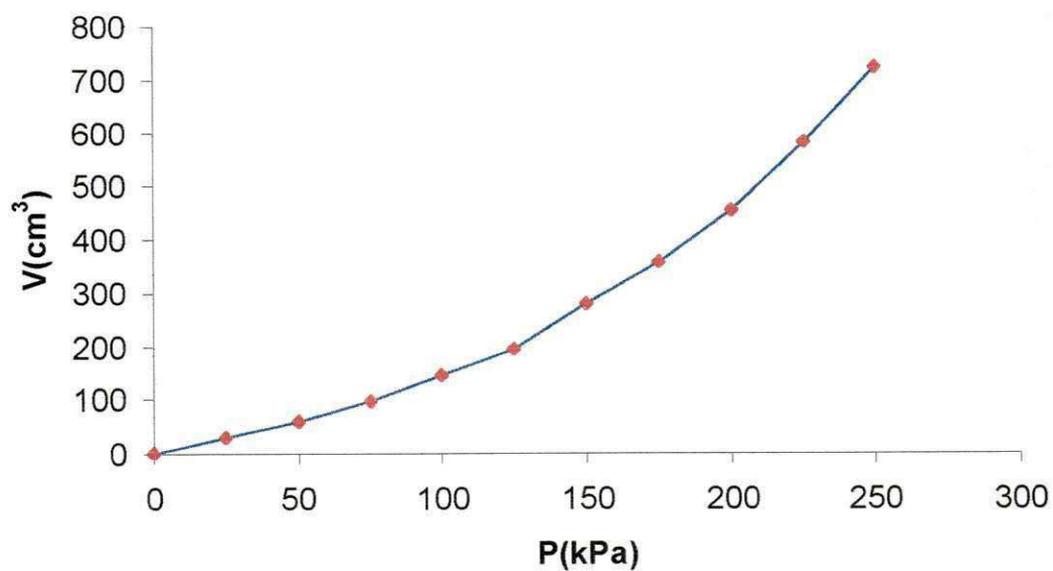


Figura A10 – Curva de calibração por perda de pressão 03.

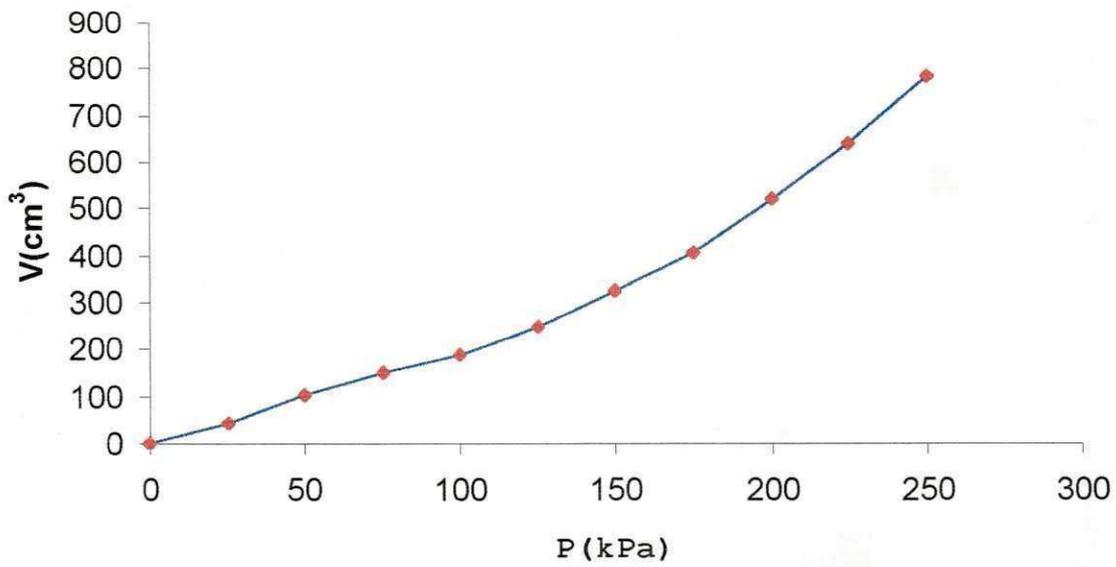


Figura A11 – Curva de calibração por perda de pressão 04.

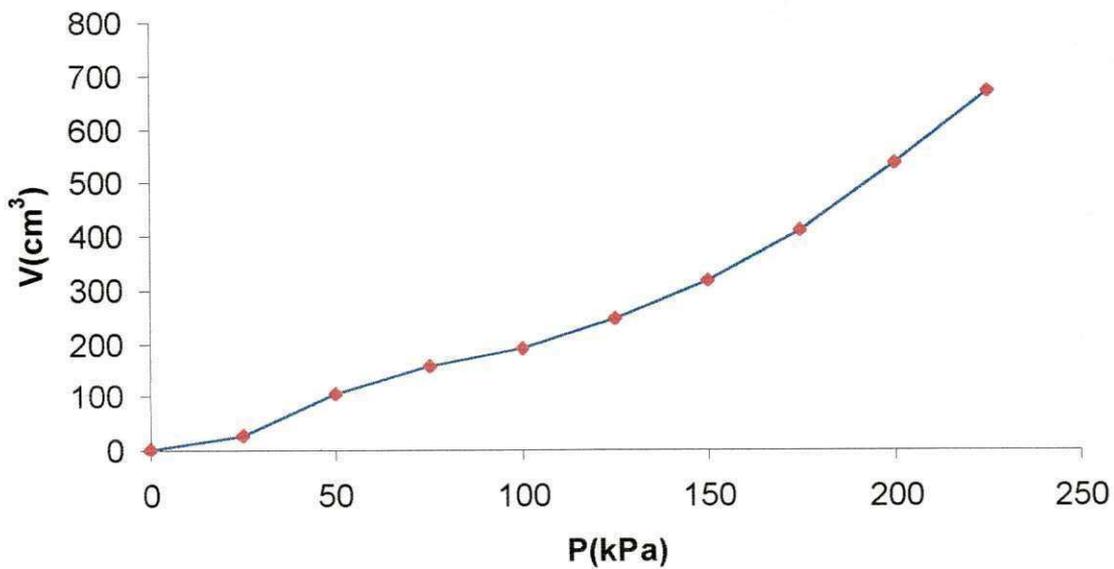


Figura A12 – Curva de calibração por perda de pressão 05.

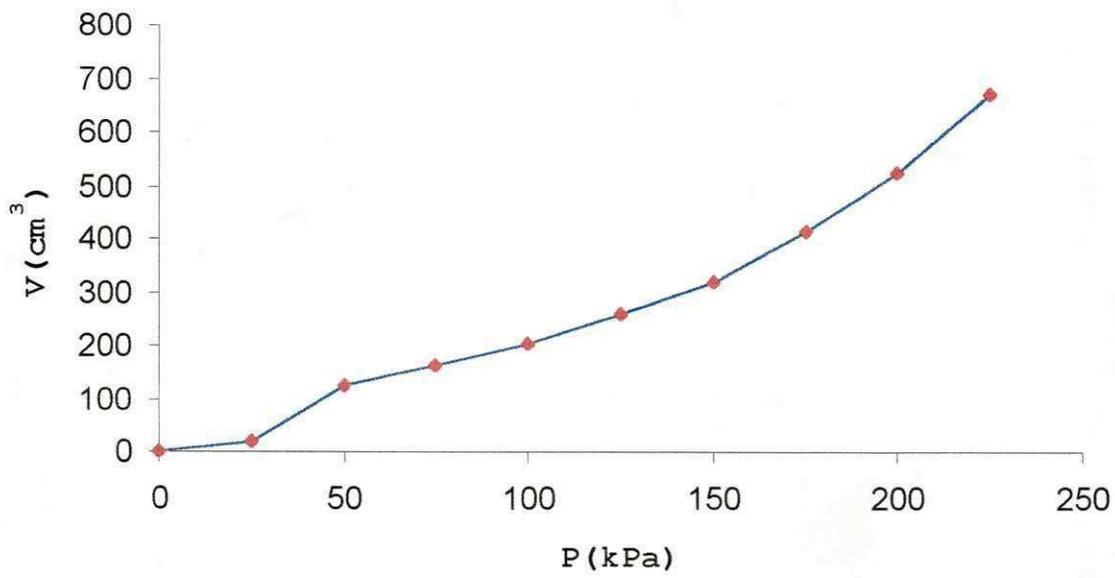


Figura A13 – Curva de calibração por perda de pressão 06.