



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA**  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
**CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**  
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

ESTUDO DO COMPORTAMENTO TENSÃO - DEFORMAÇÃO DE UM DEPÓSITO  
ARENOSO DA CIDADE DE JOÃO PESSOA ATRAVÉS DO PRESSIOMETRO MENARD

JEAN LUIS GOMES DE MEDEIROS

CAMPINA GRANDE

SETEMBRO/1998

**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
COORDENAÇÃO DOS CURSOS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM  
ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UM DEPÓSITO  
ARENOSO DA CIDADE DE JOÃO PESSOA ATRAVÉS DO PRESSIÔMETRO DE  
MÉNARD.**

Por

*Jean Luis Gomes de Medeiros*

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

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA**

**Campina Grande  
Setembro de 1998**



M488e

Medeiros, Jean Luis Gomes de.

Estudo do comportamento tensão-deformação de um depósito arenoso na cidade de João Pessoa através do pressiômetro de Ménard / Jean Luis Gomes de Medeiros. - Campina Grande, 1998.

74 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1998.

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

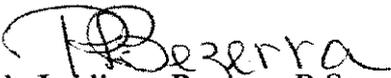
Referências.

1. Solo Arenoso - João Pessoa (PB). 2. Pressiômetro de Ménard. 3. Depósito de Solo Arenoso. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Bezerra, Raimundo Leidimar. II. Conciani, Wilson. III. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). IV. Título

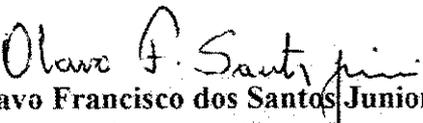
CDU 624.131.21(813.3)(043)

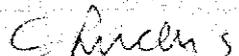
Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia** e aprovada em sua forma final pela Banca Examinadora do Curso de pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba.

**BANCA EXAMINADORA:**

  
**Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.**  
(Orientador)

  
**Wilson Conciani, D.Sc.**  
(Orientador)

  
**Olavo Francisco dos Santos Junior, D.Sc.**  
(Examinador-Externo)

  
**Francisco Barbosa de Lucena, M.Sc.**  
(Examinador-Interno)

**Campina Grande**  
**Setembro de 1998**

## **DEDICATÓRIA**

Esta dissertação é dedicada aos meus pais José Medeiros dos Reis e Iracema de Lima Gomes e Medeiros os quais deram tudo de si para me proporcionar uma boa formação; à Sônia, minha esposa, e Ana Clara, minha filha, que souberam pacientemente suportar a minha necessária ausência.

## AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos as seguintes pessoas e instituições responsáveis pela realização deste trabalho:

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

Ao Curso de Pós - Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba (CPGEC-UFPB/CG), por me aceitar em seu quadro de alunos.

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

Ao professor e Orientador Wilson Conciani, da Escola Técnica Federal de Mato Grosso, pelas oportunas sugestões e pela salutar parceria alcançada, peça fundamental para o desenvolvimento desta dissertação.

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

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento à Pesquisa, CNPq, pela colaboração financeira, tornando possível realizar o presente trabalho.

Ao quadro de funcionários do Laboratório de Solos II, da Universidade Federal da Paraíba, Campus II, em especial ao Chefe do Laboratório Prof. Luiz Carlos Sampaio da Silveira, aos laboratoristas José Nivaldo Sobreira, Vanildo Fernandes do Amarantes e Rui Pereira de Oliveira, pelo apoio logístico dispensado durante os ensaios laboratoriais.

À Associação Técnico- Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior – ATECEL, pelo apoio logístico dispensado durante os ensaios de campo, disponibilizando a equipe de sondagem na pessoa do Sr. José Constante e seus auxiliares.

Aos colegas da minha turma do Curso de Pós- Graduação e ao amigo e também ex-aluno do Curso de Pós - Graduação, Erinaldo Hilário Cavalcante, que de forma direta ou indireta colaboraram para realização deste trabalho.

# ÍNDICE

## CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

|                       |   |
|-----------------------|---|
| 1.0- INTRODUÇÃO       | 1 |
| Objetivos da Pesquisa | 2 |
| Divisões dos Assuntos | 2 |

## CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

|  |    |
|--|----|
| 2.0- Ensaio Geotécnicos “in situ”  | 4  |
| 2.1- Ensaio de Penetração Dinâmica - SPT                                 | 5  |
| 2.1.1- Eficiência do SPT   | 6  |
| 2.1.2- Correlações Usuais  | 8  |
| 2.1.2.1- Grau de Compacidade ( $I_D$ ) das areias                        | 8  |
| 2.1.2.2- Angulo de Atrito Interno ( $\phi$ ) das areias                  | 8  |
| 2.1.2.3- Módulo de Deformação  | 9  |
| 2.1.2.4- Tensão de Ruptura de Fundações Diretas                          | 9  |
| 2.1.2.5- Recalques   | 10 |
| 2.2- Ensaio Pressiométrico   | 11 |
| 2.2.1- Modelo de Expansão de Cavidade                                    | 12 |
| 2.2.2- Interpretação Teórica do Ensaio Pressiométrico                    | 14 |
| 2.2.3- A Fase Elástica da Curva Pressiométrica                           | 18 |
| 2.2.4- O Módulo Pressiométrico $E_o$                                     | 20 |
| 2.2.5- A Fase Plástica da Curva Pressiométrica                           | 20 |
| 2.2.6- Fatores que Influenciam os Valores dos Parâmetros Pressiométricos | 21 |
| 2.2.7- Aplicabilidade dos Parâmetros Pressiométricos                     | 22 |
| 2.2.8- Previsão de Recalques   | 23 |
| 2.2.9- Capacidade de Carga dos Solos                                     | 23 |
| 2.2.10- Abordagem Pressiométrica   | 24 |
| 2.3- Ensaio de Carga sobre Placa Helicoidal                              | 26 |
| 2.3.1- Vantagens e Desvantagens  | 28 |

## CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

|  |    |
|--|----|
| 3.1- Localização do Campo Experimental     | 29 |
| 3.2- Geologia do Local                     | 29 |
| 3.3- Ensaio <i>in situ</i> realizados      | 32 |
| 3.3.1- Ensaio de Penetração Dinâmica - SPT | 33 |
| 3.3.1.1- Equipamentos                      | 33 |
| 3.3.1.2- Execução de Ensaio                | 33 |
| 3.3.1.3- Metodologia dos Ensaio            | 33 |

|          |                                |    |
|----------|--------------------------------|----|
| 3.3.2-   | Ensaio Pressiométricos         | 34 |
| 3.3.2.1- | O Pressiômetro de Ménard       | 34 |
| 3.3.2.2- | Calibrações                    | 36 |
| 3.3.2.3- | O Furo de Sondagem             | 38 |
| 3.3.2.4- | Metodologia de Ensaio          | 38 |
| 3.3.3-   | Ensaio de Placa Helicoidal     | 41 |
| 3.3.4.1- | A Placa Helicoidal             | 42 |
| 3.3.4.2- | O Sistema de Cravação e Reação | 43 |
| 3.3.4.3- | O Sistema de Leituras          | 43 |
| 3.3.4.4- | Metodologia de Ensaio          | 44 |

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

|        |   |    |
|--------|---|----|
| 4.1-   | Generalidades   | 46 |
| 4.2-   | Identificação do Solo   | 46 |
| 4.2.1- | Ensaio de Penetração Dinâmica - SPT   | 46 |
| 4.3.1- | Ensaio Pressiométrico   | 47 |
| 4.3-   | Parâmetros Geotécnicos  | 48 |
| 4.3.1- | Módulo de Deformação  | 48 |
| 4.3.2- | Ângulo de Atrito Interno  | 50 |
| 4.4-   | Ensaio Pressiométrico   | 50 |
| 4.4.1- | Considerações Iniciais  | 50 |
| 4.4.2- | Módulo Pressiométrico de Ménard, $E_M$  | 54 |
| 4.4.3- | Pressão Limite do Solo, $P_L$   | 56 |
| 4.5-   | Ensaio de Placa Helicoidal  | 60 |
| 4.6-   | Correlações entre os Parâmetros Pressiométricos $E_M$ , $P_L$ , $N_{SPT}$ e o $E_{SPT}$ . | 63 |
| 4.7-   | Dificuldades Operacionais   | 67 |
| 4.7.1- | Ensaio Pressiométrico   | 67 |

## **CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

|      |            |    |
|------|------------|----|
| 5.1- | Conclusões | 68 |
| 5.2- | Sugestões  | 69 |

## **CAPÍTULO 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS** 70

## **APÊNDICE**

## LISTA DE FIGURAS

|              |   |    |
|--------------|---|----|
| Figura 2.1-  | Curva Pressiométrica Típica de Areias   | 14 |
| Figura 2.2-  | Geometria da Expansão de Cavidade Cilíndrica  | 16 |
| Figura 2.3-  | Expansão Radial de uma Cavidade Cilíndrica  | 17 |
| Figura 2.4-  | Analogia de BRIAUD (1992)   | 24 |
| Figura 3.1-  | Localização do Campo Experimental   | 30 |
| Figura 3.2-  | Perfil Geotécnico do Subsolo Ensaiado   | 31 |
| Figura 3.3-  | Locação dos Ensaios SPT, PMT e SCT  | 32 |
| Figura 3.4-  | Conjunto do Ensaio Pressiométrico   | 34 |
| Figura 3.5-  | Curva de Calibração   | 37 |
| Figura 3.6-  | Curva de Calibração   | 37 |
| Figura 3.7-  | Curva Pressiométrica Típica   | 40 |
| Figura 3.8-  | Curva de Fluência ou “Creep”  | 41 |
| Figura 3.9-  | Conjunto da Placa Helicoidal  | 42 |
| Figura 3.10- | Placa Helicoidal  | 42 |
| Figura 3.11- | Curva Carga x Recalque  | 45 |
| Figura 4.1-  | Perfil Geotécnico do Subsolo  | 47 |
| Figura 4.2-  | Comportamento do Módulo de Deformação   | 49 |
| Figura 4.3-  | Curva Pressiométrica Típica   | 51 |
| Figura 4.4-  | Curva Pressiométrica dos Ensaios Realizados   | 52 |
| Figura 4.5-  | Curva Pressiométrica Típica, Gerada a Partir dos Ensaios Realizados em Furos Excessivamente Grandes e Perturbados | 52 |
| Figura 4.6-  | Curva Pressiométrica Típica de Ensaios Realizados com Ciclos de Descarga Recarga                                  | 53 |
| Figura 4.7-  | Perfil do Módulo Pressiométrico   | 55 |
| Figura 4.8-  | Comportamento da Pressão Limite   | 56 |
| Figura 4.9-  | Comportamento da Pressão Limite Efetiva   | 58 |
| Figura 4.10- | Comportamento das Relações $E_M/P_L$ , $E_M/P_L^*$  | 59 |
| Figura 4.11- | Curva Carga x Recalque Típica dos Ensaios Realizados  | 60 |
| Figura 4.12- | Curva Carga x Recalque Típica dos Ensaios Realizados com Ciclos de Descarga Recarga                               | 61 |
| Figura 4.13- | Curva Recalque x Tempo  | 62 |
| Figura 4.14  | Perfil da Correlação $E_M \times N_{SPT}$ para os Furos 01, 02 e 03   |    |
| Figura 4.15  | Perfil da Correlação $P_L \times N_{SPT}$ para os Furos 01, 02 e 03   |    |
| Figura 4.16  | Comparação entre o $E_M \times E_{SPT}$   |    |
| Figura 7.1-  | Sonda com Cobertura Metálica após Realização de Ensaio  |    |
| Figura 7.2-  | Sonda com Cobertura Metálica antes da Realização de Ensaio.   |    |
| Figura 7.3-  | Sistema de Medição de Deslocamentos   |    |
| Figura 7.4-  | Célula de Carga Utilizada nos Ensaios   |    |
| Figura 7.5-  | Sistema de Ancoragem  |    |
| Figura 7.6-  | Furo de Sondagem com a Inserção da Placa Helicoidal   |    |
| Figura 7.7-  | Macaco Hidráulico   |    |
| Figura 7.8-  | Detalhe da Manipula de Acionamento  |    |
| Figura 7.9-  | Perfil do Resultado de Sondagem do Furo 02.   |    |
| Figura 7.10- | Perfil do Resultado de Sondagem do Furo 03.   |    |
| Figura 7.11- | Correlação entre $E_M \times N_{SPT}$ para o Furo 01  |    |

Figura 7.12- Correlação entre  $E_M \times N_{SPT}$  para o Furo 02  
Figura 7.13 Correlação entre  $E_M \times N_{SPT}$  para o Furo 03  
Curvas Pressiométricas Corrigidas

## LISTA DE TABELA

|             |  |    |
|-------------|--|----|
| Tabela 2.1- | Correlação do $N_{SPT}$ x $I_D$ para Areias Naturais Normalmente Adensadas                                     | 8  |
| Tabela 2.2- | Ângulo de Atrito Interno ( $\phi$ ) x $(N_1)_{60}$ , para Areias Naturais                                      | 9  |
| Tabela 2.3- | Valores de E em Função do $N_{SPT}$ , para Sapatas Quadradas, Rígidas, S/B = 1%                                | 9  |
| Tabela 2.4- | Métodos de Estimativas de Recalques de Fundações Diretas com Base no SPT                                       | 11 |
| Tabela 2.5  | Valores Típicos de $E_M$ , $P_L$ e $P_L^*$ (Classificação dos Solos Proposta por BRIAUD (1992) e MÉNARD (1975) | 11 |
| Tabela 2.6- | Modelos de Expansão de Cavidade  | 13 |
| Tabela 2.7- | Vantagens e Desvantagens do SCT  | 28 |
| Tabela 3.1- | Guia para Estimativa da Pressão Limite do Solo (BRIAUD, 1992)  | 39 |
| Tabela 4.1- | Valores do Módulo de Deformação para Correlações Propostas por DECOURT (1996)                                  | 49 |
| Tabela 4.2- | Valores de $E_M$ , $P_L$ , e $E_M/P_L$ Obtidos dos Ensaios Realizados  | 54 |
| Tabela 4.3- | Valores de $E_M$ , $P_L'$ , e $E_M/P_L'$ Obtidos dos Ensaios Realizados  | 57 |
| Tabela 4.4- | Módulo de Deformação Estimados em Ensaios de Placa Helicoidal  | 63 |

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

|   |   |
|---|---|
| n.  | Fator de eficiência do ensaio SPT.  |
| $d\sigma_r$   | Acréscimos diferenciais de tensão radial.   |
| $\nu$   | Coefficiente de Poisson.  |
| $\alpha$  | Coefficiente que depende da natureza e estado do solo.                                |
| $\lambda$   | Coefficiente de deformabilidade característico (0,60 - 0,75).                         |
| $\phi$  | Ângulo de atrito interno do solo.   |
| $\rho$  | Distância radial.   |
| $(\sigma'_{oct})_1$                                   | Tensão octaédrica efetiva.  |
| $\Delta\sigma_r, \Delta\sigma_\theta, \Delta\sigma_z$ | Acréscimos ou decréscimos das tensões radial, tangencial e vertical, respectivamente. |
| $\sigma'$   | Tensão efetiva.   |
| $\sigma'_{HO}$  | Tensão horizontal efetiva no repouso.   |
| $\sigma'_\theta$                                      | Tensão tangencial efetiva.  |
| $\sigma'_{oct}$                                       | Tensão octaédrica efetiva ao nível onde o SPT está sendo executado.                   |
| $\sigma'_r$   | Tensão radial efetiva.  |
| $\sigma'_{vo}$  | Tensão efetiva vertical no repouso.   |
| $\lambda_1, \lambda_2$                                | Coefficientes de forma.   |
| $\nu_2$   | Coefficiente de Poisson no plano de deformação.                                       |
| $\Sigma F$  | Força aplicada.   |
| $\sigma_{HO}$   | Tensão horizontal no repouso.   |
| $(N_1)_{60}$  | $N_{SPT}$ corrigido para um ensaio com eficiência de 60%.                             |
| $\Delta p$  | Acréscimo de pressão.   |
| $\Delta P.$   | Variação de pressão aplicada no solo.   |
| $\epsilon_r, \epsilon_\theta, \epsilon_z$             | Deformações radial, tangencial e vertical.  |
| $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z$                   | Tensões principais radial, tangencial e vertical.                                     |
| $\Delta V$  | Variação volumétrica lida no volumímetro.   |
| A   | Área da seção transversal da haste.   |
| a   | Coefficiente de compressibilidade do sistema.   |
| a   | Expoente de tensão.   |
| ASTM  | American Society for Testing Materials.   |
| B   | Lado da sapata quadrada.  |
| B,D   | Dimensões da fundação.  |
| c   | Velocidade da onda.   |
| $C_1, C_2$  | Correções devido a imersão da placa e o creep.  |
| $C_N$   | Coefficiente de correção.   |
| CPV   | Unidade de controle de pressão e volume do pressiómetro de Ménard.                    |
| $C_u.$  | Resistência ao cisalhamento não drenado.  |
| $dp$  | Acréscimo de distância radial.  |
| $D_F$   | Diâmetro do furo de sondagem.   |
| $dr$  | Acréscimo do raio.  |
| $D_s$   | Diâmetro da sonda.  |
| $du$  | Acréscimo de deslocamento radial.   |

|            |   |
|------------|---|
| E          | Módulo de deformação do solo.   |
| $E_1, E_2$ | Valores de eficiência para dois equipamentos diferentes.                              |
| E          | Módulo de deformabilidade do solo no plano de deformação.                             |
| $E_d$      | Módulo de deformação drenado.   |
| $E_i$      | Energia transmitida às hastes.  |
| $E_i$      | Eficiência do ensaio.   |
| $E_M$      | Módulo pressiométrico.  |
| $E_N$      | Energia nominal do martelo.   |
| $E_O$      | Módulo pressiométrico.  |
| $E_V$      | Módulo de deformação vertical.  |
| G          | Módulo de deformação cisalhante.  |
| $I_\alpha$ | Fator de influência.  |
| IBGE       | Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística                                       |
| ICSMFE     | International Congress of Soils Mechanics and Foundations Engineering.                |
| $I_D$      | Índice de compactidade.   |
| ISOPT      | International Symposium for Organization of Penetrations Testings.                    |
| K          | Fator de capacidade de carga.   |
| $K_a$      | Coefficiente de empuxo ativo.   |
| L/D        | Relação comprimento – diâmetro da sonda pressiométrica.                               |
| N          | Valor do $N_{SPT}$ para um ensaio com eficiência de 60%.                              |
| $N_p, N_q$ | Fatores de influência que dependem do índice de compressibilidade proposto por VÉSIC. |
| $N_1, N_2$ | Valores do $N_{SPT}$ para dois equipamentos diferentes.                               |
| $N_{60}$   | $N_{SPT}$ medido em um ensaio com eficiência de 60%.                                  |
| $N_{72}$   | $N_{SPT}$ corrigido para ensaio com eficiência de 72%.                                |
| $N_C$      | Fator de capacidade de carga.   |
| $N_{CORR}$ | Valor para o $N_{SPT}$ corrigido.   |
| NFP        | Norme Française Pressiométrique.  |
| $N_{SPT}$  | Índice de resistência a penetração padrão do SPT.                                     |
| $O_Z$      | Eixo vertical, de simetria do furo de sondagem.                                       |
| $P_f^*$    | Pressão de fluência efetiva.  |
| $P_L^*$    | Pressão limite efetiva.   |
| P          | Pressão média acrescida sobre o solo.   |
| $P_f$      | Pressão de fluência ou creep.   |
| $P_L$      | Pressão limite.   |
| PMT        | Ensaio pressiométrico de Ménard.  |
| $P_O$      | Pressão inicial nas paredes do furo.  |
| q          | Tensão aplicada na placa, trecho linear.  |
| $q_a$      | Tensão de referência – $1\text{kN/m}^2$ .   |
| $q_L$      | Capacidade de carga limite de uma sapata.   |
| $q_P$      | Tensão de ruptura de fundações diretas.   |
| $q_u$      | Tensão de ruptura.  |
| r          | Distância de um ponto qualquer para o centro da cavidade.                             |
| R          | Raio da placa.  |
| $r_O$      | Raio do furo de sondagem.   |
| $R_O$      | Raio de referência e vale 30,0 cm   |

|                |  |
|----------------|--|
| S              | Recalque da placa.                           |
| SCT            | Ensaio de placa helicoidal.                  |
| SPT            | Ensaio de penetração dinâmica (padrão).      |
| u, v, w        | Deslocamentos radial, tangencial e vertical. |
| u <sub>0</sub> | Acréscimo no raio do furo de sondagem.       |

# **ESTUDO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE UM DEPÓSITO DE SOLO ARENOSO, ATRAVÉS DO SPT, PRESSIÔMETRO DE MÉNARD E PLACA HELICOIDAL.**

## **RESUMO**

Nos últimos anos vem sendo desenvolvidas pesquisas utilizando o pressiômetro de Ménard em algumas instituições de pesquisa no Brasil. Dentre elas a Universidade Federal da Paraíba, Campus de Campina Grande, está formando um considerável banco de dados sobre o comportamento geotécnico dos solos arenosos.

Este trabalho de pesquisa tem por finalidade apresentar e discutir os resultados de uma campanha de ensaios SPT, pressiométrico e placa helicoidal efetuada em um depósito de solo arenoso da faixa litorânea da cidade de João Pessoa, buscando ampliar a base de dados existente. Nesta pesquisa utilizou-se o pressiômetro de Ménard, cujos resultados foram comparados com os resultados do SPT. Houve também uma tentativa da utilização da placa helicoidal em solos arenosos, porém sem sucesso, em virtude de alguns problemas do equipamento e problemas operacionais.

Os resultados obtidos para os ensaios SPT e pressiométrico, demonstraram sua boa performance na avaliação dos parâmetros de tensão x deformação para o depósito arenoso estudado. O ensaio pressiométrico demonstrou ser uma ferramenta muito útil, apresentando tempo de resposta muito curto e um baixo custo de operacionalização. Seus resultados concordaram bem com os resultados obtidos com o SPT, tanto no que se refere à identificação do perfil do subsolo, bem como na obtenção de parâmetros de resistência.

# **STUDY OF BEHAVIOR STRESS-STRAIN OF A DEPOSIT OF SANDY SOIL, THROUGH THE SPT, MÉNARD PRESSUREMETER AND SCREW PLATE TESTS.**

## **SUMMARY**

In the last years it comes being developed researches using the , Ménard pressuremeter in some research institutions in Brazil. Among them the Federal University of the Paraíba, Campus of Campina Grande, is forming a considerable database on the geotechnical behavior of the sandy soils.

This research work has for purpose to present the results of a campaign of SPT, pressuremeter and screw plate testings made in a sandy soil deposit from the strip coastal of João Pessoa city, looking for to increase the existent data base. In this research the Ménard pressuremeter was used and its results were compared with those from SPT. There was also an attempt to use screw plate in sandy soils, even so without success, due to some equipment and operational problems.

The obtained results, for the SPT and pressuremeter tests, demonstrated their good performance on evaluation of the parameters of stress-strain for the studied sandy deposit. The pressuremeter test demonstrated to be a very useful tool, presenting a short answer time and a low operational cost. Its results agreed well with those obtained in the SPT, referring the identification of the profile of the underground, as well as in the obtaining of parameters of strength.

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas a cidade de João Pessoa tem experimentado um crescimento populacional bastante significativo, o que levou o ritmo das construções a migrarem na direção das praias. Hoje, observa-se a qualidade e quantidade da ocupação deste espaço, muitas vezes desordenada e sem um nível de construção que possa se caracterizar tanto como econômica ou como tecnicamente viável.

Esta faixa litorânea, constituída de uma areia cuja densidade varia de fofa a muito compacta ao longo do seu perfil é, com certeza, um complicador para soluções de projetos de fundações. Este depósito estende-se por uma profundidade que vai além de vinte metros.

O processo de amostragem deste tipo de solo é muito complicado, ou seja, a obtenção de amostras indeformadas é praticamente impossível, o que inviabiliza a utilização de técnicas laboratoriais para caracterizar os parâmetros deste solo.

O emprego de ensaios de campo, neste caso, é justificado por permitir uma avaliação do solo no local a ser caracterizado e fornecer de uma maneira direta os resultados para os projetos de fundações. Neste aspecto, o emprego do SPT é freqüente e constitui-se quase que a única fonte de dados para utilização nos projetos de engenharia no estado da Paraíba.

Uma alternativa aos resultados obtidos pelo SPT é o ensaio de pressãometro Ménard, cuja fundamentação teórica é consistente e possibilita a obtenção de vários parâmetros. Entre eles o módulo de deformabilidade, que pode ser associado aos problemas de recalques, e a pressão limite que é uma referência da resistência do solo.

Uma tentativa de utilização do ensaio de placa helicoidal foi experimentada, já que o mesmo poderá fornecer bons parâmetros para correlações com os outros ensaios. GUSMÃO FILHO e GUSMÃO (1994) realizando estudos em solos melhorados, criticam a pouca ou quase inexistente fonte de dados de ensaios de placa e medição de recalques, o que dificulta em muito a compreensão dos efeitos do melhoramento.

## Objetivo Geral

Estudar as propriedades geotécnicas de um depósito arenoso da orla marítima da cidade de Cabedelo, na grande João Pessoa - PB, através de ensaios de campo, de modo a contribuir com a determinação de parâmetros geotécnicos para o projeto de fundações.

## Objetivos Específicos

- ☒ realização de ensaios com o pressiómetro Menárd em um depósito arenoso da cidade de Cabedelo - PB;
- ☒ caracterização do perfil do depósito através do SPT;
- ☒ execução de provas de carga ao longo do perfil do solo empregando placa helicoidal;
- ☒ comparação dos resultados obtidos com a finalidade de estabelecer correlações entre os ensaios realizados.

Esta dissertação está dividida em seis Capítulos e um Apêndice. Os assuntos estão distribuídos conforme descritos a seguir:

No Capítulo 1, é feita uma introdução do trabalho, apresentando uma visão geral da importância da pesquisa, quanto a aplicabilidade dos ensaios "in situ", como também aos objetivos a ser atingidos.

No Capítulo 2, é feita uma breve revisão bibliográfica sobre os ensaios "in situ" realizados nesta pesquisa: SPT, pressiométrico e placa helicoidal. Discute-se sobre SPT e a eficiência como medida de transferência de energia, bem como as correlações propostas e suas aplicações para projetos de fundações. Para o ensaio pressiométrico, é dado ênfase a uma abordagem sobre a fundamentação teórica do ensaio e aplicação dos parâmetros pressiométricos em projetos de fundações; para o ensaio de placa helicoidal é feita uma explanação sobre suas vantagens e desvantagens, bem como uma apresentação do método de ensaio.

No Capítulo 3, são apresentados dados relativos ao Campo Experimental, localização e perfil geotécnico. Nesse capítulo são apresentadas todas as características do SPT, Pressiómetro Ménard e Placa Helicoidal.

No Capítulo 4, são apresentadas as análises dos resultados dos ensaios. São analisados os parâmetros de tensão e deformabilidade para ambos os ensaios realizados nesta pesquisa.

No Capítulo 5, são apresentados as conclusões e sugestões para pesquisas futuras. No Capítulo 6, estão listadas as referências bibliográficas usadas para desenvolvimento deste trabalho.

No Apêndice, são apresentadas algumas figuras para complementação de informações que contribuirão para a melhor compreensão desta dissertação.

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.0- Ensaios Geotécnicos *In Situ*

Os ensaios geotécnicos “*in situ*” têm apresentado uma contribuição significativa ao estudo e projetos de fundações em todo o mundo. Desta maneira, observa-se um crescente número de tipos de ensaios “*in situ*” que têm a sua aplicação condicionada aos parâmetros do solo que se deseja conhecer. Assim, pode-se verificar nos últimos 30 anos o aparecimento dos ensaios dilatométricos (MARCHETTI, 1980), cisalhamento em furo de sondagem (HANDY e FOX, 1967), cross-hole (STOKOE e WOODS, 1972), piezocone (De RUITER, 1982), etc.

Os ensaios “*in situ*” provêm dos esforços dos pesquisadores para superar algumas desvantagens e limitações observadas nos ensaios laboratoriais. LANCELLOTTA (1995) apresenta algumas vantagens dos ensaios *in situ* quando comparados com os ensaios de laboratório:

- ↗ possibilidade de ensaiar solos cuja amostragem é difícil( amostras indeformadas);
- ↗ registros contínuos ou em pequenos intervalos, das propriedades dos solos;
- ↗ custos menores que os ensaios laboratoriais;
- ↗ menor tempo para execução dos estudos;
- ↗ grande volume de solo envolvido, podendo-se considerar a influência da macroestrutura.

Uma característica dos ensaios “*in situ*” é a sua realização com o solo no seu estado natural, colocando em evidência as peculiaridades do mesmo e refletindo o comportamento mais próximo possível da sua condição de trabalho.

SOARES (1987) cita que, apesar das vantagens apresentadas, alguns destes tipos de ensaio carecem de uma interpretação melhor definida, que é comprometida pela sua própria metodologia e pelo desconhecimento ou dificuldade em estabelecer condições de contorno.

Nos parágrafos que se seguem neste capítulo, serão apresentados alguns aspectos dos ensaios SPT, pressiómetro e placa helicoidal. A apresentação se limitará a estes ensaios pelo fato da presente pesquisa se fundamentar sobre eles.

### 2.1- O Ensaio de Penetração Padrão - SPT

O ensaio de campo mais difundido no Brasil, e possivelmente no mundo todo, é o SPT (Standard Penetration Test). Este é um ensaio do tipo penetração dinâmica.

De MELO (1971) afirma que o SPT compreende um fenômeno de penetração bem definido, envolvendo problemas de transmissão de energia de impacto e energia consumida na penetração, contra a resistência de ponta e as forças de atrito superficial.

O SPT se apresenta como um ensaio eficiente para a etapa de reconhecimento do subsolo. Segundo QUARESMA et al. (1995), o que se pretende quando da realização de uma boa sondagem é: conhecer o tipo de solo (nas amostras coletadas), a resistência à cravação no solo, e a posição do nível d'água.

O ensaio de resistência à penetração dinâmica- SPT surgiu no final da década de 20, nos Estados Unidos, e está associado ao desenvolvimento das técnicas de amostragem. A inclusão da perfuração com circulação de água representou uma melhoria de operacionalidade, que se tornou parte do ensaio (BELINCANTA *et al*, 1994).

Segundo a NBR-6484, o SPT consiste em contar o número de golpes de um martelo para cravar o amostrador padrão 45,0cm no terreno. Esta penetração é contada a cada 15,0cm. O índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) é o número de golpes necessários para cravar os 30,0cm finais do amostrador.

Em uma análise da execução do ensaio, isto é, da cravação do amostrador, BEZERRA e LUCENA (1990) descrevem o comportamento de duas fases sucessivas. Na primeira, ocorre um fenômeno de ruptura do solo sob a área anular do amostrador. Observa-se nesta fase que o deslocamento do amostrador corresponde a altura da amostra no seu interior. Na fase seguinte, o solo introduzido forma um tampão. Isto acontece porque as forças de atrito solo-aço dentro do amostrador são muito intensas, comparadas à capacidade de carga do solo sob uma placa circular de diâmetro equivalente ao diâmetro do amostrador, e a penetração ou cravação se dá de forma semelhante a uma haste maciça.

A literatura relata esforços no sentido de uma referência internacional para o ensaio SPT. Exemplo destes esforços podem ser vistos na realização de fóruns exclusivos, como aconteceu no ISOPT em Orlando, 1988, ou ainda nas referências internacionais sobre o SPT editadas durante a ICSMFE do Rio de Janeiro em 1989. Outro fator que aponta para este esforço são as publicações do tipo estado da arte. Estas publicações relacionadas ao SPT eram freqüentes e muitas extensas até o aparecimento dos ISOPT's. Dentre estas publicações pode-se citar os trabalhos de De MELO (1971), KOVACS (1977), PALÁCIOS (1977) e SCHMERTMANN (1979).

### 2.1.1- Eficiência do SPT

PALÁCIOS (1977) chama a atenção para a eficiência do ensaio de penetração dinâmica. A eficiência do ensaio diz respeito à quantidade de energia aplicada às hastes e transferida ao solo. As Equações 2.1 e 2.2 apresentam a formulação para o cálculo da eficiência, cuja medida é feita, neste caso, com base na energia transferida, analisada através da equação da onda.

$$n = \left( \frac{E_i}{E_N} \right) \quad (2.1)$$

$$E_i = \frac{EA}{c} \Sigma F^2 \quad (2.2)$$

sendo: n, fator de eficiência do ensaio;

$E_i$ , energia transmitida às hastes;

$E_N$ , energia nominal do martelo e vale 0,47kNm;

c, velocidade da onda;

A, área da seção transversal da haste;

F, força aplicada;

E, módulo de elasticidade.

A eficiência do ensaio afeta diretamente o valor do índice de resistência à penetração. Para um dado solo, quanto menor a eficiência do ensaio maior será o  $N_{SPT}$ . Antes da utilização dos valores do  $N_{SPT}$  deve-se procurar saber qual a eficiência do ensaio e proceder os ajustes. Para a correção de  $N$ , SCHMERTMANN e PALÁCIOS (1979) apresentam:

$$N_1 E_1 = N_2 E_2 \quad (2.3)$$

onde N e E são, respectivamente, os valores do  $N_{SPT}$  e da eficiência para dois equipamentos diferentes. Para a norma brasileira, NBR 6484, a eficiência do ensaio deve ser, em média, 72% (DECOURT *et al.*, 1989).

Os fatores que mais interferem na eficiência do ensaio podem ser agrupados em três classes: os de natureza humana, os ligados ao equipamento e aqueles devido à metodologia de execução do ensaio.

Os fatores de natureza humana são, por exemplo: erro na contagem do número de golpes, erro na medida do trecho penetrado, erro na elevação do martelo, diminuição na velocidade do martelo por prender o cabo de sustentação, etc. Estes fatores podem ser minimizados por treinamento de equipes e dimensionamento adequado nos grupos e turnos de trabalho.

Alguns cuidados básicos quando observados ajudam a manter a eficiência do ensaio no que se refere ao equipamento: conservar a verticalidade das hastes, empregar sempre coxins novos e de madeira dura, usar cordas com diâmetro adequado ao da roldana para reduzir o atrito, não empregar amostradores quebrados ou rombudos.

Os principais fatores ligados ao procedimento de execução do ensaio são: furos de sondagem descalibrados e excesso de lavagem. SOARES (1987) relata que furos muito grandes promovem o alívio de tensões no fundo do furo diminuindo a resistência à penetração.

Para solos granulares, o  $N_{SPT}$  não depende apenas da eficiência, mas principalmente do nível de tensões na profundidade do ensaio. DECOURT (1989) recomenda a seguinte correção para os valores de  $N_{SPT}$ :

$$N_1 = C_N \cdot N_{SPT} \quad (2.4)$$

$$C_N = \left[ \frac{(\sigma'_{OCT})_1}{(\sigma'_{OCT})} \right]^{0.5} \quad (2.5)$$

sendo:  $(\sigma'_{OCT})_1$ , tensão octaédrica efetiva, para uma areia normalmente adensada a uma  $\sigma'_{V_0}$  de 100kPa;

$\sigma'_{OCT}$ , tensão octaédrica efetiva a nível onde o SPT está sendo executado;

$C_N$ , coeficiente de correção;

$N_1$ , valor para o  $N_{SPT}$  corrigido.

Desta forma, apenas para uma mesma eficiência e sob os mesmos níveis de tensão octaédrica é que as características diversas da areia podem ser comparadas.

### 2.1.2- Correlações Usuais

Devido a grande difusão do SPT e de sua carência de formulação teórica, existe um grande número de correlações empíricas que associam o índice de penetração padrão com parâmetros de projeto e/ou propriedades do solo. O emprego de correlações empíricas deve ser cauteloso, pois os mesmos estão limitados a experiência pessoal e regional. A seguir serão apresentadas algumas destas correlações.

#### 2.1.2.1- Densidade das Areias ( $I_D$ )

SKEMPTON (1986) apresenta uma correlação do  $N_{SPT}$  com o  $I_D$ , a densidade das areias naturais normalmente adensadas, conforme mostrado na Tabela 2.1. Esta correlação é baseada na medida da densidade do solo através de ensaios laboratoriais.

**Tabela 2.1** -  $I_D(\%) \times (N_1)_{60}$ .

| $I_D(\%)$ | $(N_1)_{60}$ | COMPACIDADE    |
|-----------|--------------|----------------|
| 0 - 15    | 0 - 3        | MUITO FOFA     |
| 15 - 35   | 3 - 8        | FOFA           |
| 35 - 65   | 8 - 25       | MÉDIA          |
| 65 - 85   | 25 - 42      | COMPACTA       |
| 85 - 100  | 42 - 58      | MUITO COMPACTA |

#### 2.1.2.2- Ângulo de Atrito Interno( $\phi$ ) das Areias.

DECOURT (1989) reinterpreto os trabalhos de De Mello (1967, 1971) sobre o trabalho de GIBBS e HOLTZ (1957), e elaborou a Tabela 2.2 onde são apresentados os valores de  $\phi$  em função de  $(N_1)_{60}$  de uma areia natural, com  $\sigma'_{vo} = 100\text{kPa}$  e  $E_i = 60\%$ .

$$(N_1)_{60} = \left[ \frac{(\sigma'_{OCT})_t}{\sigma'_{OCT}} \right]^{0,5} N_{60} \quad (2.6)$$

sendo:  $(N_1)_{60}$ -  $N_{SPT}$  corrigido para ensaio com eficiência de 60%;

$N_{60}$  -  $N_{SPT}$  medido em um ensaio com eficiência de 60%;

$\sigma'_{vo}$  - tensão vertical efetiva inicial;

$E_i$  - eficiência do ensaio.

Para converter o  $N_{SPT}$  para  $N_{60}$  basta multiplicar o número de golpes por 1,2, ou seja, isto implica em considerar que a eficiência do ensaio é 72%.

**Tabela 2.2** - Ângulo de Atrito ( $\phi$ ) x  $(N_1)_{60}$  (DECOURT, 1991b).

|              |     |     |     |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|--------------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $(N_1)_{60}$ | 6,4 | 7,6 | 9,0 | 10,6 | 12,4 | 14,4 | 16,7 | 19,4 | 22,5 | 26,0 | 30,2 | 35,0 | 40,6 | 47,3 |
| $\phi$ (°)   | 30  | 31  | 32  | 33   | 34   | 35   | 36   | 37   | 38   | 39   | 40   | 41   | 42   | 43   |

Para De MELLO(1971), as correlações diretas do  $N_{SPT}$  com o  $\phi$ , em vez do  $I_D$ , são mais adequadas, por diminuírem o número de correlações cruzadas.

### 2.1.2.3 - Módulo de Deformação

Existem diversas correlações entre o  $N_{SPT}$  e o módulo de deformação do solo. Estas correlações, como todas as outras, são empíricas e têm suas validades limitadas à experiência local. Na Tabela 2.3 são apresentadas algumas correlações relatadas por DECOURT et al.(1989).

**Tabela 2.3-** Valores de E em função de  $N_{SPT}$ , sapatas quadradas, rígidas, S/B =1%.(HACHICH et al. 1996).

| Tipo de solo         | E(MN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------|-----------------------|
| Areias               | 3,5 $N_{72}$          |
| Solos Intermediários | 3,0 $N_{72}$          |
| Argilas Saturadas    | 2,5 $N_{72}$          |

### 2.1.2.5-Tensão de Ruptura de Fundações Diretas em Areias

A tensão de ruptura ou a capacidade de carga é um parâmetro muito importante para elaboração de projetos de fundações, e existe uma variedade considerável de expressões obtidas a partir de ensaios convencionais, como é o caso do SPT, bem como dos ensaios ditos especiais: Pressiômetro e outros.

As equações apresentadas foram obtidas a partir de correlações com o SPT, muito práticas e de fácil obtenção.

Para DECOURT (1991b e 1995), BRIAUD e JEANJEAN (1994), a tensão convencional de ruptura de fundação quadrada, rasa, em areia, pode ser expressa pelas Equações 2.7 e 2.8.

$$q_p=95 N_{60} \quad (\text{kPa}) \quad (2.7)$$

$$q_p=115 N_{72} \quad (\text{kPa}) \quad (2.8)$$

sendo:  $q_p$  - Tensão de ruptura de fundações diretas;

$N_{72}$  -  $N_{SPT}$  medido em um ensaio com eficiência de 72%;

$N_{60}$  -  $N_{SPT}$  medido em um ensaio com eficiência de 60%.

Estas equações divergem da apresentada por TERZAGHI e PECK (1987), conforme apresentada abaixo. O emprego da equação de TERZAGHI e PECK conduz a valores para tensão de ruptura menores que aqueles obtidos pelas equações 2.7 e 2.8. O valor de N na Equação 2.9 é considerado para uma eficiência de 60%.

$$q_p = 50 N (\text{kPa}) \quad (2.9)$$

As expressões acima citadas apresentam diferentes níveis de eficiência, ou seja, energia transferida às hastes, o que conseqüentemente produzirá valores diferentes para a tensão de ruptura. Uma tentativa de uniformizar os níveis de eficiência, produziria para a tensão de ruptura, valores muito altos, caso a eficiência fosse baixa, ou muito baixos, caso a eficiência fosse alta, conforme a Eq. 2.3.

#### 2.1.2.6- Recalques

Para TALBOT(1981), a relação entre valores previstos dos recalques de fundações superficiais dependem dos métodos empregados para a análise. Os recalques medidos são, em média, três vezes maiores do que os previstos, quando a análise é feita utilizando os dados do SPT.

Entretanto, trabalho realizado por SOARES e CONCIANI (1996) no estudo de caso de um silo assente sobre argila porosa, não saturada, colapsível, encontraram resultados discordantes desta afirmação. Em todas as correlações usadas os valores de recalques previstos foram de 5 a 20 vezes menores que os medidos. Aqueles autores empregaram seis correlações de  $N_{SPT}$  com recalque.

Muitos pesquisadores apresentaram propostas de correlações a partir do  $N_{SPT}$  para estimar recalques de fundações superficiais. A Tabela 2.4 apresenta um quadro resumo de algumas correlações disponíveis para estimar os recalques de fundações superficiais.

MILITITISKI et al. (1992) consideram, quando da utilização dos resultados do SPT para previsão de recalques em solos granulares, que enquanto estes ensaios podem dar uma ordem de grandeza da resistência ao cisalhamento dos solos durante o ensaio, o problema de recalque é relacionado com a compressibilidade.

**Tabela 2.4-** Métodos de Estimativas de Recalques de Fundações Diretas com base no SPT (SOARES,1987).

| MÉTODOS                      | ANO              |
|------------------------------|------------------|
| TERZAGHI E PECK              | 1947             |
| ALPAN                        | 1964             |
| Modificações: MEYERHOF       | 1965             |
| TOMLINSON                    | 1969             |
| PECK E BEZARA                | 1969             |
| BURLAND, BRONS E DE MELLO    | 1970             |
| PARRY                        | 1971, 1977, 1978 |
| SHULTZE E SHERIF             | 1973             |
| OWEIS                        | 1979             |
| ARNOLD                       | 1980             |
| AGNASTOPOULOS E PAPADOPOULOS | 1982             |

## 2.2- O Ensaio Pressiométrico

O ensaio consiste basicamente em injetar água sob uma pressão de gás nitrogênio na sonda pressiométrica e, simultaneamente, fazer leituras das variações do volume de água injetada a cada 15, 30 e 60 segundos.

No ensaio é possível definir três parâmetros fundamentais: o módulo pressiométrico de deformação  $E_M$ , a pressão limite  $P_L$  e a pressão de fluência  $P_F$ .

**Tabela 2.5** – Valores típicos de  $E_M$ ,  $P_L$ ,  $P_L^*$  para solos arenosos (BRIAUD, 1992; MÉNARD, 1975).

| AREIAS                         |                       |            |                         |                          |
|--------------------------------|-----------------------|------------|-------------------------|--------------------------|
| Tipo de Solo<br>(BRIAUD,1992)  | Fofa                  | Compacta   | Densa                   | Muito Densa              |
| $E_M$                          | 0-3500                | 3500-12000 | 12000-22500             | >22500                   |
| $P_L'$                         | 0-500                 | 500-1500   | 1500-2500               | >2500                    |
| $E_M/ P_L'$                    | 0 – 7                 | 7 – 8      | 8 - 9                   | > 9                      |
| Tipo de Solo<br>(MÉNARD, 1975) | Areia Siltosa<br>Fofa | Silte Puro | Areia e Pedre-<br>gulho | Areias Sedi-<br>mentares |
| $E_M$                          | 500-2000              | 2000-10000 | 8000-40000              | 7500-40000               |
| $P_L$                          | 100-500               | 200-1500   | 1200-5000               | 1000-5000                |
| $E_M/P_L$                      | 4 – 5                 | 6,7 - 10   | 6,7-8                   | 7,5-8                    |

A possibilidade de definir um quarto parâmetro,  $\sigma_{HO}$ , é muito subjetiva, pois na maioria das vezes não fica muito clara a definição deste ponto na curva pressiométrica.

Alguns autores relacionam os parâmetros pressiométricos conforme apresentado pela Tabela 2.5 e empregam seus valores na identificação do tipo de solo.

Os resultados dos ensaios pressiométricos podem ser utilizados em projetos geotécnicos a partir de duas abordagens distintas: uma abordagem direta e outra indireta.

A principal diferença entre estas duas abordagens está na utilização pura e simplesmente das informações do ensaio para fins de projetos - abordagem direta. Por outro lado, a abordagem indireta se utiliza de métodos interpretativos para avaliar as características básicas do material e depois usá-las em projetos geotécnicos.

A abordagem indireta requer um modelo que ajude a descrever o processo de expansão da sonda pressiométrica em areias. São modelos baseados na compatibilidade entre deformação e deslocamento e as equações de equilíbrio do meio infinito (solo) que envolve a cavidade.

### **2.2.1-Modelo de Expansão de Cavidade**

Segundo CASSAN(1978), o ensaio pressiométrico pode ser analisado a partir da teoria elastoplástica da expansão de uma cavidade cilíndrica em um meio infinito.

O modelo de expansão de cavidade cilíndrica proposto por VÉSIC (1972) apresenta uma interpretação para o ensaio pressiométrico considerando o comportamento tensão x deformação de um meio elástico perfeitamente plástico.

A vantagem do emprego deste modelo de expansão é que este fornece soluções tanto para expansões cilíndricas como para esféricas em areias. A desvantagem do emprego deste modelo é que requer a realização de ensaios laboratoriais para complementar as informações necessárias à utilização satisfatória do modelo de expansão de cavidade cilíndrica a projetos geotécnicos.

Existem vários outros modelos de expansão de cavidade que podem ser utilizados para a interpretação do ensaio pressiométrico (HUGHES et al, 1977; CARTER et al, 1986; FERREIRA, 1992 ; CUNHA, 1996). A Tabela 2.6 apresenta uma série de modelos de expansão de cavidade para interpretação do ensaio pressiométrico.

A análise da expansão de cavidade consiste em determinar uma pressão de cavidade ou limite, requerida para expandir uma cavidade em um meio(solo).

De acordo com SALGADO *et al.*(1997), existem dois problemas de expansão de cavidade: 1) já existe uma cavidade no solo; 2) não existe inicialmente uma cavidade no solo. No caso de uma cavidade já existente as pressões dentro da cavidade estão em equilíbrio com as tensões nas vizinhanças do solo. Ocorre neste caso que incrementos de pressão serão suficientes para continuar expandir a sonda. No segundo caso, a cavidade começará a expandir-se de um raio inicial igual a zero. Este caso aplica-se, por exemplo, à penetração dos cones.

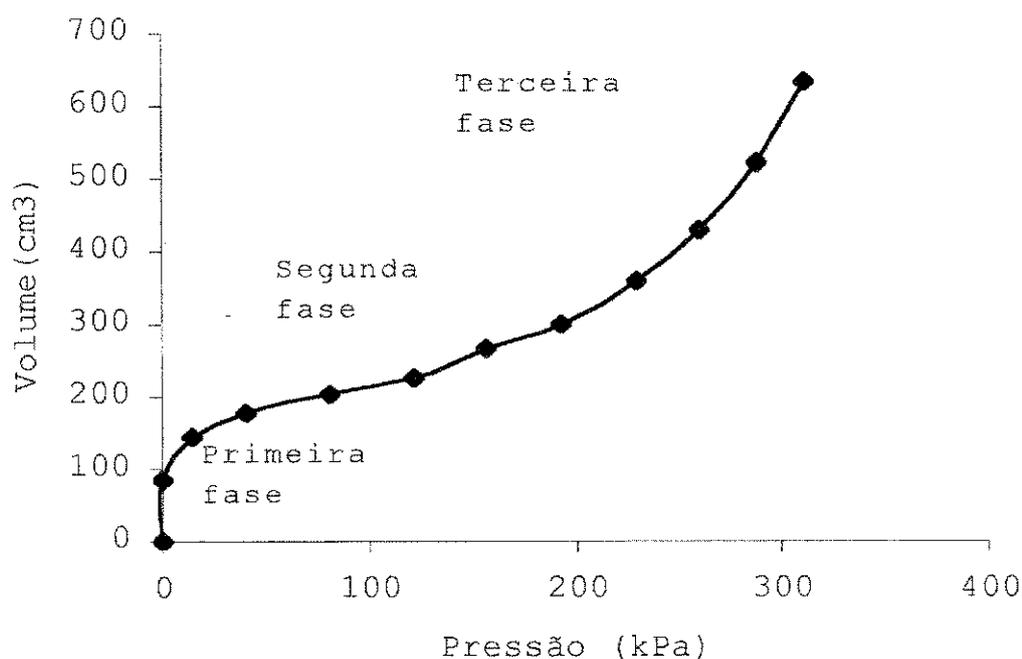
**Tabela 2.6-** Modelos de Expansão de Cavidades Empregados para Areias.

| MODELO                   | TENSÃO-DEFORMAÇÃO   | HIPÓTESES   | VANTAGENS  | DESVANTAGENS   | APLIC. AREIAS |
|--------------------------|---|---|--|--|---------------|
| VÉSIC                    | Elástico linear perfeitamente plástico. Compressibilidade definida Pelos ensaios laboratoriais. | Pressão limite pela curva corrigida                         | Soluções para expansão cilíndrica e esférica   | Necessita de ensaios laboratoriais e densidade in situ               | Baixa /fraca  |
| Hughes et al, 1977       | Elástico linear perfeitamente plástico. Compressibilidade determinada pelas tensões dilatantes. | Gráfico log-log da curva da expansão x pressão              | Fácil de resolver por via manual ou computador. Incorpora a Lei de Rowe das tensões dilatantes | Nenhuma compressão durante o cisalhamento. Válido para areias fofas. | Alta          |
| Robertson e Hughes, 1986 | Elástico linear perfeitamente Plástico. Compressibilidade definida pelas tensões dilatantes.    | Gráfico log-log da curva de expansão x pressão e nomogramas | Comportamento inicial das areias fofas.  | Correção empírica é aplicada. Válido para areias fofas               | Média.        |
| De Souza Coutinho,1990   | Perfeitamente plástica, não rígida. Compressibilidade definida pelas tensões dilatantes         | Solução numérica pela técnica das diferenças finitas        | Permite conhecer o comportamento tensão x deformação das areias.                               | Instabilidade numérica   | Média         |
| Ferreira, 1992           | Hiperbólica. Compressibilidade tensões dilatantes.  | modelos e curvas corrigidas                                 | tensão x deformação areias endurecidas.  | resultados não confiáveis  | Alta          |

### 2.2.2-A Interpretação Teórica do Ensaio Pressiométrico

O ensaio pressiométrico é interpretado como a expansão axissimétrica de uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito. Este ensaio tem teorias bem elaboradas com soluções elásticas e elasto-plásticas.

Para o desenvolvimento desta seção, adotou-se um procedimento de trabalho partindo-se para uma análise da curva pressiométrica, típica do ensaio, onde estão bem definidas as três fases distintas do comportamento do solo. A Figura 2.1 apresenta uma curva típica do ensaio pressiométrico em areias, ressaltando as três fases características.



**Figura 2.1-** Curva pressiométrica típica das areias.

A primeira fase, de recompressão do solo, uma pressão inicial coloca a sonda em contato com as paredes do furo de sondagem. Esta fase é caracterizada pela obtenção da tensão horizontal no repouso,  $\sigma_{HO}$ . Mais algumas considerações sobre esta fase serão apresentadas adiante.

A segunda fase, distinguida por uma quase-linearidade, que, segundo CASSAN (1978), traduz uma proporcionalidade entre o aumento do diâmetro do furo e o aumento das pressões. O solo comporta-se como claramente elástico ou pseudo-

elástico, e, portanto, pode-se atribuir um módulo de deformabilidade constante,  $E_M$ , ou módulo pressiométrico.

A terceira e última fase da curva pressiométrica caracteriza-se pelo comportamento plástico ou elasto-plástico. HARTMAN e SCHMERTMANN (1975) citam que esta fase da curva finaliza com a obtenção da pressão limite,  $P_L$ , onde o furo da cavidade expande-se indefinidamente sem acréscimos de pressão.

Outro parâmetro muito importante para avaliação do comportamento do solo é a pressão de fluência ou “creep”, definido como o ponto de fronteira entre as fases pseudo-elástica e a fase plástica, onde são observadas, a partir deste ponto, consideráveis variações volumétricas.

Inicialmente é importante apresentar as tensões totais principais que surgem dentro da cavidade cilíndrica, isto é, tensão radial,  $\sigma_r$ , tensão tangencial,  $\sigma_\theta$  e a tensão vertical,  $\sigma_z$ .

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \sigma_{OH} + \Delta\sigma_r \\ \sigma_\theta &= \sigma_{OH} + \Delta\sigma_\theta \\ \sigma_z &= \sigma_{OV} + \Delta\sigma_z\end{aligned}\tag{2.10}$$

sendo:  $\sigma_{OH}$  e  $\sigma_{OV}$  as tensões no repouso, nas direções horizontal e vertical, respectivamente e  $\Delta\sigma_r$ ,  $\Delta\sigma_\theta$ ,  $\Delta\sigma_z$  os acréscimos ou decréscimos de tensões radial, tangencial e vertical, respectivamente.

Os deslocamentos proporcionais às deformações são: radial,  $u$ , tangencial,  $v$  e vertical,  $w$ . Pela condição de cavidade cilíndrica infinita já apresentada, os deslocamentos  $v$  e  $w$  serão considerados nulos.

Para a análise do ensaio pressiométrico, dentro de uma cavidade cilíndrica, serão feitas algumas considerações iniciais:

- a cavidade tem comprimento infinito ;
- a massa de solo é infinita, homogênea e isotrópica.

Da geometria do problema, identifica-se que o eixo da cavidade é vertical e denotado por  $Oz$ , e existe uma pressão inicial nas paredes da cavidade,  $p_o$ , enquanto que em toda a massa de solo nas vizinhanças da cavidade existe uma tensão horizontal,  $\sigma_{HO}$ , igual a pressão  $p_o$ (condição de contorno) e uma tensão vertical,  $\sigma_{VO}$ , conforme mostrado na Figura 2.2.

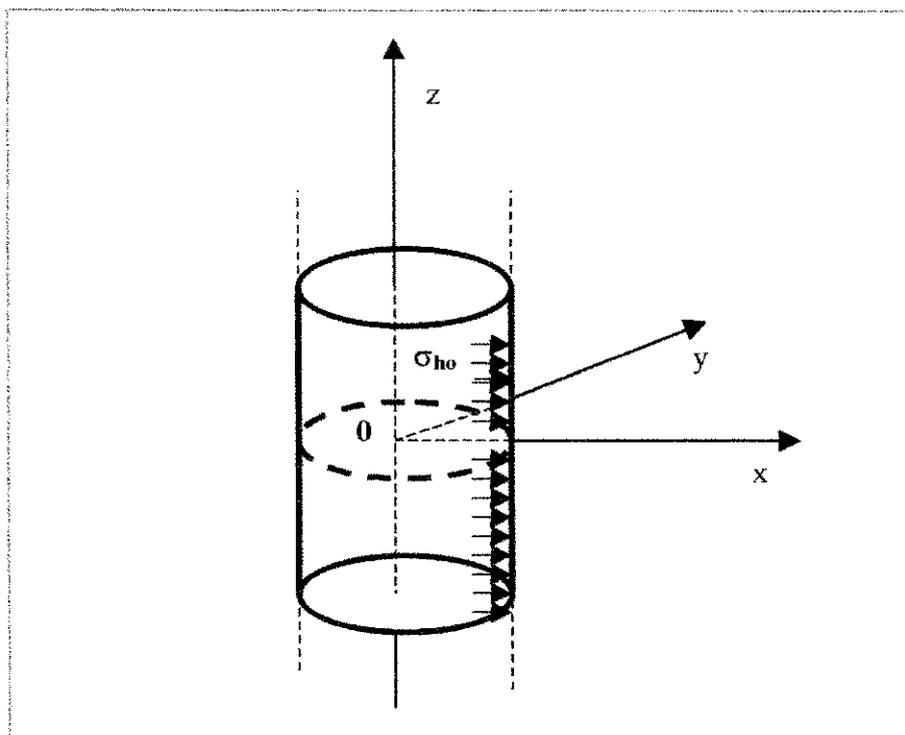


Figura 2.2 - Geometria da Expansão de Cavidade Cilíndrica.

Adotando-se o método dos incrementos de pressão para o ensaio pressiométrico pode-se deduzir que a pressão  $p_0$  será fornecida um acréscimo de pressão  $\Delta p$  que comporá a nova pressão nas paredes do cavidade cilíndrica, logo:

$$p = p_0 + \Delta p \tag{2.11}$$

Esta pressão  $p$  causará uma expansão da cavidade e um movimento radial na massa de solo. Uma partícula que se encontrava a uma distância  $r$  do eixo da cavidade agora encontra-se a uma distância  $\rho$ , onde:

$$\rho = r + u \tag{2.12}$$

Na exposição acima, observa-se que o movimento causado pela expansão foi radial, e isto garante a existência do plano de deformação horizontal. A Figura 2.3 apresenta esta hipótese.

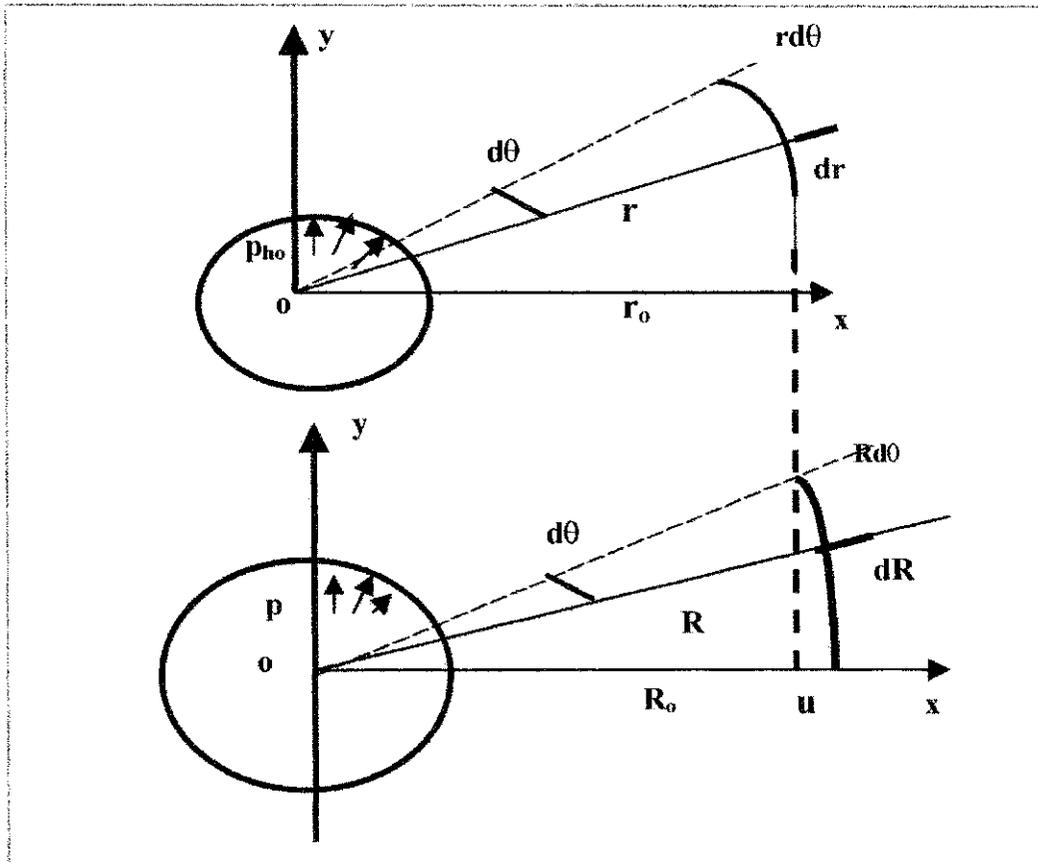


Figura 2.3- Modelo de expansão radial da cavidade cilíndrica.

As direções das deformações radial e tangencial assumem a direção das tensões principais, logo as deformações serão determinadas pelas seguintes expressões:

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr} \tag{2.13}$$

$$\epsilon_\theta = \frac{u}{r} \tag{2.14}$$

sendo,  $r$  a distância de um ponto qualquer para o eixo da cavidade.

Nas paredes da cavidade a deformação tangencial será dada por:

$$\epsilon = \epsilon_\theta = \frac{u_o}{r_o} \tag{2.15}$$

sendo,  $r_o$  o raio do furo de sondagem e  $u_o$  o acréscimo no raio do furo de sondagem. A Equação 2.16 expressa a expansão da cavidade cilíndrica.

As tensões na massa de solo ao redor da sonda pressiométrica são as tensões radial e tangencial, que devido a simetria do problema (ver Figura 2.11) são as tensões principais. A equação 2.16 expressa o equilíbrio das tensões na direção radial.

$$\frac{d\sigma_r}{d\rho} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{\rho} = 0 \tag{2.16}$$

BAGUELIN *et al.*(1978) enfatizam que a teoria da elasticidade apenas se aplica para pequenas deformações, e não haverá uma perda de exatidão se o ponto assumido permanecer na posição inicial mesmo após aplicação de uma pressão que provoque deformações na massa de solo, e a Eq. 2.16 poderá ser reescrita.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \tag{2.17}$$

A equação 2.17 apresenta, para sua solução, as seguintes condições de contorno:

- nas paredes da cavidade:  $\sigma_{r0} = p$  e  $u_0 = \epsilon_0 r_0$ ;
- no infinito:  $\sigma_r = \sigma_\theta = p$  e  $u_\infty = 0$ .

### 2.2.3-A Fase Elástica da Curva Pressiométrica

A fase considerada elástica se caracteriza por deformações lineares, e são considerados válidos os conceitos da teoria da elasticidade. Considera a massa de solo como sendo, homogênea, isotrópica e elástica- linear, caracterizada por dois parâmetros: E (módulo de elasticidade) e  $\nu$  ( coeficiente de Poisson). As análises baseadas na teoria da elasticidade são restritas à pequenas deformações. No trecho da curva em análise este pressuposto é verdadeiro.

Pelas condições anteriormente mencionadas, o plano de deformação assumido é o horizontal, logo:

$$\epsilon_z = 0 \tag{2.18}$$

Portanto:

$$\Delta\sigma_z = \nu(\Delta\sigma_R - \Delta\sigma_\theta) \tag{2.19}$$

Pela teoria da elasticidade, as variações nas tensões e deformações principais são relacionadas pelas equações constitutivas da elasticidade, ou seja:

$$\begin{aligned}
 E\varepsilon_r &= \Delta\sigma_r - \nu(\Delta\sigma_\theta - \Delta\sigma_z) \\
 E\varepsilon_\theta &= \Delta\sigma_\theta - \nu(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_z) \\
 E\varepsilon_z &= \Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_r - \Delta\sigma_\theta)
 \end{aligned}
 \tag{2.20}$$

Substituindo-se a Eq. 2.19 dentro das Eqs 2.20, obtém-se uma relação bastante significativa entre o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson, ou seja:

$$E_2 = \frac{E}{1-\nu_2} \tag{2.21}$$

$$\nu_2 = \frac{\nu}{1-\nu} \tag{2.22}$$

$E_2$  e  $\nu_2$  são os parâmetros elásticos do plano de deformações, e  $E$  e  $\nu$  são os módulos de elasticidade e índice de Poisson, do solo.

Considerando a condição das Eq. 2.18 e Eq.2.19, e substituindo-se na Eq. 2.20, e considerando-se também as Eq. 2.21 e 2.22, chega-se a uma equação diferencial que governa os deslocamentos radiais,  $u$ :

$$u^2 \frac{d^2u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \tag{2.23}$$

sendo as condições de contorno iguais:

$$u = 0 \text{ para } r = \infty \text{ ( no infinito)}$$

$$u = u_0 \text{ para } r = r_0 \text{ ( no furo de sondagem)}$$

BRIAUD (1992) apresenta a solução da Eq.2.23 para os deslocamentos , as deformações e as tensões em qualquer ponto da massa de solo. Fazendo  $u = u_0$ , ou seja, a situação em que as pressões estão agindo contra as paredes da cavidade, as equações serão escritas das seguintes formas:

$$\varepsilon_r = \frac{u_0}{r_0} \tag{2.24}$$

$$\varepsilon_\theta = -\frac{u_0}{r_0} \tag{2.25}$$

$$\sigma_r = \sigma_{OH} + 2G \frac{u_0}{r_0} \tag{2.26}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_{OH} - 2G \frac{u_0}{r_0} \tag{2.27}$$

### 2.2.4- O Módulo Pressiométrico, $E_M$

Para a fase elástica ou pseudo- elástica é importante determinar o valor do módulo pressiométrico, que pode oferecer uma idéia do comportamento do solo quanto a sua deformabilidade, bastante útil para o cálculo de recalques de fundações superficiais.

CASSAN (1978) apresenta um roteiro bem prático do processo de obtenção da expressão para o módulo de deformabilidade ou pressiométrico. Partindo-se da Eq. 2.16 (equação de equilíbrio) submetida a integrações são definidas as tensões radiais, e as deformações características são radiais lineares conforme a lei de Hooke. Portanto a expressão para o módulo pressiométrico é a seguinte:

$$E_M = 2(1 + \nu)(a + \nu) \frac{dP}{dV} \quad (2.28)$$

sendo,  $a$  o coeficiente de compressibilidade do sistema,  $\nu$  o coeficiente de Poisson,  $dP$  os acréscimos de pressão aplicados na sonda e  $dV$  as variações volumétricas lidas no volumímetro da CPV (Unidade de Controle de Pressão e Volume).

### 2.2.5-A Fase Plástica da Curva Pressiométrica

Quando o solo está submetido a acréscimos contínuos de tensão pela expansão de um cilindro, chega um estágio onde rompe-se plasticamente, e, em seguida, comporta-se assintoticamente. Neste ponto a curva pressiométrica é uma linha reta paralela ao eixo das variações de volume.

Dentro da zona elástica não rompida, o solo oferece uma resistência adicional à expansão da sonda, que aos poucos vai se esgotando até alcançar uma pressão limite, isto é, o solo se encontra totalmente na zona plástica.

A ferramenta útil para fornecer as expressões para a pressão limite,  $P_L$  e a pressão onde inicia-se a ruptura ou fluência ou “creep”,  $P_F$ , é a teoria da plasticidade.

Para obtenção de tais expressões é necessário assumir um critério de ruptura e a condição de variação de volume, além da teoria da plasticidade.

No presente trabalho, será feita uma análise apenas para o caso dos solos granulares, ou seja, o ensaio pressiométrico é considerado em condições drenada, e o critério de ruptura assumido será o de Mohr-Coulomb, adaptado para a expansão de uma cavidade cilíndrica, isto é:

$$\sigma'_\theta = K_a \sigma'_r \quad (2.29)$$

sendo:  $\sigma'_\theta$  = tensão tangencial efetiva;

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$\sigma'_r$  = tensão radial efetiva.

A pressão de fluência efetiva,  $P'_F$ , e a pressão limite efetiva,  $P'_L$ , são obtidas a partir de :

$$P'_F = \sigma'_{OH}(1 + \text{sen}\phi) \quad (2.30)$$

$$P'_L = \sigma'_{OH}(1 + \text{sen}\phi)(G/\sigma'_{OH} \text{sen}\phi)^{0,5(1-K_a)} \quad (2.31)$$

sendo: G, módulo cisalhante;

$\sigma'_{OH}$ , tensão horizontal efetiva no repouso;

$\phi$ , ângulo de atrito interno do solo.

A expressão de  $P'_L$  é obtida para a hipótese de não ocorrer variação de volume. Nas areias esta hipótese ocorre para o índice de vazios crítico.

Em areias fofas, o valor de  $P'_L$  é 0,5 vezes menor do que o obtido pela Eq. 2.26, e para areias compactas este valor é cerca de 2 vezes maior do que o valor obtido pela Eq. 2.26 (BAGUELIN *et al.*, 1978).

### 2.2.6-Fatores que Influenciam os Valores dos Parâmetros Pressiométricos

A qualidade do furo de sondagem é um critério muito importante e que condiciona a qualidade do ensaio Pressiométrico. De acordo com BRIAUD (1992) e com as normas NFP 94110 (1991), e ASTM D 4719 (1987), o diâmetro de um furo de boa qualidade deve estar situado dentro da seguinte faixa:

$$1,03 D_S \leq D_F \leq 1,20 D_S$$

sendo:  $D_S$  é o diâmetro da sonda;

$D_F$  diâmetro do furo de sondagem.

Os ensaios pressiométricos podem ser realizados a grandes profundidades. É possível que os módulos pressiométricos sejam subestimados devido a orientação que a sonda possa assumir ao longo do furo, bem como uma anisotropia eventual existente do solo, que certamente influenciará este resultado do ensaio. Entretanto, constata-se que as pressões limite no geral não sofrem influências.

CASSAN (1978), citando os ensaios realizados por JÉZÉQUEL (1968), mostra que as pressões limite medidas tanto em furo horizontais como em furos verti-

cais são praticamente iguais, enquanto que os valores medidos dos módulos de deformações apresentam algumas diferenças, porém desprezíveis, o que tornam os mesmos semelhantes.

LIVENEH *et al.*(1971) apresentaram uma análise matemática, baseada na teoria elástica linear convencional aplicada a um material elástico ideal, para um pressiômetro de comprimento infinito, em um furo de sondagem infinito. Usando a equação de TRANTER (1946) para deslocamentos radiais, concluiu que o comprimento da sonda teria um pequeno efeito sobre os resultados do ensaio pressiométrico.

HARTMAN (1974), também baseado nos trabalhos de TRANTER (1946), confirmou as conclusões de LIVENEH *et al.* (1971). Seus estudos sugerem que, sob condições normais de ensaio na faixa pseudo-elástica, a deflexão sobre o segundo terço central do comprimento da sonda pressiométrica permanece essencialmente inalterada pelos efeitos de ponta.

Pela teoria da elasticidade, se  $L/D > 4$  não tem significância sobre as medições do módulo pressiométrico  $E_M$ , em areia normalmente consolidada. Porém, sobre a pressão limite esta relação  $L/D$  tem um efeito marcante, isto é, quando  $L/D$  aumenta a pressão limite diminui. Portanto, qualquer interpretação teórica da pressão limite,  $P_L$ , baseada em um pressiômetro de comprimento infinitamente longo, utilizando informações de um pressiômetro de comprimento finito, requer correções para os efeitos relativos ao comprimento.

HARTMAN (1974) também considerou o efeito da pressão diferencial entre as células de medição e de guarda, para um meio elástico, e mostrou que quanto maior a pressão diferencial maior o erro na variação de volume medido pela célula de medição e conseqüentemente, maior o erro quando calculado pela equação de BISHOP *et al.*(1945), ou seja:

$$E_m = 2(1 + \nu)V_o \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.32)$$

### 2.2.7- Aplicabilidade dos Parâmetros Pressiométricos

O ensaio pressiométrico tem duas principais aplicações de seus resultados. A primeira diz respeito a previsão de recalques de fundações superficiais e a outra refere-se ao cálculo da capacidade de carga dos solos.

Da análise da curva pressiométrica, pode-se, para as devidas fases, elásticas ou plásticas, obter o módulo pressiométrico e a pressão limite, e aplicar aos métodos para previsão de recalques e capacidade de carga, respectivamente.

### 2.2.8-Previsão de Recalques

Está claro na engenharia de fundações que a limitação, ou melhor, a redução dos recalques de estruturas assentes sobre fundações superficiais é muito complicada e constitui-se um critério para o cálculo de fundações.

Como já foi mostrado em parágrafos anteriores, o grande problema de alguns métodos teóricos que necessitam de dados laboratoriais reside tanto no processo de amostragem (obtenção de amostras indeformadas) como nos custos muito caros.

Alguns métodos semi-empíricos foram desenvolvidos e requerem resultados de ensaios de campo como: placa, cone, pressiômetro e outros. Este procedimento fornece características de deformação e não somente uma característica limite do solo.

Conforme MENARD (1971), o recalque pode ser previsto a partir do módulo pressiométrico,  $E_M$ , pela seguinte expressão.

$$S = \frac{1,33P}{3E_M} + R_0 \left( \lambda_1 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha P}{4,5E_M} R \lambda_2 \quad (2.33)$$

sendo: S, recalque previsto;

$\alpha$ , coeficiente que depende da natureza e do estado do solo;

$\lambda_1$  e  $\lambda_2$ , coeficientes de forma;

$R_0$ , raio de referência e vale 30,0cm;

P, pressão média acrescida sobre o solo.

### 2.2.9-Capacidade de Carga dos Solos

Assim como a previsão de recalques, a capacidade de carga é problema muito importante na engenharia de solos. Segundo BAGUELIN *et al.* (1972), existem dois grandes grupos, abaixo relacionados.

No primeiro grupo, os ensaios das propriedades elementares do solo são realizados em laboratórios, e os resultados são aplicados às teorias.

No segundo grupo, chamados ensaios de campo, o solo é ensaiado “in situ”, no local onde será solicitado e nas proximidades das fundações. São os assim

chamados ensaios de campo, sendo que suas vantagens e desvantagens já foram mencionadas anteriormente.

BRIAUD (1992) apresenta uma analogia entre a pressão limite pressiométrica,  $P_L$ , e a capacidade de carga limite (Figura 2.4). Este associa a penetração de uma sapata circular com a expansão de uma cavidade esférica e, por outro lado o ensaio pressiométrico associado a expansão de uma cavidade cilíndrica, e obtém-se um fator de capacidade de carga,  $K$ , dado por.

$$K = \frac{P_L(\text{esférico})}{P_L(\text{cilíndrico})} \quad (2.34)$$

$K$  varia de 1,3 em argilas até 4 em areias fofas.

Como pode ser observado na Figura 2.4, o ensaio pressiométrico carrega o solo horizontalmente,  $P_L$ , enquanto que as sapatas superficiais carregam o solo verticalmente,  $q_p$ . Porém muito do suporte oferecido pelo solo para as sapatas superficiais vem da habilidade do solo de resistir às pressões horizontais (BRIAUD, 1992).

### 2.2.10-Abordagem Pressiométrica

MENARD (1963a e 1963b) propôs uma abordagem onde relaciona a capacidade limite de uma sapata,  $q_L$ , a pressão limite efetiva do ensaio pressiométrico.

$$q_L = K P_L + q_0 \quad (2.35)$$

sendo,  $q_0$  a sobrecarga na profundidade da sapata.

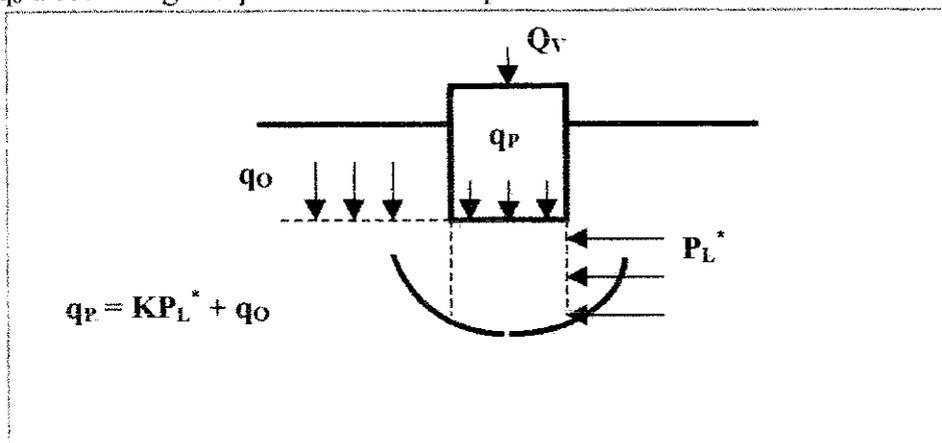


Figura 2.4- Analogia de BRIAUD(1992).

Pela teoria da plasticidade a abordagem pressiométrica também pode ser relacionada ao ângulo de atrito das areias, ou seja:

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (2.35)$$

sendo:  $\gamma$ , peso específico do solo;

B, largura da sapata;

D, profundidade da fundação;

$N_\gamma$  e  $N_q$ , fatores de capacidade de carga, relacionados com a forma da sapata e a profundidade da fundação.

De acordo com a expressão acima,  $q_L$  aumenta com a profundidade de embutimento; outro fator de influência no valor de  $q_L$  é a compressibilidade da areia, pois  $N_\gamma$  e  $N_q$  dependem do índice de compressibilidade proposto por VÉSIC (1972). Foram feitos esforços para corrigir uma solução plástica-rígida que foi introduzida diretamente em  $P'_L$ , dado que a compressibilidade das areias afetam a pressão limite efetiva, ou seja.

$$P'_L = \sigma_{OH} (1 + \text{sen } \phi) \left( \frac{G}{\sigma_{OH} * \text{sen } \phi} \right)^{\frac{1-k_a}{2}} \quad (2.36)$$

sendo: G, módulo cisalhante;

$\phi$ , ângulo de atrito interno do solo;

$\sigma_{HO}$ , tensão horizontal no repouso ao nível do ensaio;

$k_a$ , coeficiente de empuxo ativo.

BRIAUD (1985c) idealizou uma base de dados referentes as informações do pressiômetro (PMT) e outros ensaios para solos argilosos, arenosos e siltosos. Foram coletadas informações tais como  $\phi$  e  $N_{SPT}$ , para cada profundidade de ensaio.

Apresentam-se a seguir algumas correlações existentes com parâmetros para solos arenosos.

$$P_L(\text{kPa}) = 47,9 N_{SPT} \quad (2.38)$$

$$P_L(\text{kPa}) = 0,125 E_0 \quad (2.39)$$

$$E_M(\text{kPa}) = 383 N_{SPT} \quad (2.40)$$

$$E_M(\text{kPa}) = 0,125 E_R \quad (2.41)$$

## 2.4- Ensaio de Carga Sobre Placa Helicoidal

O ensaio de prova de carga sobre placa helicoidal, é um ensaio de compressão “*in situ*”, que foi desenvolvido, segundo KUMMENEJE e EIDE (1961), para superar as dificuldades e limitações do ensaio de placa tradicional.

O ensaio de placa helicoidal consiste basicamente da aplicação de cargas incrementais aplicadas à superfície do terreno, as quais são transmitidas à placa através de hastes conectadas à placa, que é uma lâmina de aço em forma de helicóide, com um passo plano (CONCIANI, 1989).

No princípio do seu desenvolvimento, o ensaio de placa helicoidal teve seu emprego restrito ao controle de compactação, porém mais adiante estendeu-se para solucionar vários problemas geotécnicos em diversos tipos de solos.

A interpretação teórica do ensaio é baseada na teoria da elasticidade (SELVADURAI e NICHOLAS, 1979), ou seja, para uma dada tensão, o módulo de deformação é função do diâmetro da placa e do coeficiente de Poisson e outros fatores de forma. Segundo CONCIANI (1989), o que difere em relação à interpretação teórica para o ensaio de placa tradicional é a relevância do fator embutimento, considerado pelo ensaio de placa helicoidal, para estimar o módulo de deformação.

O ensaio de placa helicoidal fornece uma curva carga x recalque da qual pode-se estimar o módulo de deformação  $\lambda$ . Esta curva, segundo CONCIANI (1989), pode ser assimilada à rigidez do solo.

O módulo de deformação pode ser estimado por três processos bem definidos: empiricamente (SCHMERTMANN, 1978), semi-empírico (JANBU e SENNESSET, 1973) e teoria da elasticidade (SELVADURAI e NICHOLAS, 1979).

A determinação do módulo de deformação dos solos, a partir dos resultados dos ensaios de prova de carga, aplicam-se muito bem a solos granulares. Entretanto, uma solução para solos coesivos foi apresentada por SELVADURAI e NICHOLAS, (1979).

Para a determinação do módulo de deformação não drenado deve-se levar em consideração alguns aspectos tanto da placa como do solo, e até mesmo da metodologia do ensaio, ou seja: rigidez do conjunto solo- placa, profundidade de embutimento, contato solo- placa e o grau de amolgamento do solo.

SELVADURAI e NICHOLAS(1979) propõem uma expressão para o cálculo do módulo de deformação não drenado,  $E_u$ :

$$E_u = \lambda q \frac{R}{S} \quad (2.42)$$

sendo  $\lambda$ , coeficiente de deformabilidade característico, varia entre 0,6 e 0,75;

$q$ , tensão aplicada na placa- trecho linear;

$R$ , raio da placa e;

$S$ , recalque da placa.

As soluções semi- empíricas, aplicáveis a solos granulares, possibilitaram a determinação de um módulo de deformação drenado. Conforme proposição de SCHMERTMANN (1970), ocorre compressão unidimensional, o meio é elástico linear, homogêneo e isotrópico. A Equação 2.43 apresenta uma expressão proposta por SCHMERTMANN (1970) para o cálculo do módulo de deformação drenado secante  $E_d$ , para níveis de tensões empregados em fundações rasas.

$$E_d = I_\alpha C_1 C_2 \Delta q \Sigma \frac{I_\alpha}{E} \Delta z \quad (2.43)$$

sendo:  $I_\alpha$ , fator de influência;

$C_1$  e  $C_2$ , correções devido à imersão da placa e o creep, respectivamente;

$Q$ , tensão aplicada;

$\Delta z$ , variação de profundidade do ensaio,

$E$ , módulo de elasticidade do solo.

Observando as equações propostas por SCHMERTMANN (1970) e MITCHELL e GARDNER (1975), verifica-se que são semelhantes. Ambas as equações são derivadas da teoria da elasticidade, uma aplicada ao caso geral dos ensaios de placa e a outra restrita à placa helicoidal. Estas diferem somente nos fatores de influência.

JANBU e SENNESSET (1973) utilizaram as hipóteses anteriormente aplicadas por SCHMERTMANN (1970), e apresentaram uma proposição onde incluem mais alguns fatores, como a história de tensões e o nível de tensão no solo. A formulação proposta é a seguinte, para o módulo de deformação vertical  $E_v$ :

$$E_v = m q_a \left( \frac{\sigma'}{q_a} \right)^{1-a} \quad (2.44)$$

sendo:  $m$ , módulo de compressão unidimensional;

$q_a$ , tensão de referência (1kN/m<sup>2</sup>);

$\sigma$ , tensão efetiva e;

$a$ , expoente de tensão.

A resistência ao cisalhamento não drenado pode ser estimado a partir da carga de ruptura ou carga limite do ensaio. A carga limite é definida como o ponto onde a curva carga x recalque é assintótica.

O estudo da capacidade de carga está associado à aplicação de cargas verticais e axiais, e baseia-se na teoria da plasticidade para solos com comportamento plástico ideal (CONCIANI, 1989).

Para solos coesivos a capacidade de carga pode ser estimada a partir da expressão que segue:

$$q_u = C_u N_c \pm \gamma d \tag{2.45}$$

sendo:  $q_u$ , tensão de ruptura;

$C_u$ , resistência ao cisalhamento não drenado;

$N_c$ , fator de capacidade de carga;

$d$ , profundidade de assentamento da fundação;

$\gamma$ , peso específico do solo.

Desprezando o efeito da profundidade ,tem-se:

$$q_u = C_u N_c \tag{2.46}$$

Alguns autores adotam  $N_c = 9,0$  para fundações circulares e profundas.

### 2.4.1-Vantagens e Desvantagens

A seguir são apresentadas algumas características do ensaio de placa helicoidal.

**Tabela 2.7-** Vantagens e Desvantagens do Ensaio de Carga sobre Placa Helicoidal.

| VANTAGENS   | DESVANTAGENS                    |
|---|---------------------------------|
| Campo de aplicação abrangente(faixa muito ampla de tipos de solos)                      | O efeito do amolgamento do solo |
| Pode ser cravado e ensaiado a Qualquer profundidade                                     |                                 |
| Custo muito baixo   |                                 |
| Tempo de ensaio é reduzido  |                                 |
| Com a introdução de sensores pode-se registrar dissipação da poro-pressão intersticial. |                                 |

## CAPÍTULO 3

### MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo tem como objetivo apresentar a localização do campo experimental, os ensaios “in situ” realizados, bem como uma abordagem dos equipamentos empregados e a metodologia dos ensaios realizados.

#### **3.1- Localização do campo experimental**

Esta pesquisa, baseada na utilização de ensaios “in situ”, foi desenvolvida num terreno situado na praia de Intermares, no município de Cabedelo - PB. A Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil do Campus II - da UFPB vem utilizando o local com um campo experimental para pesquisas, visando um melhor conhecimento do comportamento geotécnico do solo litorâneo da Paraíba, e assim possibilitar o estudo de soluções de projetos para esta região.

O campo experimental, a partir de agora designado por ATC - 01, situa-se no cruzamento das ruas nº 3 e Mar Cáspio, distando da Av. Litorânea aproximadamente 100,0m. A Figura 3.1 apresenta a localização do campo experimental.

#### **3.2- Geologia local**

Um resumo da geologia do estado da Paraíba e em particular a faixa litorânea onde está localizado o campo experimental, é apresentado pelo Ministério da Agricultura (1972).

A área litorânea é composta por sedimentos recentes, do período holoceno da era quaternária, que compreende as praias, restingas, manguesais e aluviões. Estes sedimentos se caracterizam por materiais inconsolidados constituídos por areias, argilas e depósitos marinhos sobrepostos.

As praias são uma estreita faixa, onde o relevo de baixada litorânea, distribuídos em faixas limitadas pelas barreiras que, muitas vezes, entram em contato com o mar, constituídas de sedimentos não consolidados de areia quartzosa marinha.

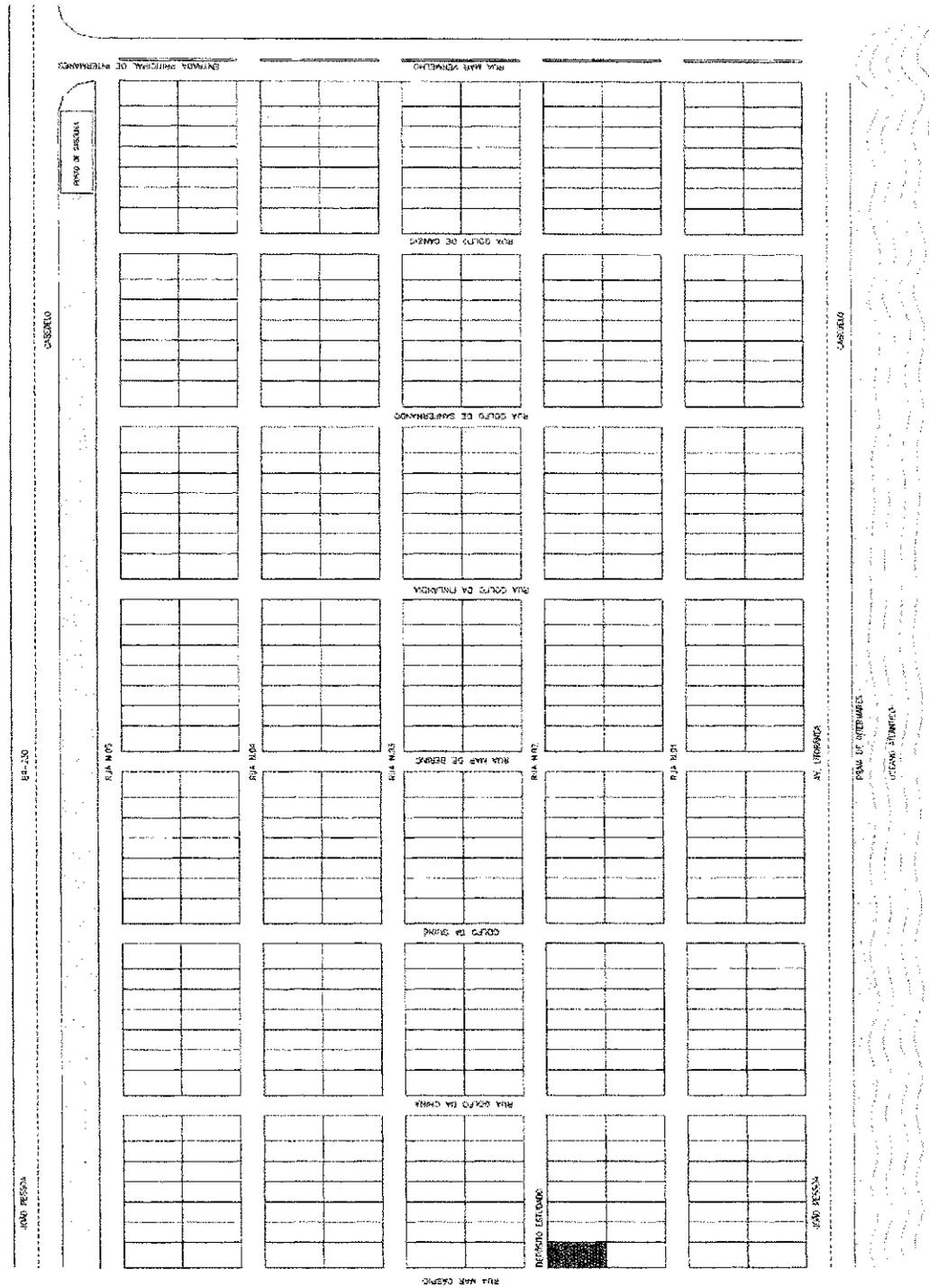


Figura 3.1 - Localização do Depósito Estudado (Campo Experimental ATC-01).

Segundo o IBGE (1977), sobre o litoral nordestino e sua formação acrescenta-se que “ embora, no presente, a mobilidade de areias seja grande nos litorais tropicais, capaz de construir os extensos cordões arenosos, o material que os constitui não

seria atual, pois estaria relacionado a condições paleoclimáticas. Sua origem teria que ser buscada nos latossolos desenvolvidos sobre a plataforma continental durante a regressão Pré-Flandriana; afogados pela transgressão Flandriana” e assim constituindo-se “ o material necessário para a formação dos grandes cordões litorâneos, remanescentes do período Dunquerqueano.

Conforme a descrição pedológica para esta região litorânea, os sedimentos que dão origem aos solos são: areias quartzosas marinhas distróficas e eutróficas, solos muito profundos, de baixa fertilidade e excessivamente drenados, e podem apresentar sérios problemas de erosão nas áreas expostas à ação dos ventos.

Em toda a faixa litorânea o clima dominante é o As’ de KÖPPEN, quente e úmido com chuvas de outono a inverno. Precipitações pluviométricas médias anuais, segundo informações do MINISTÉRIO DA AGRICULTURA (1972), podem variar de 1400 a 1800mm.

Na região da praia de Intermares observa-se uma estratificação de solos arenosos, alternando-se camadas de areia fofa e areia compacta. Esta alternância de camadas é, possivelmente, devido a diferentes mecanismos de acumulação, em geral transgressão do mar promovendo a decantação e regressão do mar promovendo a deposição pelas ondas. As areias encontradas são isentas de silte e argila, de cor cinza. A cor cinza decorre da existência de matéria orgânica sob forma de ácidos solvidos na água intersticial. A Figura 3.2 mostra esquematicamente o perfil do terreno.

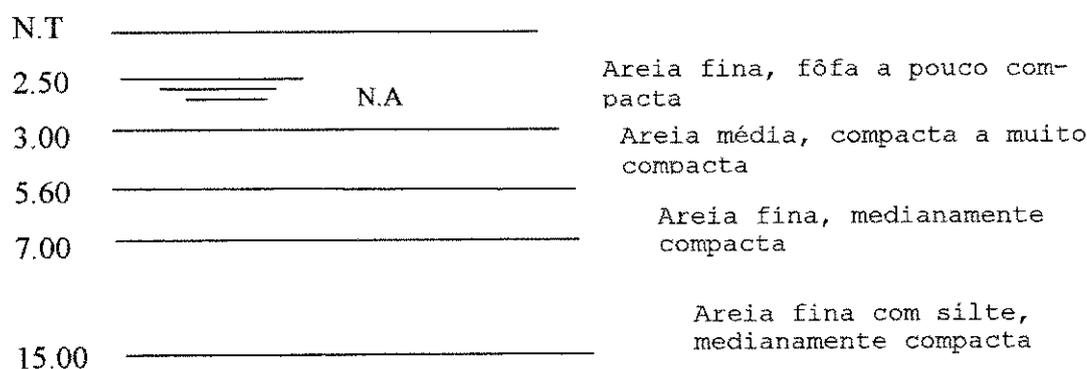


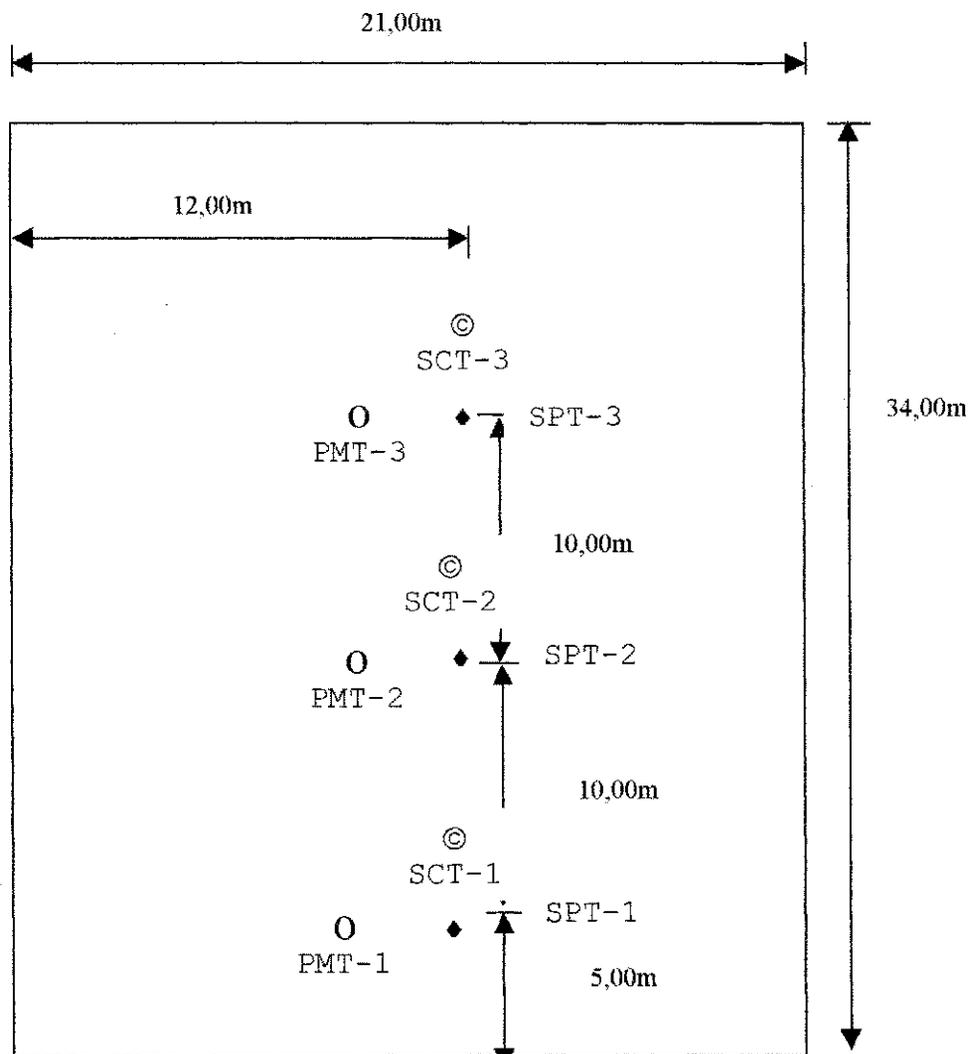
Figura 3.2- Perfil do terreno

**3.3- Ensaios in situ realizados**

Foram realizados três tipos de ensaios in situ, ou seja, ensaio de penetração dinâmica (SPT), ensaio de carga sobre placa helicoidal e o ensaio de pressiômetro Ménard.

A execução dos ensaios obedeceu a seguinte ordem: primeiro: o SPT, para que se pudesse ter uma idéia do perfil geotécnico do terreno. Em seguida foram executados os ensaios pressiométricos, utilizando-se um Pressiômetro Ménard tipo GC e, por fim foram realizados os ensaios de carga sobre placa helicoidal.

Para o estudo do perfil do solo definiu-se um espaçamento vertical de 1,0m entre os ensaios. O espaçamento horizontal entre os furos de um mesmo ensaio e ensaios diferentes estão mostrados na Figura 3.3.



**Figura3.3** – Localização dos ensaios SPT, placa helicoidal e pressiométricos.

e pressão (ASTM D 712/1987) para o ensaio.

realizado a cada metro e que nas provas de carga o espaçamento vertical a ser adotado, segundo a teoria da elasticidade, é igual a duas vezes o diâmetro da placa, adotou-se o espaçamento vertical de 1,0m para todos os ensaios.

O espaçamento horizontal buscou tornar os ensaios representativos de toda a área do campo experimental. Desta forma, agiu-se como recomendado pela normas que sugerem o mínimo de três posições de sondagens para melhor caracterizar as características do local a ser ensaiado.

Já o espaçamento entre os diferentes tipos de ensaios foi suficiente para que as perturbações introduzidas no solo não alterassem os parâmetros medidos pelo ensaio vizinho. Quanto à profundidade de exploração, por razões operacionais, optou-se em limitá-la à 15,0m.

### **3.3.1- Ensaios de penetração dinâmica - SPT.**

#### **3.3.1.1-Equipamentos utilizados**

Segundo a NBR- 6484, os equipamentos utilizados consistem de um sistema de cravação manual, barrilete amostrador padrão, cujo diâmetro interno é de 34,90mm e externo de 50,80mm; hastes metálicas padronizadas e martelo com peso de 65 kgf.

#### **3.3.1.2-Execução dos ensaios**

Foram realizados 53 SPT, em três furos de sondagens. Os ensaios seguiram as recomendações da NBR-6484- Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos. A profundidade média dos furos é de 15,0m.

#### **3.3.1.3- Metodologia de ensaio**

O ensaio consiste na cravação de um amostrador padrão no solo pela ação de um martelo pesando 65 kgf e caindo de uma altura de 75,00 cm. O índice de resistência à penetração, conhecido por  $N_{SPT}$  é definido como o número de golpes ne-

O espaçamento vertical deve ser suficiente para eliminar a possibilidade de influência de uma medida sobre a seguinte. Para provas de carga, o espaçamento vertical a ser adotado segundo a teoria da elasticidade é igual a duas vezes o diâmetro da placa. Nesta pesquisa, considerando que as normas técnicas para o SPT (NBR 6484/82)

cessários para cravar o amostrador padrão nos 30,0cm finais de uma penetração total de 45,0cm no solo. A cravação inicial de 15,0cm é considerada amolgada devido as condições de avanço durante a perfuração do furo de sondagem.

### 3.3.2- Ensaio Pressiométricos

O ensaio pressiométrico representa uma forma particularmente evoluída dos ensaios in situ, porque permite estabelecer uma relação entre tensão e deformação (CASSAN, 1978).

O pressiómetro é também conhecido como ensaio pressiométrico Ménard, pois o equipamento, recebeu sua concepção atual através dos estudos do engenheiro francês Louis Ménard.

O ensaio pressiométrico permite avaliar as características de deformabilidade e de resistência do solo, através da aplicação da teoria da expansão de cavidade cilíndrica.

#### 3.3.2.1- O Pressiómetro Ménard

A Figura 3.1 apresenta o equipamento empregado, modelo GC, fabricado e comercializado pela APAGEO francesa, que tem a seguinte composição: uma sonda pressiométrica, uma unidade controladora de pressão e volume, tubulações e conexões.



**Figura 3.4-** Conjunto do ensaio pressiométrico utilizado na campanha de ensaio, modelo GC, da APAGEO.

### **A Sonda Pressiométrica**

A sonda pressiométrica é do tipo tricelular, ou seja, contém em seu corpo uma célula central de medição e duas outras células de guarda, situadas nas extremidades da sonda (BAGUELIN et al, 1978).

Durante a execução desta pesquisa, foram utilizados dois tipos de sondas pressiométricas, uma com cobertura de borracha e outra com cobertura metálica.

Para os ensaios realizados no furo 01, utilizou-se a sonda com cobertura de borracha, tipo BX, com diâmetro externo de 5,87cm e comprimento de 45,0cm. Foram realizados todos os preparativos anteriores à execução dos ensaios, ou seja, a verificação quanto a vazamentos, saturação e calibrações. O volume da célula de medição equivalente a  $1,2V_S$  é igual a  $622,45\text{cm}^3$ .

Após a execução dos ensaios no furo 01 e antes da execução nos furos 02 e 03, observou-se que a sonda com cobertura de borracha, tipo BX, quando de uma nova etapa de calibração, estava furada. Optou-se, nesta ocasião, pela utilização de um novo tipo de sonda, com cobertura metálica, de diâmetro interno igual a 5,69 cm e comprimento igual a 45,0 cm. O volume equivalente da sonda com  $1,2V_S$  é igual a  $886,66\text{cm}^3$ .

Procedimentos semelhantes aos executados com a sonda com cobertura de borracha, tipo BX, isto é, ajustes, verificações quanto a vazamentos e saturações, bem como as calibrações, também foram executados para a sonda com cobertura metálica.

As sondas pressiométricas utilizadas possuem resistências limites próximas a 103,2kPa e 259,2kPa, respectivamente, sendo adequadamente compensada as perdas de pressão quando da interpretação dos ensaios. Recomenda-se um monitoramento periódico da rigidez da membrana, pois com o tempo, e o número de ensaios realizados, as pressões necessárias para a expansão das sondas tendem a diminuir.

### **Unidade de Controle de Pressão e Volume(CPV).**

A unidade de controle de pressão e volume é uma caixa metálica, constituída de manômetros e válvulas para controlar e monitorar as pressões na água e no gás, um volumímetro graduado em  $\text{cm}^3$  para leituras das variações de volume medidas na célula central, quando da aplicação de pressão nas paredes da cavidade de ensaio.

### As Tubulações e Conexões

As tubulações servem para fazer a ligação entre a CPV e a sonda pressiométrica. São dois tubos coaxiais, um tubo vermelho, que leva o gás pressurizado até as células de guarda e um outro tubo azul que transporta água sob pressão para a célula central de medição.

#### 3.3.2.2- Calibrações

Antes do início de qualquer campanha de ensaio deve-se proceder com as calibrações para compensar as perdas de pressão e volume inerentes à sonda pressiométrica (BAGUELIN *et al.*, 1978).

As perdas de volume são próprias do pressiômetro, devido a expansão das tubulações, compressão da membrana que reveste a célula central, e a bainha que reveste o conjunto de células e ainda a compressibilidade do fluido (água), as quais devem ser medidas para a correção da curva pressiométrica bruta.

A perda de pressão é definida como sendo a diferença entre a pressão aplicada no pressiômetro e a pressão necessária para vencer a resistência da membrana e da bainha. Este valor da pressão inicial para vencer a resistência da membrana e a bainha deve ser verificado periodicamente, da mesma forma que a perda de volume.

Durante todo o trabalho de campo, a cada furo, foram executados novas calibrações, a fim de verificar tanto o comportamento das sondas como do próprio conjunto pressiométrico.

As Figuras 3.5 e 3.6 apresentam curvas de calibração típicas, para perdas de volume e perdas de pressão, para as sondas com cobertura de borracha e com cobertura metálica, respectivamente.

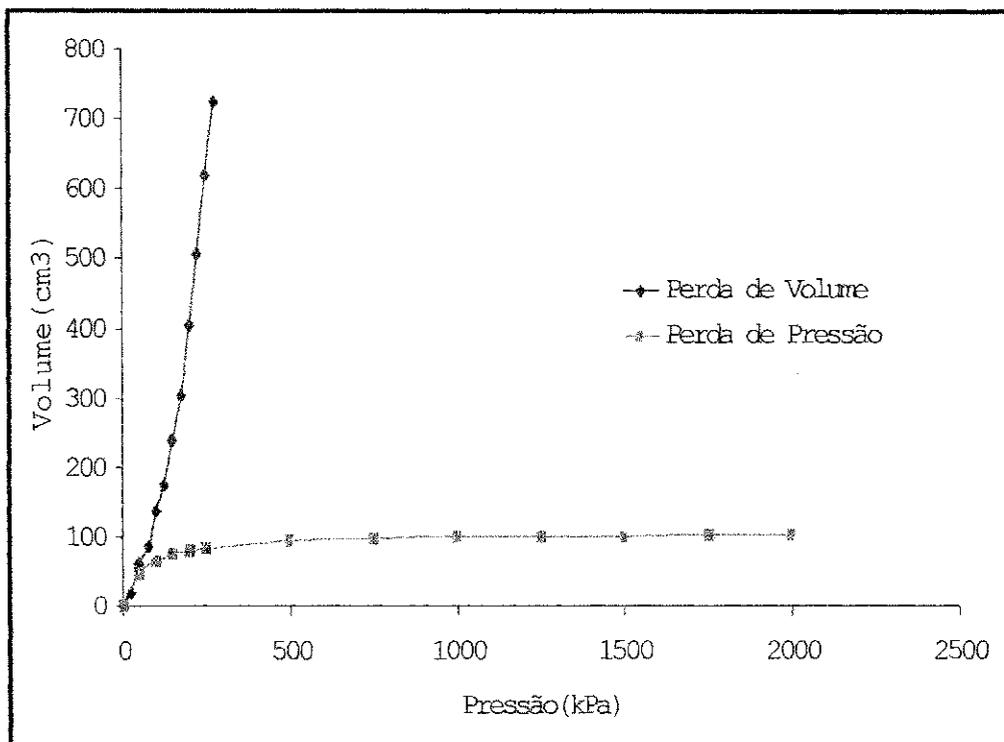


Figura 3.5– Curvas de calibrações para a sonda com cobertura de borracha utilizadas nesta campanha de ensaios.

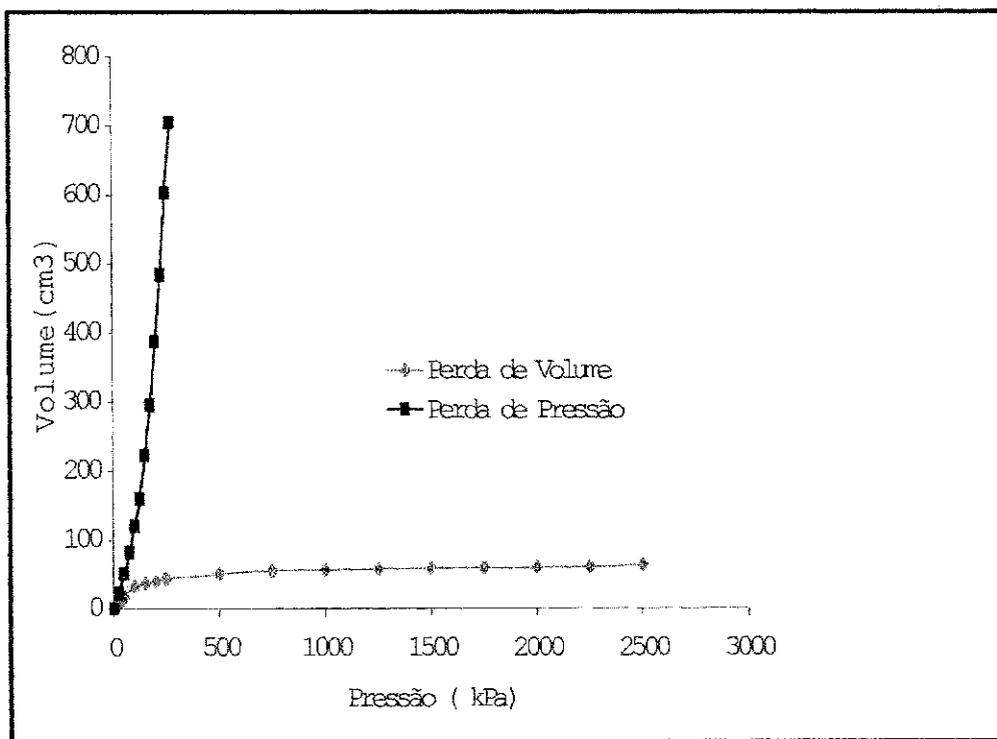


Figura 3.6 - Curvas de calibrações para a sonda com cobertura metálica, utilizadas nesta campanha de ensaios.

### 3.3.2.3 – O Furo de Sondagem

Nesta campanha de ensaios foram tomados todos os cuidados necessários no sentido de executar adequadamente as técnicas de perfuração, a fim de evitar-se ao máximo possível perturbações nos furos.

A preparação de um furo de sondagem de boa qualidade é muito importante para que se tenha um ensaio pressiométrico satisfatório (BRIAUD, 1992).

Um furo de boa qualidade deve obedecer algumas condições: a primeira condição diz respeito ao diâmetro, e a segunda refere-se aos equipamentos e métodos usados para preparar o furo de sondagem.

Quanto ao diâmetro do furo de sondagem, recomenda-se que:

$$1,03D_s < D_F < 1,20D_s$$

sendo:  $D_F$ , diâmetro do furo de sondagem;

$D_s$ , diâmetro da sonda pressiométrica.

Quanto ao método de preparação dos furos, estes deverão causar a menor perturbação possível no solo e nas paredes do furo de sondagem (BRIAUD, 1992).

A abertura dos furos foi realizada por dois processos bastantes conhecidos: trado manual e lavagem com trépano. Até a profundidade de 2,00m a abertura deu-se com o auxílio do trado manual, tipo helicoidal. A partir do nível do lençol freático a escavação manual é impossível, devido a instabilidade das paredes do furo. Sendo assim, para os ensaios a partir de 3 m e até 13 m o emprego da técnica de lavagem com trépano de 2<sup>1/2"</sup> com a inserção de lama bentonítica tornou possível a execução dos ensaios nas condições acima mencionadas.

### 3.3.2.4- Metodologia de Ensaio

Foram usados duas sondas pressiométricas com dois tipos de revestimentos (bainha), ou seja, para o Furo 01, utilizou-se uma sonda com revestimento ou bainha de borracha, tipo BX. Para os furos 02 e 03 utilizou-se uma outra sonda com revestimento ou bainha com cobertura metálica. Os motivos pelos quais optou-se pela substituição da sonda com cobertura de borracha por uma outra com cobertura metálica foram: quando de uma nova etapa de calibração, a sonda pressiométrica apresentou-se furada e não se dispunha de uma outra com as mesmas características. Por outro lado, existiu a expectativa de testar o comportamento da sonda com este novo tipo de revestimento.

A sonda pressiométrica é colocada dentro do furo de sondagem a uma profundidade (z) estabelecida como a altura entre o meio comprimento da sonda e nível do manômetro de leitura da célula de medição, localizada na CPV.

O método escolhido foi o método A (NF P94-110, 1991; ASTM D-4719, 1987), ou seja, incrementos de pressões definidos a partir da avaliação da pressão de ruptura do solo.

Os incrementos de pressão assumiram valores no máximo iguais a 1/10 da pressão limite estimada. A pressão limite é estimada a partir das informações do SPT, para cada tipo de solo, com auxílio da Tabela 3.1, apresentada a seguir.

**Tabela 3.1-** Guia para Estimativa da Pressão Limite do Solo (BRIAUD,1992).

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

Os ensaios foram executados em 10 estágios de carregamento, e os incrementos de pressão foram 25 kPa para valores de N abaixo de 10, e incrementos de 100, 200kPa quando os valores de N foram superiores a 10.

Para cada furo de sondagem foram realizados ensaios com ciclos de descarregamento e recarregamento, para se ter uma idéia do comportamento do módulo cíclico, num total de 05 (cinco) estágios para cada ciclo. Procurou-se executar estes ensaios na camada mais compacta e outro próximo ao final do furo.

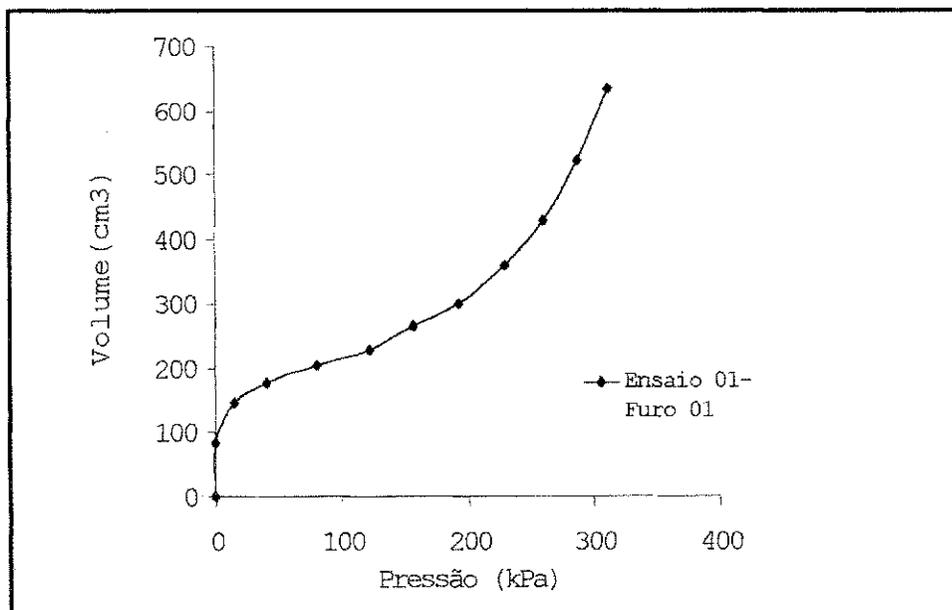
A duração dos estágios de pressão depende da natureza e da qualidade do terreno. Em terrenos arenosos o tempo de duração do estágio é aproximadamente

01(um) minuto; já em terrenos argilosos este tempo deve ser em torno de 02(dois) minutos (CASSAN, 1978).

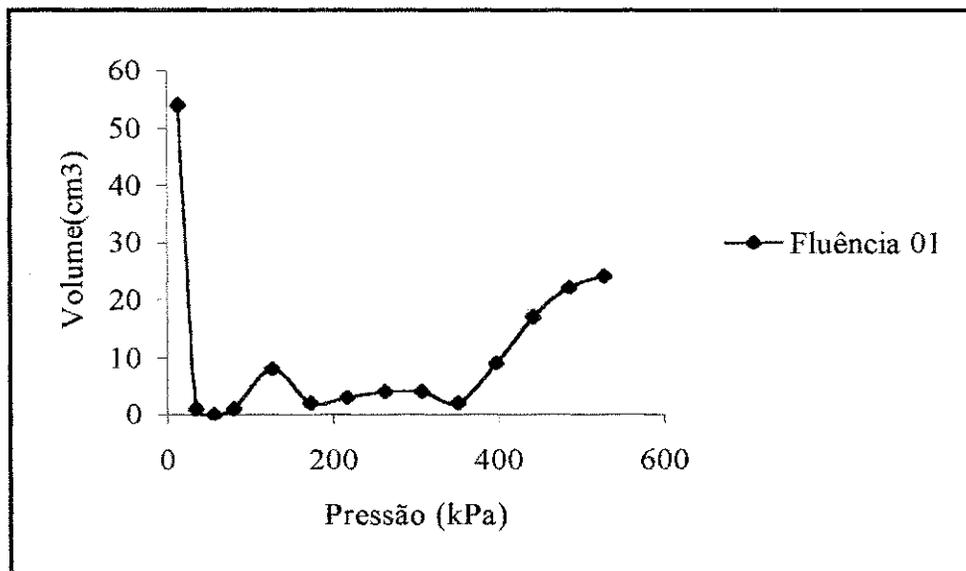
Do ponto de vista prático, adota-se o tempo de 60s para cada estágio, visto que as normas assim recomendam. Em cada estágio são efetuadas leituras nos tempos de 15, 30 e 60s.

A curva pressiométrica é obtida a partir da relação incrementos de pressão versus variação volumétrica, para a leitura 60s. As leituras iniciais de 15 e 30s fornecem além da possibilidade de verificar o comportamento do furo, fornecem ainda curvas de fluência ou “creep” para a diferença de leitura entre 30 e 60s. As Figuras 3.7 e 3.8 apresentam curvas típicas pressiométricas e de fluência, respectivamente.

Uma observação muito importante e uma operação que requer muita habilidade é o controle da pressão diferencial que deve ser mantida entre a célula central e as células guarda. Devido a diferença de rigidez entre as células central e guarda é preciso manter uma pressão diferencial de forma a assegurar que a parede do furo receba pressões iguais ao longo do comprimento da sonda. Isto garante uma superfície de carregamento cilíndrica.



**Figura 3.7** – Curva pressiométrica típica obtida nos ensaios realizados nessa campanha.



**Figura 3.8** – Curva de Fluência Típica dos Ensaios Realizados nesta Campanha de Ensaios.

Para o tipo de sonda empregada, considerando a inércia da bainha e do revestimento, a pressão diferencial a ser mantida foi de 100kPa. Isto é, para os estágios até a profundidade de 10,0m é preciso aplicar na célula de guarda uma pressão de valor igual a 100,0kPa menos a coluna d'água correspondente a profundidade do ensaio. Para profundidade maiores que 10,0m deverá existir entre as células de guarda e a célula central uma pressão diferencial de 100,0kPa mais a coluna d'água correspondente a profundidade do ensaio. Para o ensaio realizado na profundidade 10,0m não há acréscimo de pressão, pois a altura de coluna de água corresponde à pressão diferencial.

### 3.3.3- O Ensaio de Placa Helicoidal

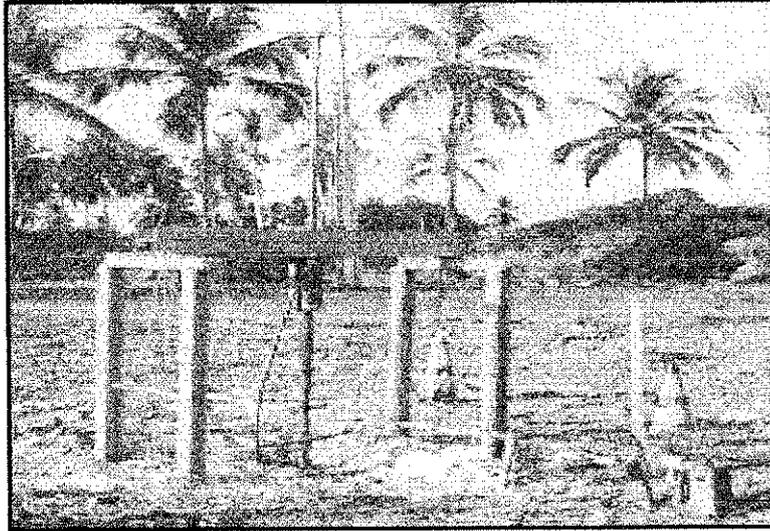
O ensaio de placa helicoidal tem o objetivo principal de superar as dificuldades e limitações apresentadas pelo ensaio de placa tradicional. A grande vantagem do ensaio de placa helicoidal é poder ser cravado e realizar o ensaio a qualquer profundidade, com redução tempo e custo (CONCIANI, 1989).

O conjunto da placa helicoidal apresentado na Figura 3.9 é composto dos seguintes itens:

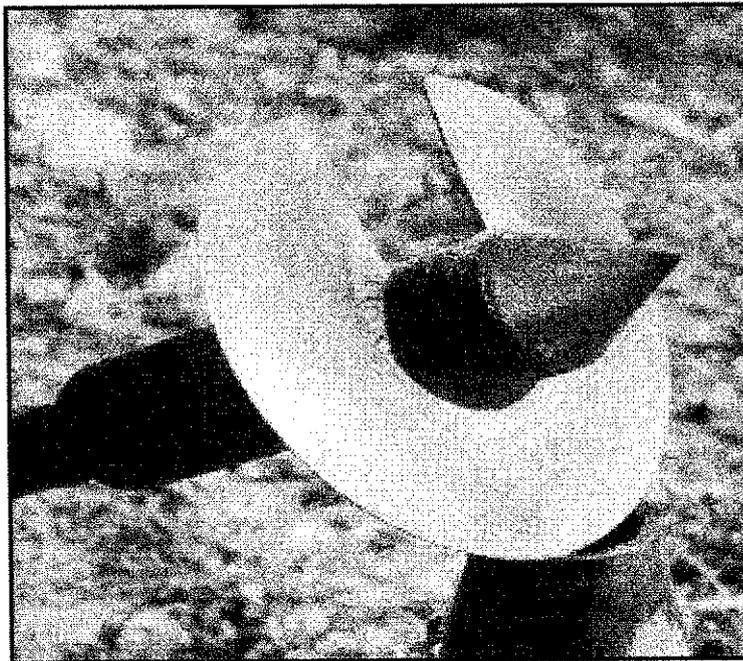
- uma placa helicoidal;
- um sistema de cravação e reação;
- hastes de conexões;
- unidades de leituras (extensômetro, multímetro e fonte estabilizada).

### 3.3.3.1- A Placa Helicoidal

A placa helicoidal utilizada nesta pesquisa é uma lâmina de aço em forma de helicóide, com um passo plano. A Figura 3.10 apresenta a placa helicoidal. A lâmina de aço é delgada e a espessura decresce do centro para as arestas bizeladas, o que facilita sua cravação e minimiza os efeitos do amolgamento do solo.



**Figura 3.9** - Conjunto da prova de carga da placa helicoidal utilizado na campanha de ensaio.



**Figura 3.10** - Detalhe da placa helicoidal utilizada na campanha de ensaio.

As dimensões da placa helicoidal são as seguintes: sua projeção horizontal tem diâmetro igual a 20,0cm e sua espessura como já mencionado, decresce do centro para as arestas e varia de 3,0 a 7,0mm.

Assim como o próprio ensaio, a placa helicoidal não tem ainda uma padronização. Seu diâmetro pode variar de 6,0 a 35,0cm. Esta falta de padronização é justificada, segundo CONCIANI (1989), pelos seguintes fatores:

- a resistência do solo à cravação da placa;
- adequação do equipamento de cravação e reação disponível;
- capacidade do sistema de carregamento.

### **3.3.3.2- Sistema de Cravação e Reação**

O equipamento para reação e cravação utilizado nesta pesquisa é um sistema mecânico, que consiste de uma estrutura de aço, na forma de cavalete em barras de ferro tipo I, altura livre de 1,20m.

As ancoragens são feitas com 04 (quatro) cabos de aço esticados e fixos no solo, e dois outros cabos de aço ligados a uma estrutura de reação cravada no solo.

A cravação da placa helicoidal no solo é feita manualmente, e é controlada por um parafuso de acionamento colocado na vertical. Este parafuso é de aço 1020 e dimensionado com 04 (quatro) entradas de passo de 40mm, que manterá o avanço da placa constante e igual a 40mm para cada revolução completa.

Um ponto muito importante é a compatibilização entre o avanço e a velocidade angular da placa, daí tanto o passo do fuso como o da placa serem iguais.

Para aplicação do torque necessário para que a placa seja cravada no solo, foram instalados dois manípulos situados nas extremidades do fuso de acionamento (ou cravação).

### **3.3.3.3- Sistema de Leituras de Cargas e Deslocamentos**

As medições das cargas aplicadas durante os ensaios são realizadas ora através de um manômetro acoplado ao macaco hidráulico, ora através de uma célula de carga acoplada ao macaco hidráulico. As leituras da célula de carga foram feitas através de um multímetro alimentado por uma fonte estabilizada.

As medições de deslocamentos são feitas através de um extensômetro acoplado a haste de ajuste e apoiada em uma viga de referência, nivelada e fixada ao

solo, impedida de qualquer movimento tanto vertical como horizontal. O extensômetro utilizado é de 3000 divisões, sendo cada divisão equivalente a 0,01mm.

A célula de carga utilizada é fabricada pela Sodemex e tem carga nominal de 20kN. O manômetro foi empregado para leitura da carga aplicada quando houve previsão para aplicação de cargas superiores a 20kN. O manômetro empregado tem as seguintes especificações:

EN = 60.000lb

Resolução = 100lb/div

Diâmetro = 25,0cm

Marca = SOILTEST

Os dispositivos de medida de carga foram calibrados em laboratório antes e depois da campanha de ensaios.

#### **3.3.3.4- Metodologia de Ensaio**

A execução dos ensaios obedeceram às seguintes etapas:

**1<sup>o</sup> etapa** - montagem do sistema de ancoragem, abrindo-se duas valas espaçadas de 1,40m com uma profundidade de 1,50m, para que se pudesse colocar as ancoragens (neste caso troncos de árvores) fixadas em cabos de aço, e assim servir como reação para as cargas;

**2<sup>o</sup> etapa** - montagem da estrutura na posição de ensaio, e fixação do cabo acima mencionado no parafuso de regulagem, como também os estais de contraventamento. O fuso de acionamento também deve ser colocado na estrutura;

**3<sup>o</sup> etapa** - para marcar o furo de sondagem, a placa foi fixada no fuso de acionamento e liberada de uma altura de aproximadamente 1,00m até tocar o solo e assim demarcar o local do furo;

**4<sup>o</sup> etapa** - com o auxílio de um trado manual, de preferência com abertura igual ao diâmetro da placa, escava-se até a uma profundidade de 50,0cm, onde a placa é colocada para cravação até a profundidade de ensaio, ou seja 1,00m;

**5<sup>o</sup> etapa** - com a placa colocada na posição de ensaio, retira-se a última haste e conecta-se a haste de ajuste, que servirá para acoplar ao macaco e/ou célula de carga com a placa. Na haste de ajuste terá ainda instalado o extensômetro para leituras de deslocamento;

**6ª etapa** - é o ensaio propriamente dito, onde serão aplicados os incrementos de carga na placa helicoidal. Os incrementos de carga foram definidos a partir de uma estimativa da pressão de ruptura do solo, baseado em informações do SPT ( $N_{SPT}$ ). O ensaio foi dividido em 10 estágios de carregamento, com incrementos iguais a 1/10 da carga de ruptura do solo;

**7ª etapa** - quando da aplicação das cargas sobre a placa, anota-se deslocamentos verticais lidos no extensômetro para os tempos de 0, 1, 2, 3, 4 e 5 minutos, para cada estágio de carregamento. O tempo de duração dos estágios baseia-se em ensaios realizados em solos arenosos por JANBU e SENESSET (1973).

O ensaio de placa helicoidal fornece uma curva carga x recalque. A sua construção é feita plotando-se no eixo das ordenadas os valores das cargas (soma dos incrementos de cargas para todos os estágios do ensaio) e no eixo das abscissas os valores dos deslocamentos verticais ou recalques para o tempo final de 5 minutos. A Figura 3.11 mostra uma curva típica dos ensaios realizados.

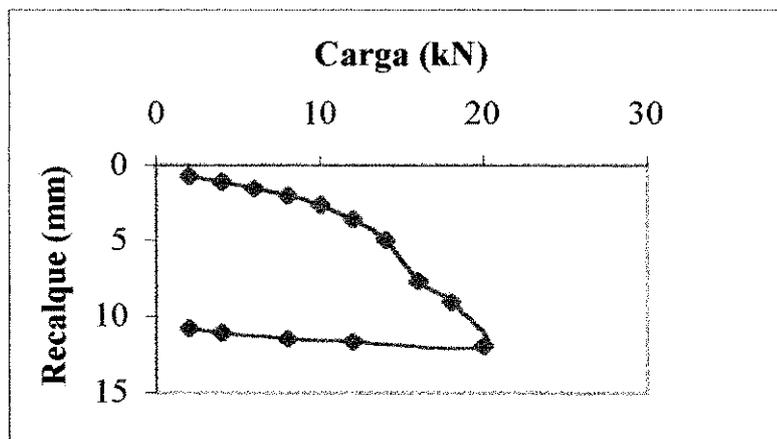


Figura 3.11- Curva Carga x Recalque típica dos ensaios realizados.

## CAPÍTULO 4

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 4.1 Generalidades

Neste capítulo será feita a apresentação e análise dos resultados do SPT, Pressiômetro Ménard e Prova de Carga sobre Placa Helicoidal. À luz das informações expostas nos capítulos anteriores, buscar-se-á estabelecer correlações entre os resultados dos ensaios com o intuito de avaliar os parâmetros de projetos em solos arenosos a partir dos ensaios com pressiômetro e a placa helicoidal.

#### 4.2-Identificação do Solo

##### 4.2.1-O Ensaio de Penetração Dinâmica – SPT

Foram realizados SPT em três furos de sondagens. A Figura 4.1 apresenta um perfil típico dos resultados da sondagem para o Furo 01 estudado nesta campanha de ensaios. Os perfis dos resultados da sondagem para os Furos 02 e 03 são apresentados no Apêndice.

Ao longo de toda a profundidade dos furos de sondagens, o material (solo), apresentou-se bastante uniforme, no que se refere a uma identificação tátil-visual. O comportamento do SPT é típico de solos estratificados, ocorrência de praias. De acordo com a NBR - 6484 e NBR - 7250 os perfis do subsolo ensaiado podem ser assim identificados: a camada 01 é constituída de uma camada superficial de areia fina, fofa a pouco compacta, de cor clara com espessura de 3,0m; a camada 02 com 2,6m de espessura, é uma areia média, compacta a muito compacta, de cor clara; a camada 3, é uma areia medianamente compacta, de cor clara com espessura de 0,50m; a camada 4, é composta de um silte pouco compacto a fofo, de cor cinza, com espessura de 8,0m.

Verifica-se uma convergência dos resultados do SPT, mostrando que o depósito ensaiado não apresenta variação dos horizontes entre os três furos estudados como demonstrados pelos resultados do SPT.

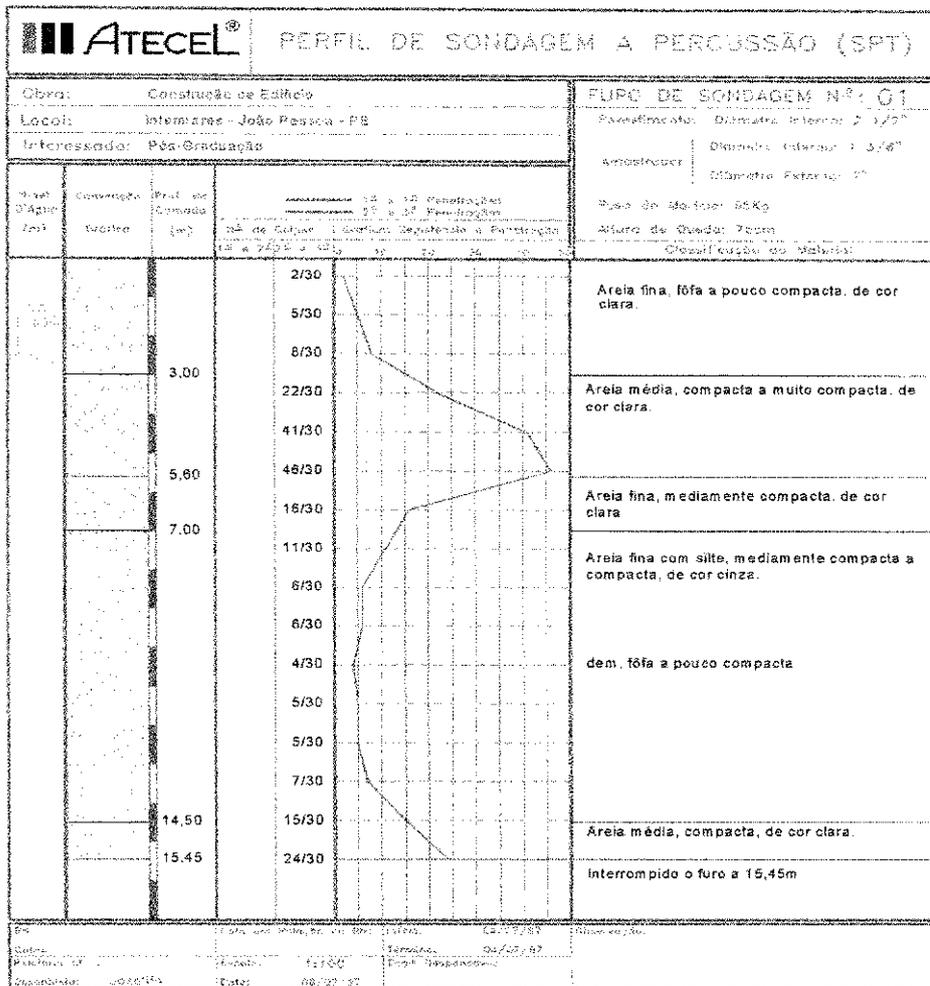


Figura 4.1 – Perfíl típico da sondagem do subsolo do Furo 01.

4.2.2-Ensaio Pressiométrico

BRIAUD (1992) e MÉNARD (1975) propõem, com base em faixas de valores de E<sub>M</sub>, uma tentativa de identificação do solo. Para o depósito de solo em estudo, pode-se, de acordo com as classificações apresentadas na Tabela 2.5 (Classificações propostas por BRIAUD (1992) e MÉNARD (1975)), definir para a camada 02, uma areia compacta a muito compacta. Ambos os critérios convergem para uma areia compacta a muito compacta, coincidindo com a mesma classificação obtida a partir do N<sub>SPT</sub>. A camada 02, por apresentar valores de densidade real, N<sub>SPT</sub>, e módulo pressiométrico altos, satisfazem a condição de estudo para assentar fundações superficiais.

MÉNARD (1975) e BRIAUD (1992) sugerem, com base em relações entre os parâmetros que é possível se fazer uma identificação do solo em função dos valores obtidos para a pressão limite. Desta maneira, para MÉNARD (1975), este depósito de areia em estudo pode ser classificado como sendo um depósito de silte puro e areias sedimentares.

Com relação aos valores de  $P_L'$  sugeridos por BRIAUD (1992), o depósito é classificado como sendo, de 1,00m a 3,00m, uma areia fofa. De 3,00m aos 6,00m, os valores de  $P_L^*$  situam-se numa faixa de valores maiores que 2500kPa, o que tenderia a classificar a camada como sendo uma areia compacta a muito compacta; e a partir dos 6,00m até 13,00m os valores de pressão limite efetiva variam entre 500 e 1500kPa, classificando-se esta camada como sendo uma areia compacta

Observa-se que os valores de  $E_M/P_L^*$  variam entre 5,0 – 14,0, classificando todo o perfil como sendo uma areia normalmente adensada, conforme sugerido por BRIAUD (1992) e CLARKE (1995).

Os valores de  $E_M/P_L$  e  $E_M/P_L^*$ , obtidos neste trabalho estão de acordo com os valores apresentados na literatura, relativos a este tipo de solo. De forma generalizada o depósito é dito uma areia, que segundo alguns outros critérios pode ser dita uma areia de compactidade variando de fofa a muito compacta, de acordo com perfil estabelecido no SPT, o que corresponde muito bem aos resultados das investigações obtidas nesta campanha de ensaios com o pressiômetro Ménard.

### **4.3- Parâmetros Geotécnicos**

#### **4.3.1- Ensaio de Penetração Dinâmica – SPT.**

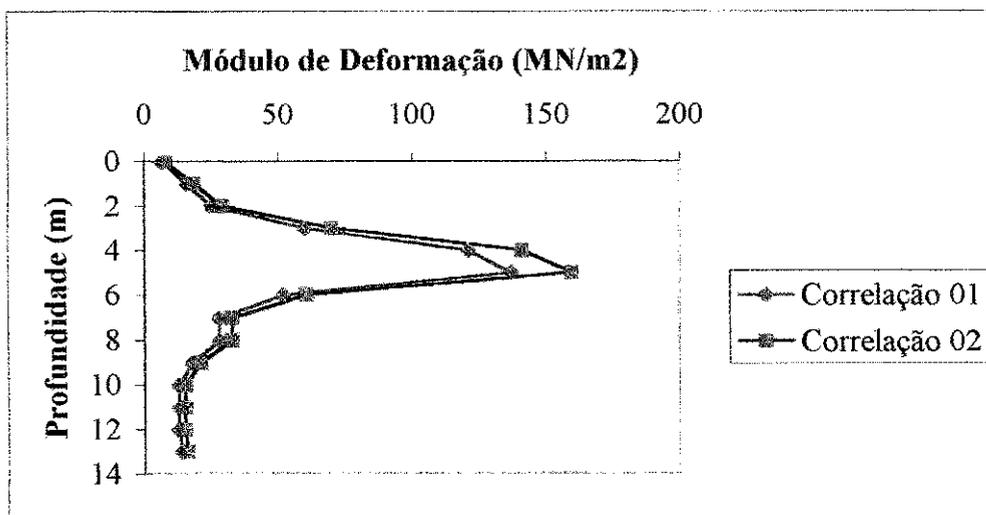
##### **4.3.1.1-Módulo de Deformabilidade**

Para os três furos de sondagens, os módulos de deformação foram estimados a partir de correlações presentes na literatura (DECOURT, 1989 e 1995) e apresentadas na Tabela 4.1, isto é, no primeiro caso aplicado a qualquer tipo de solo, sujeito a uma fundação circular, rígida cujo nível de recalque não ultrapasse 1%. O outro caso se aplica a solos arenosos, submetido a uma fundação quadrada, rígida, em cujo nível de recalque também não ultrapasse 1%.

A Figura 4.2 e a Tabela 4.1, apresentam o comportamento e os valores do módulo de deformação ao longo de todo o perfil do solo, para estas duas correlações.

**Tabela 4.1** - Valores do módulo de deformação para as correlações propostas por DECOURT (1985 e 1986), e HACHICH et al, 1996.

| Prof.<br>(m) | Valores de NSPT |                |                | Correlações                                  |            |            |  |            |            | E1 médio<br>(MN/m <sup>2</sup> ) | E2 médio<br>(MN/m <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|----------------|----------------|--|------------|------------|--|------------|------------|----------------------------------|----------------------------------|
|              | Furo<br>01      | Furo<br>02     | Furo<br>03     | E1 = 3,0N <sub>72</sub> (MN/m <sup>2</sup> ) |            |            | E2=3,5N <sub>72</sub> (MN/m <sup>2</sup> ) |            |            |                                  |                                  |
|              | gol-<br>pes/30  | Gol-<br>pes/30 | gol-<br>pes/30 | Furo<br>01                                   | Furo<br>02 | Furo<br>03 | Furo<br>01                                 | Furo<br>02 | Furo<br>03 |                                  |                                  |
| 0.0          | 2               | 3              | 2              | 6  | 9          | 6          | 7  | 10,5       | 7          | 7                                | 8,2                              |
| 1.0          | 5               | 6              | 5              | 15   | 18         | 15         | 17,5                                       | 21         | 17,5       | 16                               | 18,7                             |
| 2.0          | 8               | 9              | 8              | 24   | 27         | 24         | 28   | 31,5       | 28         | 25                               | 29,2                             |
| 3.0          | 22              | 21             | 17             | 66   | 63         | 51         | 77   | 73,5       | 59,5       | 60                               | 70,0                             |
| 4.0          | 41              | 34             | 46             | 123  | 102        | 138        | 143,5                                      | 119        | 161        | 121                              | 141,2                            |
| 5.0          | 46              | 51             | 40             | 138  | 153        | 120        | 161  | 178,5      | 140        | 137                              | 159,8                            |
| 6.0          | 16              | 10             | 26             | 48   | 30         | 78         | 56   | 35         | 91         | 52                               | 60,7                             |
| 7.0          | 11              | 7              | 10             | 33   | 21         | 30         | 38,5                                       | 24,5       | 35         | 28                               | 32,7                             |
| 8.0          | 6               | 12             | 10             | 18   | 36         | 30         | 21   | 42         | 35         | 28                               | 32,7                             |
| 9.0          | 6               | 7              | 5              | 18   | 21         | 15         | 21   | 24,5       | 17,5       | 18                               | 21,0                             |
| 10.0         | 4               | 4              | 5              | 12   | 12         | 15         | 14   | 14         | 17,5       | 13                               | 15,2                             |
| 11.0         | 5               | 4              | 4              | 15   | 12         | 12         | 17,5                                       | 14         | 14         | 13                               | 15,2                             |
| 12.0         | 5               | 4              | 4              | 15   | 12         | 12         | 17,5                                       | 14         | 14         | 13                               | 15,2                             |
| 13.0         | 7               | 4              | 3              | 21   | 12         | 9          | 24,5                                       | 14         | 10,5       | 14                               | 16,3                             |



**Figura 4.2** - Perfil do comportamento dos módulos de deformação médios para as correlações propostas por DECOURT (1985 e 1986).

A Figura 4.2 apresenta os perfis do comportamento dos módulos de deformação médios propostos pelas correlações anteriormente citadas. Observa-se claramente uma semelhança para os dois perfis, e seus valores máximos se encontram nas proximidades da cota de profundidade 5,0m e variam entre 130 e 170MN/m<sup>2</sup>. Ainda pode-se observar que a camada de solo entre 2,0 e 6,0m apresentam alta compactidade (função do  $N_{SPT}$ ) e suportam muito bem o assentamento de fundações superficiais.

Segundo DECOURT(1989), para areias puras o módulo de deformação quando obtido pelo SPT é cerca de três vezes maior do que quando obtido no ensaio pressiométrico Ménard.

Os valores do módulo de deformação, obtidos do SPT, serão mais adiante comparados com valores deste módulo obtidos pelos ensaios pressiométricos e de placa helicoidal, a fim de propor uma correlação específica deste estudo para auxiliar nos projetos de fundações.

#### 4.3.1.2- Ângulo de Atrito Interno ( $\phi$ )

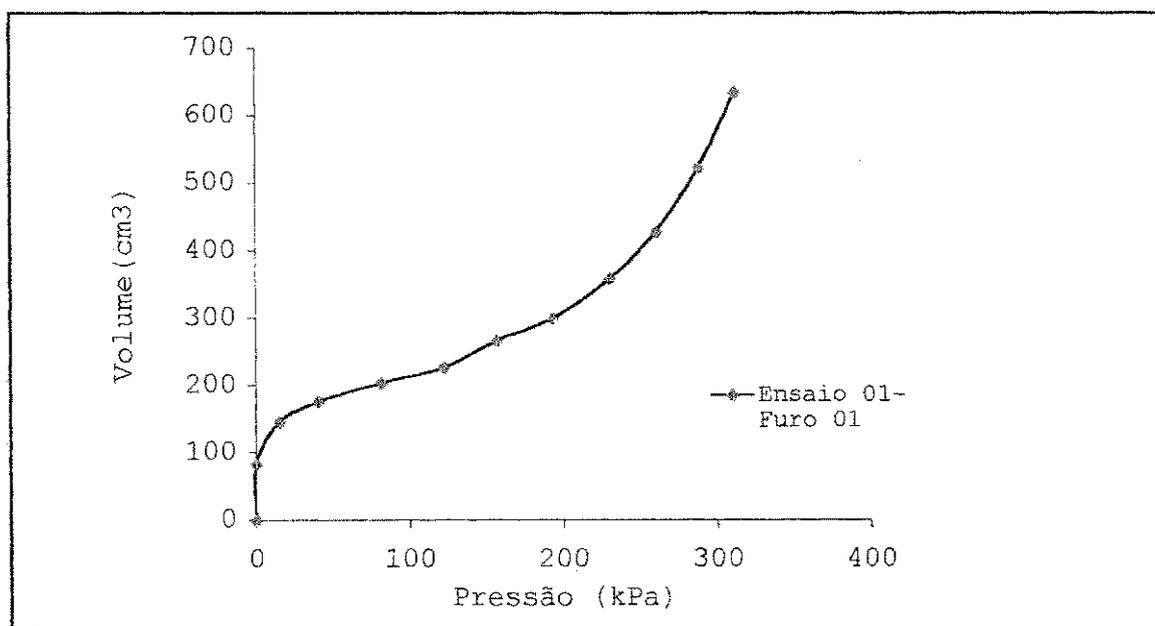
De acordo com as Tabelas 2.1 e 2.2 (ver páginas 8 e 9, Capítulo 2) baseadas nas correlações de SKEMPTON(1986) e DECOURT(1989), respectivamente, pode-se estabelecer para os perfis do subsolo ensaiado o parâmetro ( $\phi$ ) para os três furos de sondagem.

A Tabela 2.1, apresenta uma correlação entre a compactidade e o valor do  $N_{SPT}$ . De posse do valor da compactidade pode-se, através da Tabela 2.2, aferir os valores para o ângulo de atrito interno dos solos. Portanto, para o perfil da Figura 4.2, os valores do ângulo de atrito interno para os três furos, foram assim definidos: para as camadas cuja profundidade estão compreendidas entre 0 a 4,0m, e 7,0 a 13,0m, os valores de  $\phi$  variam entre valores de no máximo 35°; na camada cuja profundidade se encontra entre 4,0 a 7,0m os valores de  $\phi$  variaram entre 35° a 43°.

### 4.3.2- O Ensaio Pressiométrico Menárd

#### 4.3.2.1- Considerações Iniciais

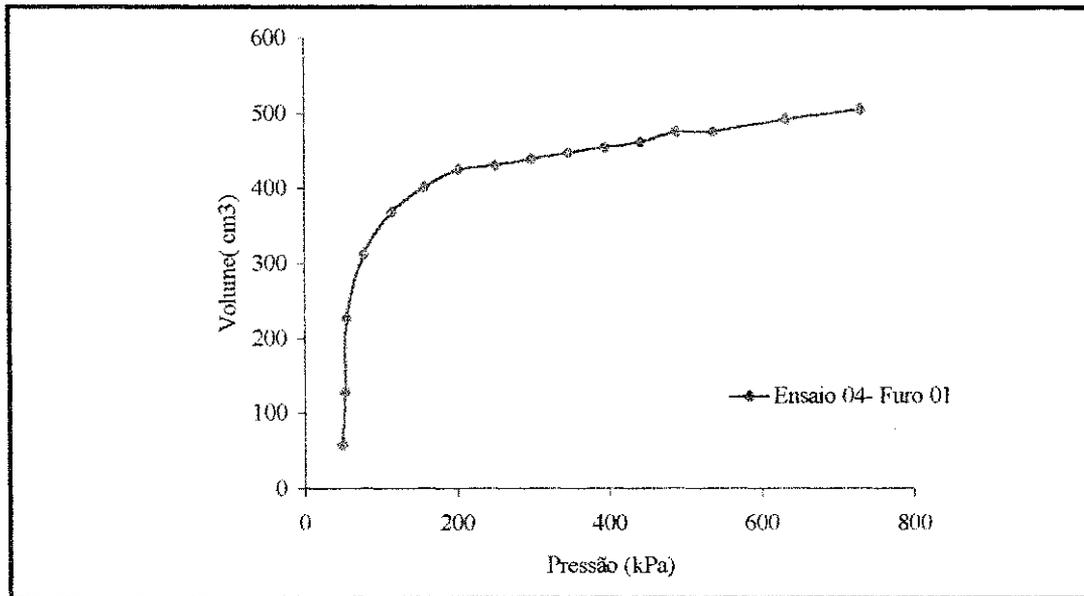
A Figura 4.3 apresenta a curva pressiométrica típica, gerada a partir dos ensaios realizados. Como se pode ver esta curva é característica de ensaios pressiométricos realizados em areias, pois para este tipo de solo a forma da curva não permite uma identificação mais clara das três fases distintas e bem características. Segundo BRIAUD(1992), esta curva apresenta uma inclinação muito suave quando da passagem do trecho quase linear ou pseudo – elástico para o trecho das grandes deformações, tornando difícil a determinação da pressão limite.



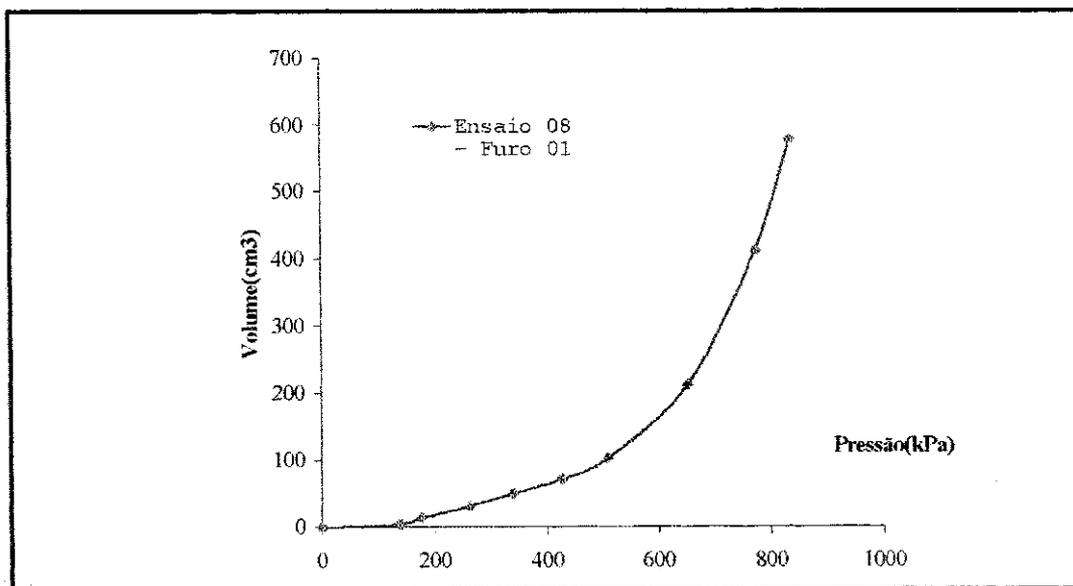
**Figura 4.3-** Curva pressiométrica típica obtida nos ensaios realizados nesta campanha de ensaios. Ensaio 01, Profundidade 1,0m.

Nesta campanha foram executados alguns ensaios cujos furos apresentaram problemas na sua perfuração. Curvas pressiométricas cujos ensaios foram executados em furos onde o diâmetro estava excessivamente grande e bastante perturbado são apresentadas nas Figuras 4.4 e 4.5. Isto vem confirmar a assertiva de muitos pesquisadores que é muito complicado realizar ensaios pressiométricos com sondas de furo prévio sem que ocorra um nível considerável de perturbação no solo.

Na Figura 4.4 é possível obter-se informações sobre o módulo pressiométrico  $E_M$ , porém a respeito de  $P_L$  os resultados estão muito comprometidos. Na Figura 4.5, ambos os parâmetros têm seus resultados bastantes comprometidos.

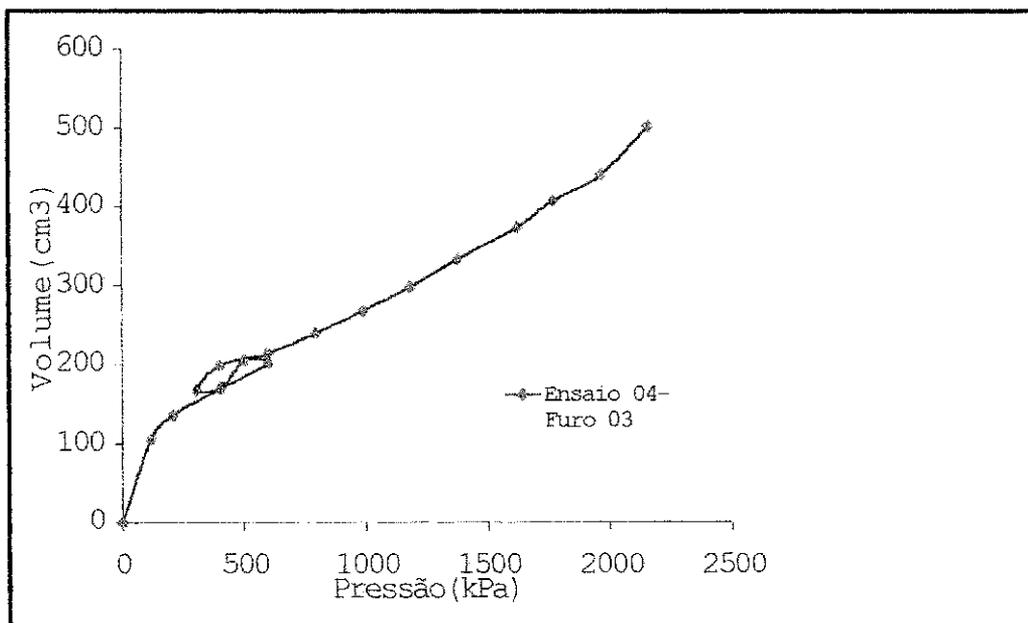


**Figura 4.4** - Curva Pressiométrica típica de furo com diâmetro excessivamente maior que o da sonda pressiométrica, obtida na presente campanha de ensaio (ensaio 04, prof. 4,0m)



**Figura 4.5** - Curva Pressiométrica Típica de um furo muito perturbado obtida nesta campanha de ensaio (ensaio 08, prof. 8,0m).

Para cada furo de sondagem, foram realizados em média dois ensaios com ciclos de descarregamento e recarregamento, ou seja, procurou-se executar um ensaio na camada mais compacta e outro próximo do final do furo. A Figura 4.6, apresenta uma curva pressiométrica em cujo ensaio foi realizado um ciclo de descarga/recarga.



**Figura 4.6-** Curva pressiométrica de um ensaio com ciclos de descarga e recarga obtida nesta campanha de ensaio (ensaio 04, prof. 4,0m).

A realização deste procedimento é muito útil para uma melhor definição do módulo pressiométrico  $E_M$ , pois é possível obter um módulo pressiométrico cíclico  $E_r$ , que representa um melhor comportamento elástico do solo. Esta afirmativa baseia-se nas condições em que este módulo é obtido, ou seja, em uma zona teoricamente livre dos efeitos da perfuração, amolgamento e instalação da sonda no furo, fatores que afetam a qualidade do módulo  $E_M$ .

O grande problema é definir a posição e o momento em que este laço de descarga/recarga deva ser realizado, e isto pode provocar resultados muitos conflitantes, quando comparadas com outras curvas.

Uma observação mais criteriosa da curva de carregamento cíclico, pode ser analisada quanto ao laço ou laços serem abertos ou não. Caso o laço seja aberto pode representar para alguns casos, um excesso de poro-pressão não dissipada antes do início do ciclo,

ou como no caso da Figura 4.6 que apresenta o laço aberto, possivelmente devido as deformações de fluência ocorridas durante a expansão da membrana (HUGHES, 1982) citado por CAVALCANTE (1997).

BRIAUD (1992) mostra que uma relação do tipo  $E_R/E_M$  é uma ferramenta muito útil para indicação do tipo de solo, ou seja, para areias vale a seguinte relação.

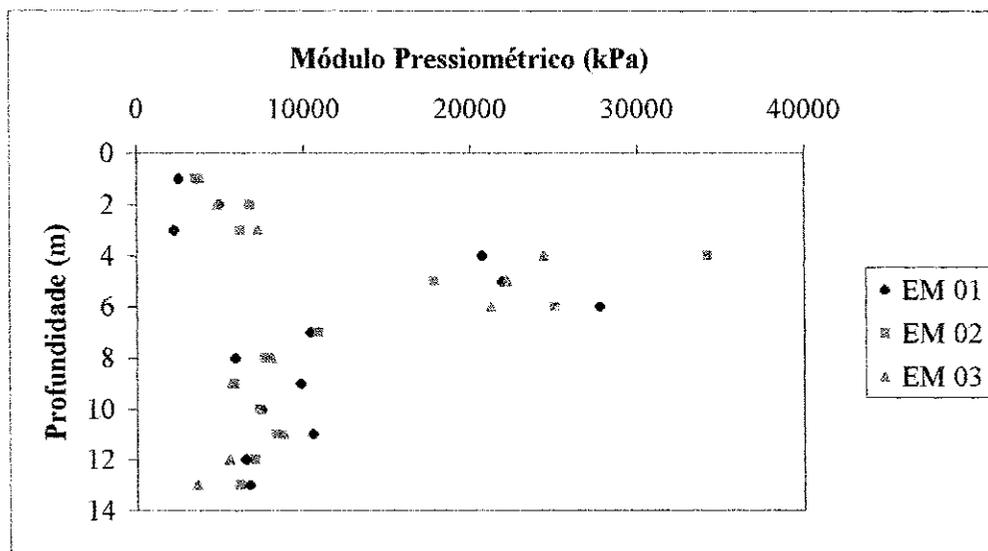
$$3 \leq E_R/E_M \leq 10$$

#### 4.4.2- Módulo Pressiométrico Inicial, $E_M$

A Figura 4.7 mostra o perfil obtido para o módulo pressiométrico corrigido do solo, obtido no trecho linear da curva de carregamento pressiométrico versus a profundidade, num intervalo de 1,00m a 13,00m. A Tabela 4.2, apresenta todos os valores de  $E_M$ ,  $P_L$ ,  $E_M/P_L$ ,  $E_M/P_L$ (médio), obtidos nesta campanha de ensaio.

**Tabela 4.2-** Valores de  $E_M$ ,  $P_L$  e da relação  $E_M/P_L$  para o depósito de solo ensaiado versus a profundidade.

| Prof.<br>(m) | Furo 01        |                |           | Furo 02        |                |           | Furo 03        |                |           | $E_M/P_L$ |
|--------------|----------------|----------------|-----------|----------------|----------------|-----------|----------------|----------------|-----------|-----------|
|              | $E_M$<br>(kPa) | $P_L$<br>(kPa) | $E_M/P_L$ | $E_M$<br>(kPa) | $P_L$<br>(kPa) | $E_M/P_L$ | $E_M$<br>(kPa) | $P_L$<br>(kPa) | $E_M/P_L$ | Médio     |
| 1.0          | 2546           | 362            | 7,0       | 3563           | 868            | 4,1       | 3797           | 471            | 8,1       | 6,4       |
| 2.0          | 4948           | 550            | 9,0       | 6784           | 691            | 9,8       | 4849           | 611            | 7,9       | 8,9       |
| 3.0          | 2275           | 505            | 4,5       | 6227           | 950            | 6,6       | 7264           | 1304           | 5,6       | 5,5       |
| 4.0          | 20743          | 793            | 26,2      | 34202          | 3458           | 9,9       | 24428          | 3196           | 7,6       | 14,6      |
| 5.0          | 21906          | 3355           | 6,5       | 17796          | 2761           | 6,4       | 22182          | 3955           | 5,6       | 6,2       |
| 6.0          | 27805          | 2768           | 10,0      | 25050          | 4105           | 6,1       | 21217          | 3303           | 6,4       | 7,5       |
| 7.0          | 10387          | 940            | 11,1      | 10902          | 1244           | 8,8       |                |                |           | 6,6       |
| 8.0          | 5895           | 910            | 6,5       | 7684           | 943            | 8,1       | 8073           | 974            | 8,3       | 7,6       |
| 9.0          | 9819           | 1010           | 9,7       | 5831           | 784            | 7,4       | 5697           | 637            | 8,9       | 8,7       |
| 10.0         | 7488           | 795            | 9,4       | 7383           | 873            | 8,5       | 7304           | 928            | 7,9       | 8,6       |
| 11.0         | 10572          | 826            | 12,8      | 8367           | 961            | 8,7       | 8787           | 916            | 9,6       | 10,4      |
| 12.0         | 6531           | 905            | 7,2       | 7095           | 865            | 8,2       | 5522           | 842            | 6,6       | 7,3       |
| 13.0         | 6741           | 742            | 9,1       | 6196           | 752            | 8,2       | 3598           | 842            | 4,3       | 7,2       |



**Figura 4.7-** Perfil do módulo pressiométrico,  $E_M$ , típico dos ensaios realizados na campanha de ensaios.

O módulo pressiométrico de Ménard  $E_M$ , foi obtido através da Expressão 2.28 proposta por Ménard baseado na Teoria da Elasticidade, empregando-se o modelo de expansão de cavidade proposto por VÉSIC (1972). Para o cálculo do módulo pressiométrico, assumiu-se um valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ )

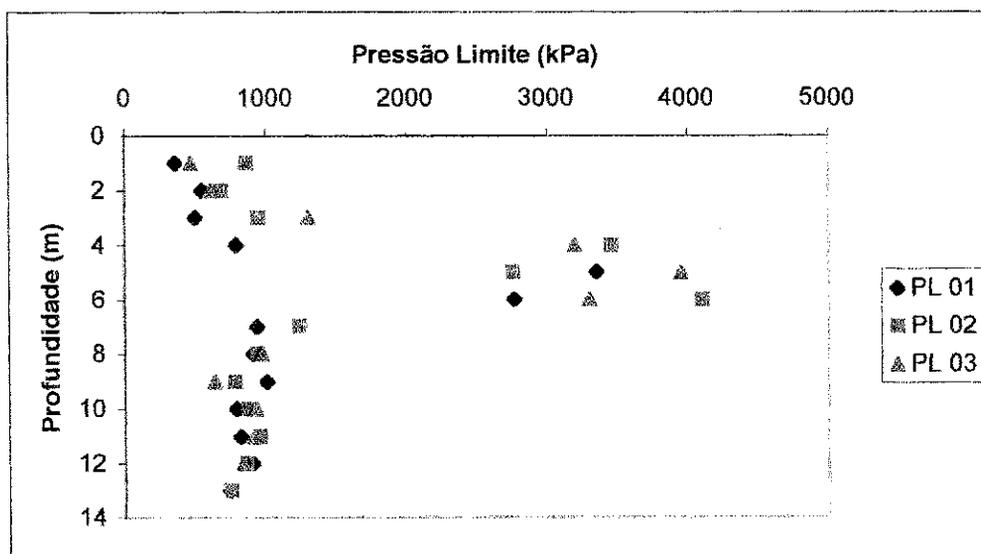
BRANT (1978), citado por CAVALCANTE (1997), comenta que tanto o coeficiente de permeabilidade quanto o tempo de aplicação dos estágios de carga, poderão alterar a dissipação de poro-pressão gerada e, assim, produzir parâmetros pressiométricos drenados, não- drenados ou parcialmente drenados. Os ensaios para os três furos foram executados nas condições drenadas, devido ao tipo de solo, e observa-se uma quase uniformidade ou linearidade no comportamento de  $E_M$ .

Os valores do módulo  $E_M$  para a primeira camada do depósito ensaiado, mostrado no perfil da Figura 4.7, varia de 3,0MPa a 7,0MPa, com ocorrência de boa repetibilidade. Para a segunda camada, os valores crescem e variam de 17,0MPa a 34,0MPa. Nas terceira e quarta camadas, os valores de  $E_M$  voltam a cair e, variam de 4,0MPa a 10,0MPa.

#### 4.4.3- Pressão Limite do Solo, $P_L$

Na Figura 4.8, mostram-se os resultados (ver Tab. 4.2), do parâmetro pressão limite do solo versus a profundidade. Nesta figura, observa-se uma repetibilidade muito boa, em todo em todo o depósito ensaiado. A pressão limite do solo, relaciona-se com a resistência à ruptura do solo.

A pressão limite, diferentemente do módulo  $E_M$ , não apresenta uma grande sensibilidade às perturbações causadas ao furo durante o processo de perfuração. Porém a geometria da sonda, ou melhor a relação comprimento/diâmetro,  $L/D$ , influencia bastante qualquer análise sobre a pressão limite.



**Figura 4.8-** Perfil típico da pressão limite para os ensaios realizados nesta campanha de ensaios.

Na Figura 4.8, observa-se a tendência do aumento da pressão limite, não com a profundidade, mas com a compacidade do solo, o que se caracteriza por grandes pressões na camada onde a compacidade e o  $N_{SPT}$  apresentam maiores valores.

O perfil da pressão limite total do depósito de areia em análise, parece exibir três regiões de comportamento distintos. A primeira região, situada entre 1,00m e 3,00m, possui valores de  $P_L$  entre 0,3MPa e 1,3MPa; a segunda região, entre 4,00m e 6,00m, exibe valores de  $P_L$  entre 1,3MPa e 4,1MPa, e a terceira região que apresenta um comportamento

semelhante à primeira região, situa-se ente 7,00m e 13,00m possuindo valores de  $P_L$  variando entre 0,6MPa e 1,3MPa.

Sobre a relação  $L/D$ , YU (1996) comenta sobre o aumento da pressão limite com a diminuição desta relação  $L/D$  da sonda. Portanto, os valores da pressão limite obtidos com sondas de pré-furo, onde a relação  $L/D$  encontra-se em torno de 7,5, são menores do que os obtidos com sondas auto-perfurantes, onde esta relação diminui para seis.

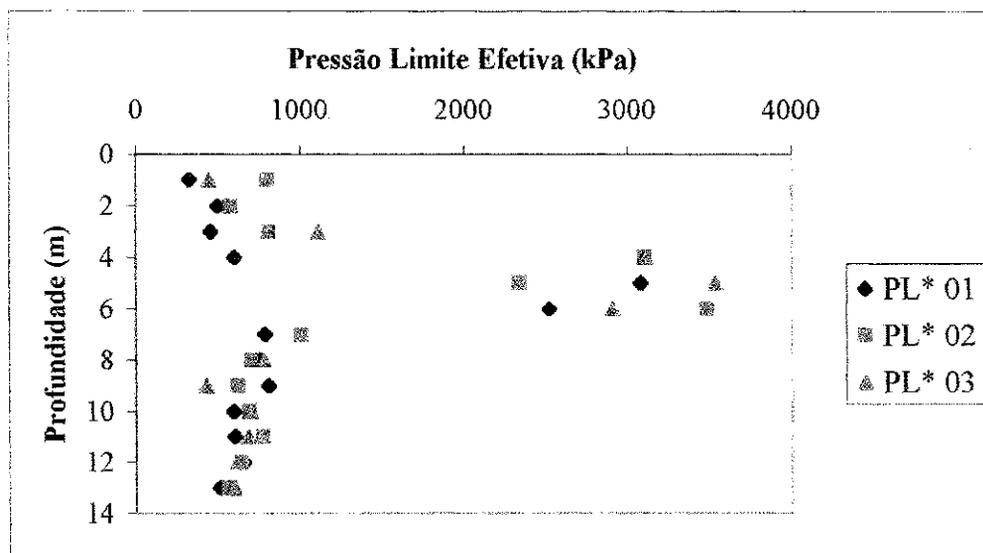
Os valores de  $E_M$ ,  $P_L$  e  $P_L^*$  obtidos apresentam uma significativa coerência com o perfil geotécnico do subsolo, definido a partir dos valores do  $N_{SPT}$ , demonstrados nas faixas de transições também observadas quando da passagem de uma camada para outra do solo. A Tabela 4.3 apresenta todos os valores de  $E_M$ ,  $P_L^*$ ,  $E_M/P_L^*$ , e  $E_M/P_L^*$  (médio) para o depósito de solo ensaiado.

**Tabela 4.3** - Valores de  $E_M$ ,  $P_L^*$ , e da relação  $E_M/P_L^*$ , versus a profundidade, para todo o depósito ensaiado.

| Prof.<br>(m) | Furo 01        |                  |             | Furo 02        |                  |             | Furo 03        |                  |             | E/ $P_L^*$<br>Médio |
|--------------|----------------|------------------|-------------|----------------|------------------|-------------|----------------|------------------|-------------|---------------------|
|              | $E_M$<br>(kPa) | $P_L^*$<br>(kPa) | $E_M/P_L^*$ | $E_M$<br>(kPa) | $P_L^*$<br>(kPa) | $E_M/P_L^*$ | $E_M$<br>(kPa) | $P_L^*$<br>(kPa) | $E_M/P_L^*$ |                     |
| 1.0          | 2546           | 331              | 7,7         | 3563           | 803              | 4,4         | 3797           | 445              | 8,5         | 6,9                 |
| 2.0          | 4948           | 501              | 9,9         | 6784           | 577              | 11,8        | 4849           | 579              | 8,4         | 10,0                |
| 3.0          | 2275           | 459              | 5,0         | 6227           | 811              | 7,7         | 7264           | 1115             | 6,5         | 6,4                 |
| 4.0          | 20743          | 600              | 34,6        | 34202          | 3103             | 11,0        | 4248           | 3109             | 1,4         | 15,7                |
| 5.0          | 21906          | 3080             | 7,1         | 17796          | 2340             | 7,6         | 22182          | 3534             | 6,3         | 7,0                 |
| 6.0          | 27805          | 24568            | 1,1         | 25050          | 3485             | 7,2         | 21217          | 2909             | 7,3         | 5,2                 |
| 7.0          | 10387          | 788              | 13,2        | 10902          | 1009             | 10,8        |                |                  |             | 8,0                 |
| 8.0          | 5895           | 760              | 7,8         | 7684           | 705              | 10,9        | 8073           | 781              | 10,3        | 9,7                 |
| 9.0          | 9819           | 810              | 12,1        | 5831           | 623              | 9,4         | 5697           | 432              | 13,2        | 11,6                |
| 10.0         | 7488           | 597              | 12,5        | 7383           | 690              | 10,7        | 7304           | 698              | 10,5        | 11,2                |
| 11.0         | 10572          | 606              | 17,4        | 8367           | 775              | 10,8        | 8787           | 688              | 12,8        | 13,7                |
| 12.0         | 6531           | 660              | 9,9         | 7095           | 646              | 11,0        | 5522           | 622              | 8,9         | 9,9                 |
| 13.0         | 6741           | 512              | 13,2        | 6196           | 564              | 11,0        | 3598           | 596              | 6,0         | 10,1                |

A pressão limite efetiva,  $P_L^*$ , foi obtida a partir da estimativa da pressão limite,  $P_L$ , e da estimativa da tensão horizontal no repouso,  $\sigma_{HO}$ , conforme definido na expressão abaixo, e apresentada na Figura 4.9.

$$P_L^* = P_L - \sigma_{HO}$$



**Figura 4.9** – Perfil da Pressão Limite Efetiva obtido nesta campanha de ensaio.

A Figura 4.10, apresenta o perfil do comportamento da relação  $E_M/P_L$  para os três furos ensaiados. Os resultados apresentam uma convergência. Os resultados dos ensaios se concentraram numa faixa de valores entre 4,0 – 11,0, sendo que há uma tendência de concentração em torno de 8,0.

A relação  $E_M/P_L$  apresenta valores situados fora das faixas apresentadas por MÉNARD (1985) e CLARKE (1995). Deste modo, o depósito de solo ensaiado classifica-se como sendo uma areia de compactidade variando de fofa a medianamente compacta.

Ainda observando a Figura 4.10, a relação  $E_M/P_L$  para este depósito não apresentou grandes variações com a profundidade, isto deve-se a  $P_L$ , que é insensível as perturbações sofridas pelo solo durante o processo de perfuração.

Na Tabela 4.3 e na Figura 4.10, são observados valores que podem indicar a ocorrência de má execução do ensaio, isto é, o furo excessivamente perturbado, caracterizado por altos valores de  $E_M$ . Na profundidade 4,0m, os ensaios foram totalmente rejeitados por motivo de falha nas leituras no volumímetro e observação do tempo de leitura; ocasionando, nos Furos 01 e 03, valores foram muito altos e baixos, respectivamente, fora do especificado na literatura.

A Figura 4.10, mostra a dispersão dos valores da relação  $E_M/P_L$  e  $E_M/P_L^*$ . Ocorre uma boa repetibilidade dos valores observada pela faixa de variação dos resultados para solos arenosos.

$$7,0 < E_M/P_L^* < 12$$

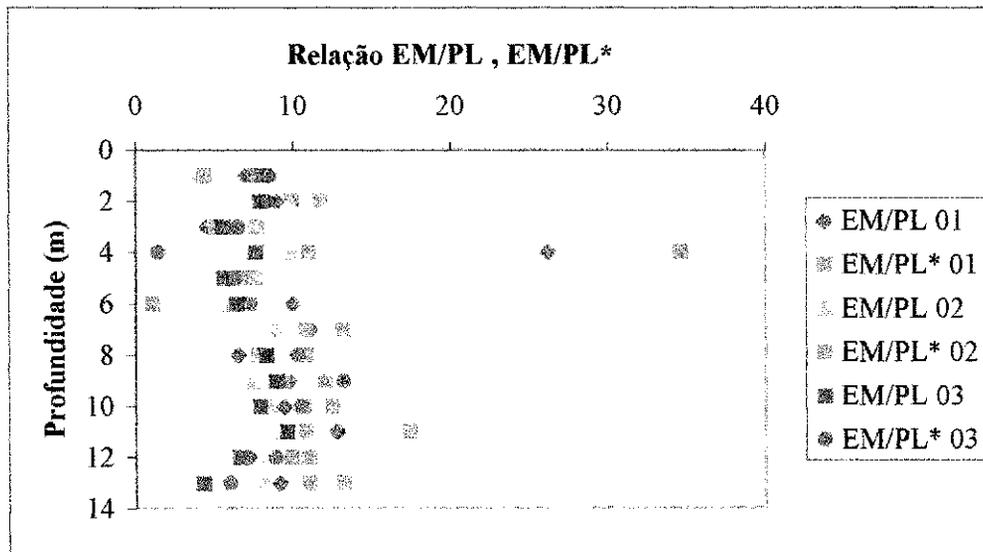


Figura 4.10– Perfil do comportamento das relações  $E_M/P_L$ ,  $E_M/P_L^*$  típico dos ensaios realizados na campanha.

A confiabilidade dos resultados fornecidos pelo pressiômetro dependem fortemente da qualidade dos ensaios, entendendo a qualidade como o modo de operação do equipamento, as técnicas de perfuração e a inserção da sonda nos furos de ensaios. BRIAUD (1992) propõe que a relação  $E_M/P_L^*$ , seja o parâmetro próprio para avaliação desta qualidade do ensaio. O módulo  $E_M$  é bastante sensível às perturbações causadas pelo processo de perfuração na zona ensaiada. Desta maneira, valores da relação  $E_M/P_L^*$  muito inferiores aos apresentados na literatura (MÉNARD, 1975; BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995) são fortes indicativos da excessiva perturbação do furo de ensaio. Os valores da relação  $E_M/P_L^*$  obtidos para os ensaios realizados nesta campanha, apresentados na Tabela 4.5, estão dentro dos limites toleráveis, o que assegura que os ensaios foram executados em furos com o mínimo de perturbação.

#### 4.5- O Ensaio de Placa Helicoidal

O resultado do ensaio de placa helicoidal é apresentado sob a forma de uma curva carga x recalque, obtida a partir do par de valores, carga aplicada e recalque da placa.

Pela análise da curva carga x recalque podem ser estimados o módulo de deformação, a tensão de ruptura do ensaio e a resistência ao cisalhamento drenado do solo.

A Figura 4.11 apresenta uma curva carga x recalque típica dos ensaios realizados e corresponde a resposta do solo em condições drenada. A estimativa da carga inicial, ou melhor, do estágio de carregamento, foi obtida de acordo com a proposta apresentada por BRIAUD(1992), conforme mostrado na Tabela 3.1 (ver página 39), e equivale a pouco menos de um décimo da pressão limite indicada para valores  $N_{SPT}$  menores que 10. O valor da carga inicial, ou estágio de carregamento, é 4,0kN.

Para o Furo 01, cuja profundidade de ensaio atingiu 3,0m, a carga máxima aplicada para as profundidades de 1,0m, 2,0m e 3,0m foram 20,0kN, 10kN e 9kN, respectivamente, com os respectivos recalques e estabiliza-se próximo dos 10mm, para os três ensaios; para o Furo 02, a profundidade máxima de ensaio foi de 2,0m e a carga atingiu um valor de 22kN, que provocou recalques máximos de 6mm; para o furo 03, cuja profundidade de ensaio atingiu 2,0m, o carregamento máximo atingido foi de 26kN, e os recalques observados atingiram cerca de 17mm.

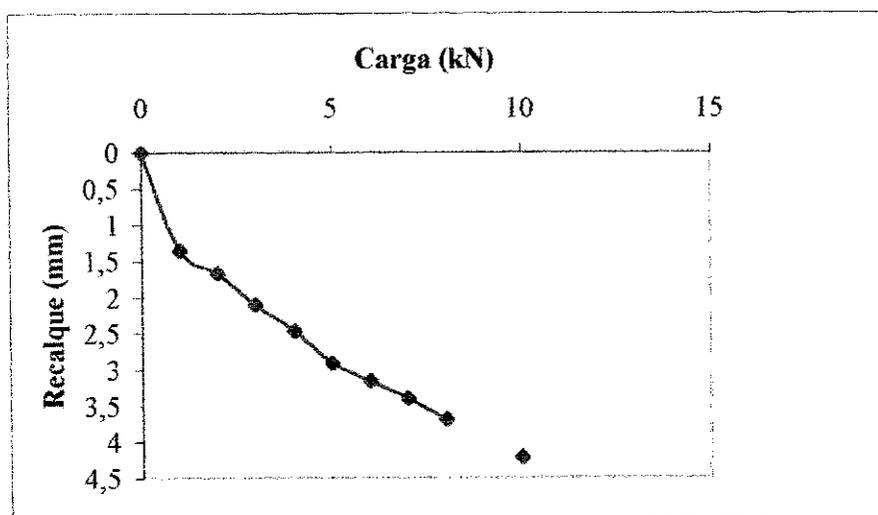
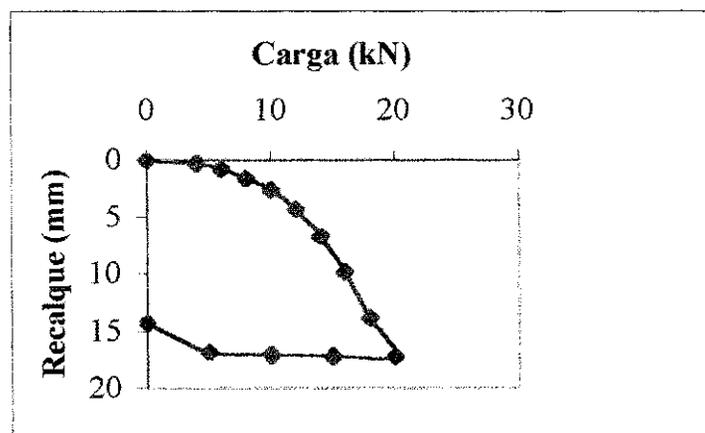


Figura 4.11- Curva carga x recalque – Ensaio 02, Furo 01.

As profundidades de ensaios para os três furos, limitaram-se a 3,0m e 2,0m , devido ao conjunto da placa helicoidal não estar equipado com um sistema de cravação e reações adequados. Por outro lado, o conjunto utilizado também não tinha sido dimensionado para realizar ensaios em solos arenosos, em cujas camadas os valores do índice de resistência a penetração-  $N_{SPT}$ - se apresentaram muito altos, o que inviabilizou o prosseguimento do ensaio, para maiores profundidades.

A Figura 4.12 apresenta a curva carga x recalque para ensaios onde foi realizado um ciclo de descarregamento. Devido ao não prosseguimento de um outro ciclo de carregamento, nada se pode acrescentar à análise desta curva, além da determinação do módulo de deformação.



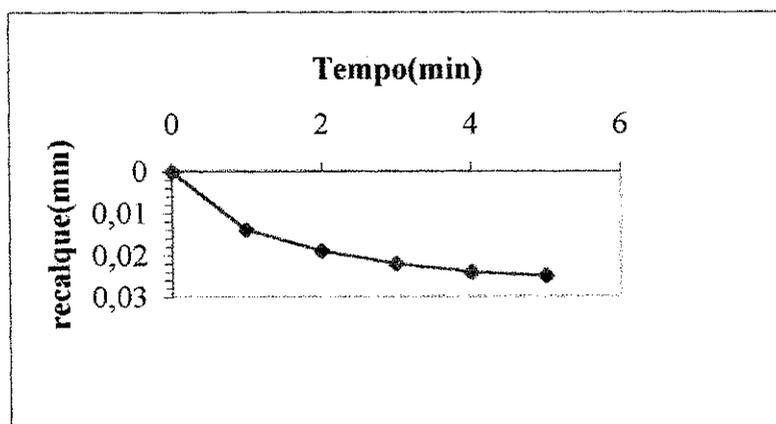
**Figura 4.12** - Curva carga x recalque – ensaio 01, furo 01 - ciclo de descarregamento.

A Figura 4.13 apresenta uma curva recalque x tempo típica dos ensaios realizados , e permite observar que os recalques se estabilizaram em um intervalo de tempo que varia de 60 a 300 segundos, estando em conformidade com SELVADURAI e NICHOLAS (1981), citado por CONCIANI (1989).

O que ocorre, quando da instalação sobre o solo, é o surgimento de deformações normais e cisalhantes que geram excesso de poro-pressão. Os ensaios desta campanha, foram realizados em uma condição drenada, possibilitando uma rápida dissipação do excesso de poro-pressão.

Em nenhum dos ensaios realizados, nos três furos, o solo foi levado a atingir a ruptura, devido, como já mencionado anteriormente, a deficiência técnica do equipamento. Ocorreu que, para valores altos de carregamento, a estrutura de reação não suportava, os cabos se rompiam e muitos parafusos se quebravam.

Portanto, os valores da carga limite, obtida num trecho assintótico das curvas carga x recalque, são para uma faixa muito restrita do solo e, assim sendo, sofrem restrições para uma análise mais acurada dos vários parâmetros geotécnicos. Os registros dos ensaios de placa helicoidal, realizados nesta campanha, tem apenas o intuito de relatar uma tentativa de obtenção de parâmetros geotécnicos a partir de um ensaio de campo que não é usual no meio geotécnico brasileiro, não sendo possível, na presente dissertação obter os parâmetros geotécnicos e estabelecer correlações com outros ensaios.



**Figura 4.13** - Curva recalque x tempo, ensaio 01 – furo 01, carga = 18,0kN.

Também foi possível apesar dos poucos ensaios realizados, obter os módulos de deformação para a placa helicoidal. Estes valores poderão ser comparados com os módulos obtidos dos outros ensaios realizados. A Tabela 1 mostra o comportamento deste módulo. Para os Furos 2 e 3 observa-se uma boa concordância de valores, porém para o Furo 1 isto não se verifica.

**Tabela 4.4-** Módulo de deformação estimado em ensaios de placa helicoidal.

| Furo | Profundidade (m) | E (kPa) |
|------|------------------|---------|
| 1    | 01               | 18 131  |
|      | 02               | 14 592  |
|      | 03               | 5 916   |
| 2    | 01               | 17 768  |
|      | 02               | 22 807  |
| 3    | 01               | 18 735  |
|      | 02               | 22 694  |

O módulo de deformação da placa helicoidal foi calculado pela Equação 4.0 (MITCHELL e GARDNER, 1975) baseada na teoria da elasticidade. O valor de E foi definido para um recalque de 2,5mm.

$$E = I(1-\nu)^2 D^3 q/S \quad \text{Eq. 4.0}$$

sendo: E, módulo de deformação da placa helicoidal;

I, coeficiente de influência devido a forma da placa e vale 0,8;

$\nu$ , coeficiente de Poisson, ( assumindo = 0,33);

D, diâmetro da placa helicoidal 20,0cm;

Q, carga do ensaio obtida da curva x recalque e;

S, recalque, obtido da curva carga x recalque.

#### 4.6- Correlações Entre os Parâmetros Pressiométricos $E_M$ , $P_L$ , e o $N_{SPT}$ , $E_{SPT}$ .

Neste trabalho foram feitas algumas tentativas de correlacionar o parâmetro pressiométrico  $E_M$  com o índice de resistência à penetração do ensaio SPT,  $N_{SPT}$ . Esta correlação passou por duas etapas, ou seja, no primeiro momento utilizou-se todos os dados disponíveis ( 38 pares ) e obteve-se um coeficiente de determinação de 0,49 com erro padrão 4649 kPa, conforme apresentado na Equação 4.1. No segundo momento, observando-se os resíduos da primeira tentativa, excluiu-se os pontos (pares) referentes às profundidades de 3 e 6m para o Furo 01 e 4 e 6m para o Furo 02. Obteve-se um coeficiente de determinação de 0,78 com erro padrão 2890kPa. Esta correlação está expressa na Equação 4.2 e apresentada na Figura 4.14.

Na Figura 4.14 observa-se uma incidência maior de pontos em torno de valores do  $N_{SPT}$  na faixa entre 3 e 10, e módulo  $E_M$  entre 5000 e 10000kPa. Isso indica, quanto

ao  $N_{SPT}$ , uma camada de solo com compactidade variando de fofo a medianamente compacta ( NBR 7250/82); quanto ao módulo  $E_M$ , a faixa aponta para um solo compacto (BRIAUD, 1992).

$$E_M = 1061,1 N_{SPT} - 4059,6(\text{kPa}) \tag{Eq. 4.1}$$

$$E_M = 476,2 N_{SPT} + 2857(\text{kPa}) \tag{Eq. 4.2}$$

Na literatura existem algumas tentativas de correlacionar estes dois parâmetros para diversos solos europeus (SCHULTZE e BIEDERMAN, 1977) que apresentam uma mesma ordem de grandeza com a expressão obtida neste trabalho (Eq. 4.2). CASSAN (1978) também desenvolveu um correlação entre estes dois parâmetros para as areias francesas. ROCHA FILHO E CARVALHO (1990) apud DECOURT (1992), estabeleceram uma correlação entre o  $E_M$  e o  $N_{SPT}$  para solos residuais de gnaisses. A correlação proposta por estes dois autores é expressa pela Equação 4.3 e seus valores são bem diferentes da encontrada neste trabalho.

$$E_M = 2830N_{SPT} + 805 (\text{kPa}) \tag{Eq. 4.3}$$

C.D.= 78% e E.P.= 2890kPa.

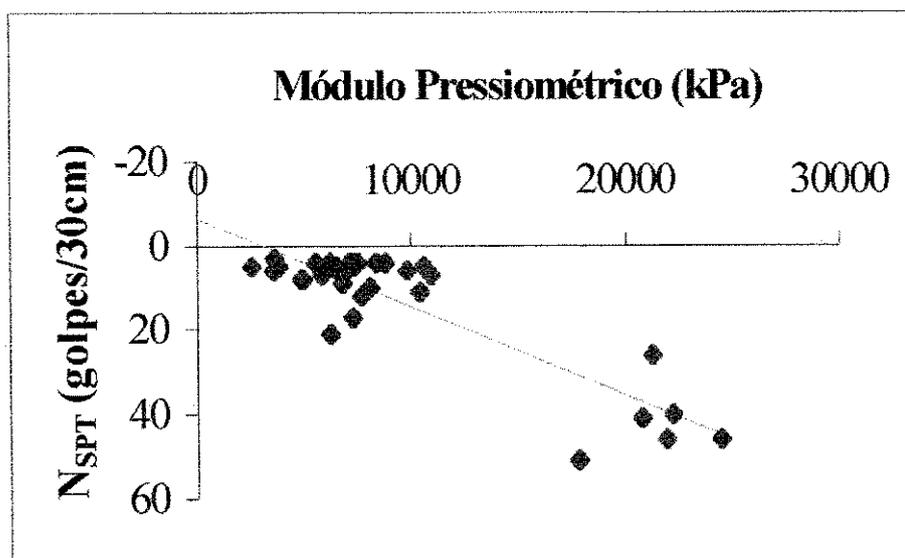


Figura 4.14 – Perfil da Correlação  $E_M \times N_{SPT}$  para os Furos 01, 02 e 03.

Neste trabalho também foram feitas tentativas de correlacionar estes parâmetros para cada furo isoladamente. Utilizando-se todos os pontos de cada furo, obteve-se as seguintes expressões.

- Furo 01,  $E_M = 605,18 \cdot N_{SPT} + 2352,27 \text{ (kPa)}$  Eq. 4.4

C.D = 83% e E.P.= 2067kPa;

- Furo 02,  $E_M = 852,10 \cdot N_{SPT} - 39,32 \text{ (kPa)}$  Eq. 4.5

C.D = 54% e E.P.= 1118kPa;

- Furo 03,  $E_M = 468,47 \cdot N_{SPT} + 2454,87 \text{ (kPa)}$  Eq. 4.6

C.D.=86% e E. P= 2034kPa.

No Apêndice estão apresentados as figuras que representam estas correlações.

Uma tentativa de correlacionar a pressão limite  $P_L$  com o  $N_{SPT}$  também foi desenvolvida neste trabalho. A Figura 4.15 apresenta o perfil desta correlação que é expressa pela Equação 4.7. Também foi feita uma depuração de valores, ou seja, foram excluídos os pares dos Ensaios 3 e 4 do Furo 01 e o par do Ensaio 6 do Furo 02.

$$P_L = 83,3 \cdot N_{SPT} + 240,8 \text{ kPa} \quad \text{Eq. 4.7}$$

C. D= 78%

Observa-se que o maior número de pontos se concentram numa faixa de valores 3 a 10 do  $N_{SPT}$ , e a pressão limite,  $P_L$ , entre 500 e 1000kPa. Isso indica quanto a pressão limite,  $P_L$ , que esta faixa aponta para uma areia compacta (BRIAUD, 1992) ou um silte puro (MÉNARD, 1975).

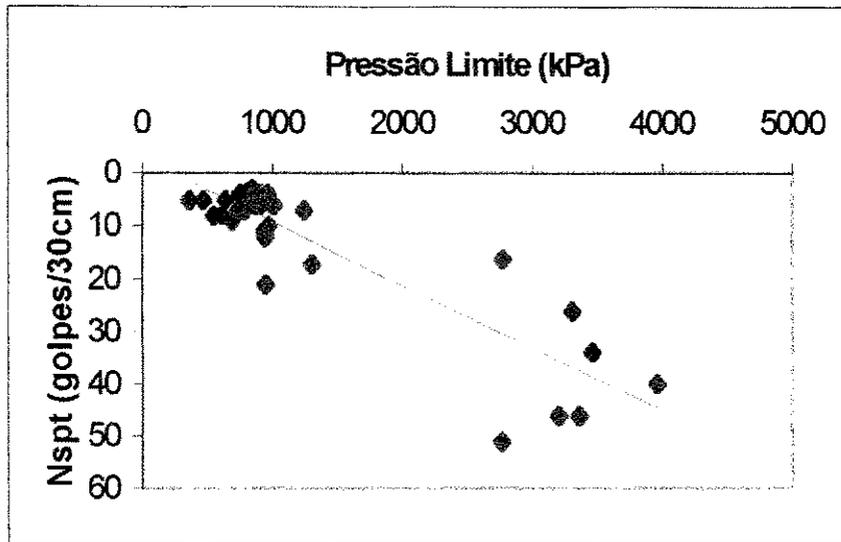
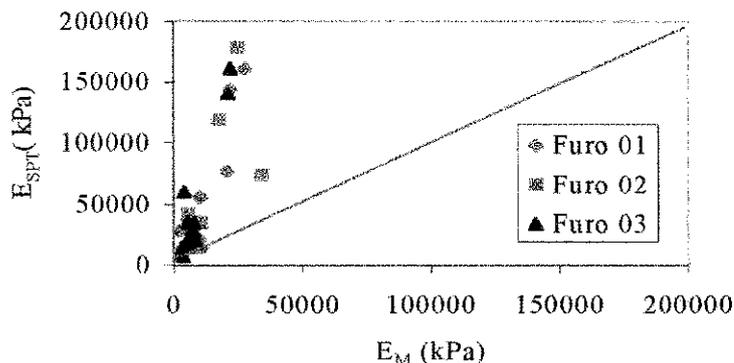


Figura 4.15 – Perfil da Correlação entre  $P_L$  x  $N_{SPT}$ .

Tanto para as correlações entre o  $N_{SPT}$  e o módulo pressiométrico  $E_M$ , bem como entre a pressão limite,  $P_L$ , e o  $N_{SPT}$ , foram feitas exclusão de alguns pontos (pares de valores), ou seja, estes pontos pertencem às curvas pressiométricas, que conforme mostrado nas figuras apresentadas no Apêndice são de ensaios bastante perturbados., que tornam os valores pouco confiáveis.

A Figura 4.16 apresenta uma comparação do comportamento entre os módulos pressiométrico e SPT para o estudo realizado.

Segundo Decourt(1986), este dois módulos quando comparados apresenta os valores de  $E_M$  até 3 vezes menores que o  $E_{SPT}$  em areias.



**Figura 4.16-** Comparação entre os parâmetros  $E_M$  e  $E_{SPT}$ .

Todas estas tentativas de correlações necessitam um maior volume de depósitos ensaiados para validá-las ou mesmo contestá-las, a fim de que possam, ou não, ser utilizadas em projetos de fundações, em locais cujos depósitos arenosos tenham similaridade com os ensaiados.

#### 4.7- Dificuldades Operacionais

##### 4.7.1- Ensaio Pressiométrico

O autor deste trabalho lembra que a utilização do revestimento com cobertura metálica apresentou alguns problemas quando da sua utilização para ensaios em solos arenosos, ou seja, quando inflada acumulava areias nas suas reentrâncias impedindo que a sonda voltasse ao seu diâmetro inicial com facilidade. Este aumento do diâmetro da sonda dificultou os ensaios, tornando difícil sua inserção no furo. Perdeu-se muito tempo retirando a areia da cobertura metálica.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

#### 5.1- Conclusões:

As principais conclusões sobre os resultados experimentais desta pesquisa estão descritas a seguir, baseadas nas análises dos parâmetros avaliados com os diversos tipos de ensaios.

- 1- Os resultados obtidos do SPT apresentaram boa convergência, indicativo, junto com um acompanhamento táctil-visual, mostrando uma boa repetibilidade entre os furos de sondagens, ao longo do perfil do subsolo ensaiado.
- 2- Os parâmetros geotécnicos obtidos do SPT, através de correlações empíricas, bem como obtidos a partir da análise da curva pressiométrica se mostraram ferramentas úteis para aplicação em projetos de fundações.
- 3- O módulo pressiométrico,  $E_M$ , é bastante influenciado pelo processo de perfuração. Nesta campanha observa-se que as dispersões não foram muito acentuadas, o que caracteriza que os furos foram bem executados.
- 4- O módulo pressiométrico,  $E_M$ , nesta campanha de ensaio, cresceu com a compacidade do solo e não com a profundidade dos furos de sondagens.
- 5- Observa-se que os valores do módulo pressiométrico,  $E_M$ , obtidos nesta campanha, são coerentes com os valores publicados na literatura para solos arenosos.
- 6- O perfil do comportamento do módulo pressiométrico,  $E_M$ , acompanha o perfil geotécnico do subsolo ensaiado, obtido através do SPT.
- 7- A pressão limite sofre pouca influência das perturbações provocadas pelo processo de perfuração. Desta maneira, esta apresentou-se convergente e cresceu também com a compacidade dos solos arenosos, mostrando-se também uma ferramenta bastante útil para identificação da camada investigada.
- 8- Os valores da pressão limite,  $P_L$ , e pressão limite efetiva,  $P_L^*$ , são coerentes com os valores publicados na literatura para o tipo de solo ensaiado.
- 9- Os valores das relações  $E_M/P_L$  e  $E_M/P_L^*$  estão dentro da faixa de valores esperados relativos a este tipo de solo. Portanto, pode-se concluir quanto à boa execução dos furos e quanto a boa execução do ensaio.

- 10- A utilização de uma sonda pressiométrica com cobertura metálica, é problemática, devido ao acúmulo de areia em suas reentrâncias, apresentando dificuldades para sua colocação e retirada do furo.
- 11- O equipamento para o ensaio de placa helicoidal necessita de uma modificação em sua estrutura física, bem como de um sistema de cravação mecânico/automático, que possibilite a cravação da placa a qualquer profundidade de ensaio e em qualquer tipo de solo.

### **5.2- Sugestões para futuras pesquisas.**

As sugestões que serão apresentadas nos tópicos que seguem, poderão contribuir para aumentar o nível de discussão bem como o conhecimento sobre os ensaios e seus questionamentos sempre presentes.

- 1- Incorporar à sonda pressiométrica um dispositivo de medição automática de dados, pois minimizaria os efeitos das imprecisões das leituras de volumímetro e de manômetro.
- 2- Formar um banco de dados com o maior número possível de informações obtidas do SPT e pressiométrico, nesta faixa litorânea da grande João Pessoa, para melhor traçar um perfil do subsolo, e melhor dimensionar as estruturas de fundações.
- 3- Devido a impossibilidade de determinação da tensão horizontal no repouso, a partir da curva pressiométrica, conseqüência de um número muito baixo de pontos obtidos na fase de recompressão, sugere-se que uma campanha de ensaios seja feita com o objetivo de coletar um número significativo de pontos nesta fase do ensaio.
- 4- Correlacionar resultados fornecidos pelo pressiômetro com os resultados do SPT-T.
- 5- Dotar a placa helicoidal de sistemas de ancoragem, cravação e reação que possibilitem a execução de ensaios em camadas onde a compacidade seja elevada.
- 6- Incorporar à placa helicoidal um dispositivo de leitura de poro-pressão, em depósito argilosos saturados, bem como de um sistema automático de coleta de dados para utilização em todos os ensaios.
- 7- Efetuar mais ensaios de placa helicoidal, para formar um banco de dados e adequar o equipamento às várias condições de solos.

## 6.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT**, NBR 6484, Execução de Sondagem de Simples Reconhecimento dos Solos., 1980.
- ABNT**, NBR 7250, Identificação e Descrição de Amostras de Solos Obtidos em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos, 1980.
- ASTM (1987)**- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS, Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, D4719/87, Annual Book of ASTM Standards, v. 04.08, New York.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F., LE MÉE, E., LE MÉHAUTÉ, A. (1972)**, Expansion des Sondes Cylindriques Dans les Sols Cohérents, Bull. Liaison des LCPC, nº 67, pp. 189- 202.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F., SHIELDS, D.H. (1978)**, The Pressuremeter and Foundation Engineering, 1ª Ed. Clausthal, Germany, Trans Tech Publication, 617p.
- BELINCANTA, A., NAVAJAS, S., SOBRINHO, R.R. (1994)**, Método para Medida da Energia Dinâmica no SPT, Solos e Rochas, ABMS/ABGE, pp. 93-110.
- BEZERRA, S.P., LUCENA, F.B. (1990)**, Aplicação do Pressiômetro de Briaud em Projetos de Fundações Superficiais, Seminário Regional de Engenharia Civil, v. 02, pp. 457-470.
- BISHOP, R.F., HILL, R., MOTT, N.F. (1945)**, The Theory of Indentation and Hardness Test, Proceedings of the Physical Society, London, v.57, n.321, pt.3, pp147-159.
- BRANDT, J.R.T. (1978)**, Utilização de um novo Pressiômetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais e Gnaissicos Jovens e de Estratos Terciários Paulista, Dissertação de Mestrado, DEC, PUC, Rio de Janeiro.
- BRIAUD, J.L., (1985c)**, Correlation, between Pressuremeter Data and others Parameters, Research Report, Civil Engineering, Texas A&M University (citado por BRIAUD, 1992).
- BRIAUD, J.L. (1992)**, The Pressuremeter, Trans Tech Publications, Balkema, Roterdã, 322p.
- BOSCH, D.R. (1996)**, Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivos-Friccionais através de Métodos Analíticos, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- CALHOON, M.(1970)**, Field testing with pressuremeter, University of Kansas;
- CASSAN, M.,(1978)**, Les Essais in situ en Mecanique des Sols, Tome 1, Editions Eyrolles, Paris;

- CARTER, J. P., BOOKER, J.R., YEUNG, S.K. (1986)**, Cavity Expansion in Cohesive Frictional Soils, *Geotechnique*, London, v36, n.3, pp349-358.
- CAVALCANTE, E.H. (1997)**, Uma Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão x Deformação de um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife, através da utilização do Pressiômetro Ménard, Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande-PB.
- CLARKE, B.G. (1995)**, Pressuremeter in Geotechnical Design, Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha, 362p.
- CONCIANI, W. (1989)**, Desenvolvimento de uma Placa Helicoidal com Capacidade de Medida de Poro-Pressão, para Estudo do Comportamento Tensão-Deformação dos Solos, Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande-PB.
- CUNHA, R.P. (1996)**, A new cavity expansion model to simulate selfboring pressuremeter tests in sand, *Solos e Rochas*, n.19, São Paulo, pp.15-27.
- DECOURT, L. (1989)**, The Standard Penetration Test – State of Art Report, In: *ICSMFE*, 12.
- De MELO, V.P.B. (1967)**, Considerações sobre os Ensaios de Penetração e suas Aplicações a Problemas de Fundações Rasas, São Paulo.
- De MELO, V.P.B. (1971)**, The Penetration Test, 4<sup>th</sup> PanAm Conf. ISMFE, Puerto Rico, v.01, pp1-86.
- FERREIRA, R. (1992)**, Soils parameters derived from interpretation of pressuremeter test using Curve fitting technique, Ph. D Thesis, University of Alberta, Alberta.
- GIBBS, H.J., HOLTZ, W.G. (1957)**, Research on determining the density of sands by spoon penetration testing, *Proc. 4th Int. Geotechnique*, n. 1, p. 35 (citado por Mitchell e Gardner, 1975).
- HARTMAN, J.P.(1974)**, Finite element parametric study of vertical strain influence factor and the pressuremeter test to estimate settlement of footings in sand, Tese de Doutorado, University of Florida (citado por BRIAUD, 1992).
- HARTMAN, J.P., SCHMERTMANN, J.H.(1975)**, FEM study elastic phase of pressuremeter test, In: *Specialty Conference on in situ measurement of soil properties*, Raleigh, North Caroline, Proceedings, pp. 190-207.
- HUGHES, J.M.O., WROTH, G.P., WINDLE, D. (1977)**, Pressuremeter Test in sand, *Geotechnique*, v.27, n.04, (citado por BRIAUD, 1992);
- HUGHES, J.M.O. (1982)**, Interpretation of pressuremeter test for the determination of elastic shear modulus, In: *Engineering Foundation Conference on Updating Subsurface Sampling of Soils and Rocks and their 'in situ' Testing*, Santa Bárbara, Proc. Santa Barbara: ASCE, PP. 279-289 (citado por BOSCH, 1996).

- IBGE (1977)**, Geografia do Brasil, Região Nordeste, v. 02, Rio de Janeiro.
- JANBU, N., SENNESSET, K. (1973)**, Field Compressometer- Principles and Applications, 8<sup>th</sup> ICSMFE, Moscou, v.01, pp. 191-198.
- KUMMENEJE., EIDE, O. (1961)**, Investigator of loose sand deposit by blasting, (citado por CONCIANI, 1989).
- LANCELLOTA, R. (1995)**, Geotechnical Engineering, Roterdã, A.A. Balkema, pp. 191.
- LAIER, J.E., SCHMERTMANN, H.(1975)**, Effect of Pressuremeter Length in Dry Sand, Proc. of Conference on in situ Measurement of Soil Properties, v.02, pp. 241-259, Raleigh, North Caroline.
- LIVINEH, M., GELLERT, M., UZAN, J. (1971).**, Determination of the Elastic Modulus of the Soil by Pressuremeter Test- Theoretical Background, Journal of Materials, JMLSA, V.06, N.02.
- MÉNARD, L. (1963)**, Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais pressiometriques, Soils-soils, v.02, n. 5,6, ( citado por BRIAUD, 1992).
- MÉNARD, L. (1963)**, Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais pressiometriques, Soils- soils, v.02, n. 5, ( citado por CLARKE, 1995).
- MÉNARD, L. (1975)**, The Ménard Pressuremeter, Interpretation and application of pressuremeter test results to foundation design, Soils- Soils, n.26.
- MÉNARD PRESSUREMETER. (1994)**, Manual of instructions, APAGEO/SEGELM.
- MINISTÉRIO DA AGRICULTURA. (1972)**, Levantamento exploratório- Reconhecimento de solos do estado da Paraíba, Bol. 15, n.08, Rio de Janeiro.
- MILITITSKI, J., CLAYTON, C.R.I., TALBOT, J.C.S., DIKRAN, S. (1982)**, Previsão de Recalque em Solos Granulares utilizando resultados do SPT: Revisão Crítica, VII COBRAMSEF, Olinda-PE.
- MITCHELL, J.K., GARDNER, W.S. (1975)**, “In situ” measurement of volume change characteristics, Proceedings of the Conference on “in situ” measurements of soil properties, Raleigh, North Caroline, v.02, pp. 278-345.
- NAKAHARA, S.M. (1995)**, Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratórios, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- NORME FRANÇAISE.(1991)**, Essai pressiométrique Ménard: NF P94-110, Paris.
- PINTO, C.S.(1996)**, Propriedade dos Solos, In: Fundações Teoria e Prática, Ed. PINI, São Paulo.

- PALACIOS, (1977)**, The Theory and Measurement of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling, Dissertation for the Degree of Doctor of Philosophy, University of Florida.
- QUARESMA, A.R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R. (1996)**, Investigações Geotécnicas, Pressiômetros, Fundações Teoria e Prática, ABMS/ABEF, Ed. PINI, pp.129-130).
- SALGADO, R., MITCHELL, J.K., JAMIOLKOWSKI, M. (1997)**, Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pp. 344-354, v.123, n.04.
- SELVADURAI, A.P.S., NICHOLAS, T.J. (1979)**, A theoretical assesment of the screw plate test, 39<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference, 'in situ' Testing and Field Behavior, Ottawa, pp. 167-178.
- SOARES, M.M., (1987)**, O Uso de Ensaio de Campo para Obtenção de Parâmetros Geotécnicos, Anais do SGST, v.01, pp.229-266, Brasília.
- SOARES, J.M.D., CONCIANI, W. (1996)**, O Uso da Técnica de Reflectometria no Domínio do Tempo para Determinação da Umidade do Solo In Situ, Solos e Rochas, ABMS/ABGE, pp. 189-199.
- SCHMERTMANN, J.H. (1970)**, Suggested Method for Screw Plate Load Test. Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes, 5<sup>th</sup> Edition, Philadelphia, ASTM, STP 479, PP.81-85.
- SCHMERTMANN, J.H. (1978)**, Use the SPT to measure dynamic soil properties.- Proc. Symp. Dyn. Geot. Test, ASTM, STP, 654, pp. 341-355, Denver.
- SCHMERTMANN, J.H. (1979)**, Statics of SPT, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE 105, pp.655-670.
- SCHMERTMANN, J.H., PALACIOS, (1979)**, Energy Dynamics of the SPT, J. Geotechnical Engineering Division, ASCE 105, pp.909- 926.
- SCHULTZE, E. & BIEDERMAN, B.** Pressuremeter, penetrometer and oedometer tests. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pg 271-276. 1977.
- SKEMPTOM, A.W.(1986)**, Standadrd Penetration Test Procedure and the effects in sands of overbuden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation, Geotechnique 36, pp.425-447;
- TALBOT, J.C.S. (1981)**, The Prediction of Settlements Using In Situ Penetration Test, Dissertação de Mestrado, University of Surrey, U.K..
- TRANTER, C.J. (1946)**, On the elastic distortion of a cylindrical hole by a localized Hydrostatic Pressure, QAMAA, v.04, n.03.

**VÉSIC, A.S. (1972)**, Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, ASCE Soil Mechanics and Foundation Engineering Journal, v.98, SM3;

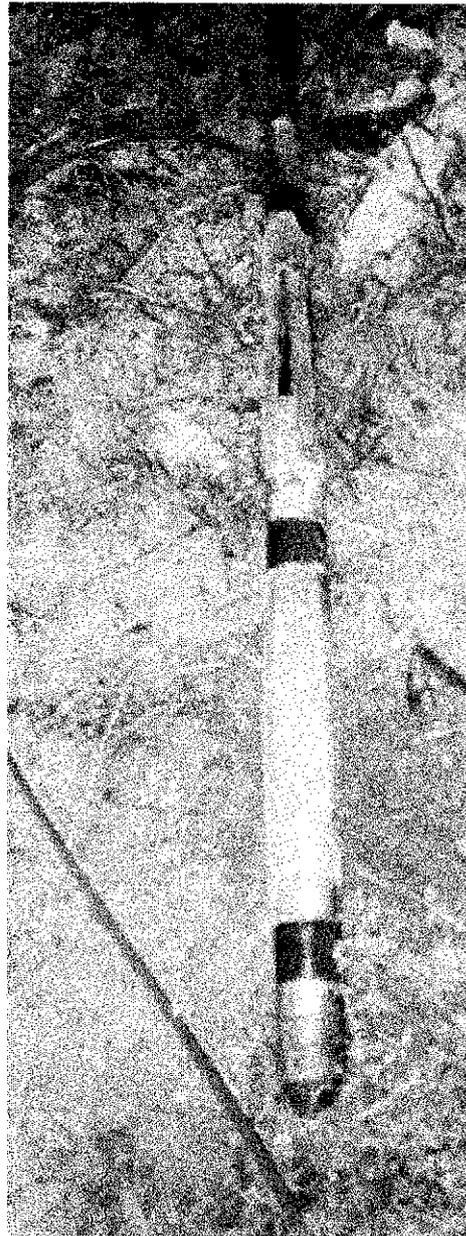
**APÊNDICE**

Apêndice

**SONDA PRESSIOMÉTRICA COM COBERTURA METÁLICA  
E  
ACESSÓRIOS DA PLACA HELICOIDAL**

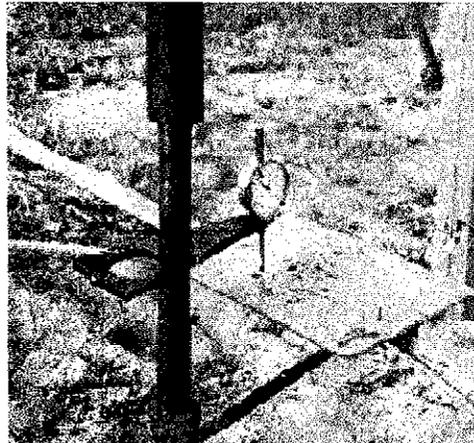


**Figura 7.1** - Sonda com cobertura metálica após utilização na campanha de ensaio.



**Figura 7.2** - Sonda com cobertura metálica antes de ser utilizada.

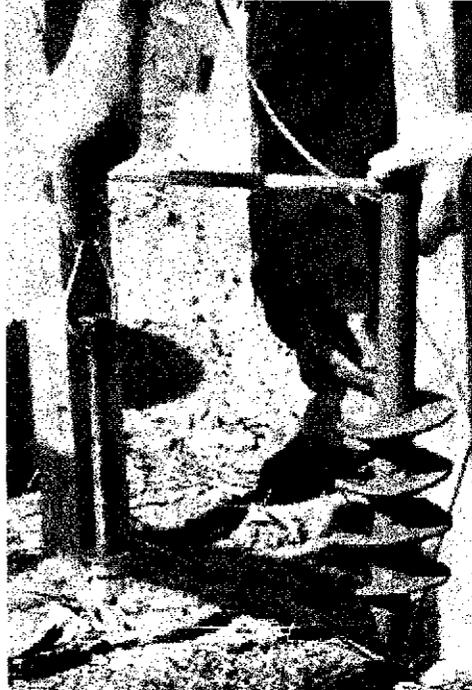
**Figura 7.3** - Sistema de medição de deslocamento ( extensômetro e viga metálica) utilizado nos ensaios de placa helicoidal.



**Figura 7.4** - Célula de carga utilizada nos ensaios de placa helicoidal.

## Apêndice

**Figura 7.5** - Sistema de ancoragem (trados e parafusos de rosca longa) utilizado nos ensaios de placa helicoidal.



**Figura 7.6** - Furo de sondagem com a inserção da placa helicoidal utilizada nesta campanha de ensaios.