

216622-1

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - CPGEC**

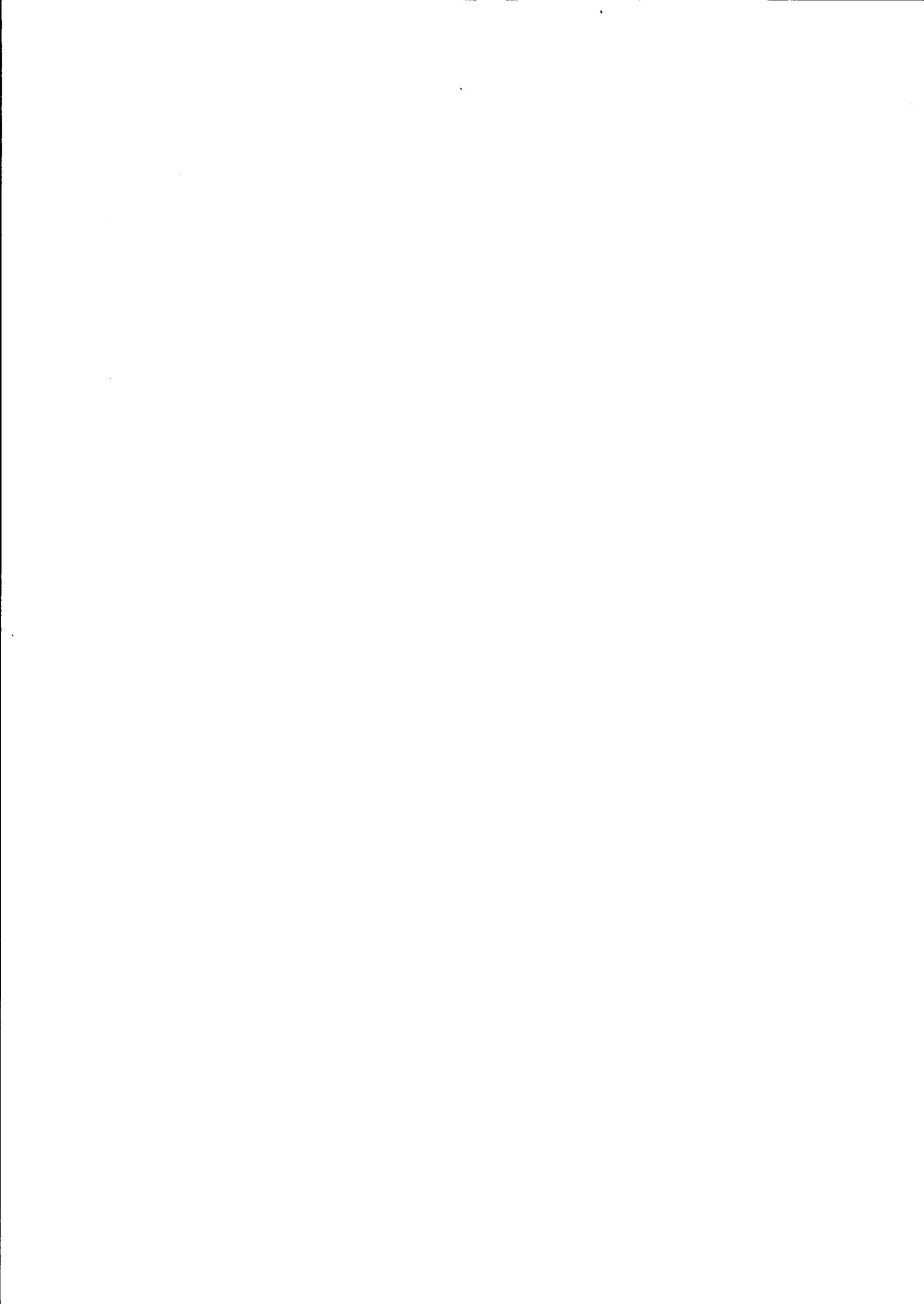
**INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO**  
**EM SOLOS COESIVO-FRICCIONAIS**  
**ATRAVÉS DE MÉTODOS ANALÍTICOS**

Dante René Bosch

Dissertação para obtenção do título de  
**MESTRE EM ENGENHARIA**

Porto Alegre

1996



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA**  
**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - CPGEC**

**INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO**  
**EM SOLOS COESIVO-FRICCIONAIS**  
**ATRAVÉS DE MÉTODOS ANALÍTICOS**

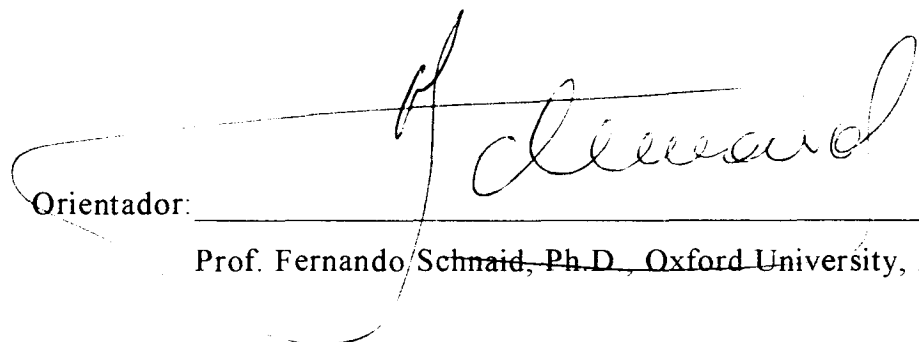
Dante René Bosch

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

Porto Alegre

1996

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de *Mestre em Engenharia* e aprovada em sua forma final pelo orientador e pela Banca Examinadora do Curso de Pós-Graduação.


  
Orientador: \_\_\_\_\_  
Prof. Fernando Schmaid, Ph.D., Oxford University, Reino Unido.

Banca Examinadora:

Prof. J.A.R. Ortigão, D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Prof. L.A. Bressani, Ph.D., London University, Reino Unido.

Prof. N.C. Consoli, Ph.D., Concordia University, Canada.

  
\_\_\_\_\_  
Profª. Denise Carpena Coitinho Dal Molin.

Coordenador do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Porto Alegre, Setembro de 1996.

*Aos meus pais...*

## AGRADECIMENTOS

Desejo externar meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas e instituições:

Ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CPGEC-UFRGS), por aceitar minha participação no Curso de Pós-Graduação.

Ao professor orientador Fernando Schnaid, pela instrutiva orientação e constante estímulo transmitido, fundamentais ao desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelos conhecimentos que me transmitiram, em especial, ao professor Luiz Antônio Bressani, pelas valiosas sugestões e contribuições dadas para a realização deste trabalho.

Ao professor Eliseo Popolizio da Universidad Nacional del Nordeste, pelo constante apoio, estímulo e interesse prestados durante a realização do presente curso.

Aos colegas e amigos do Curso de Pós-Graduação Bibiana Cardoso Fogaça, Maria Regina Horn e Márcio Antônio Vendruscolo, pela colaboração, estímulo e especialmente pela amizade que me brindaram.

A Fernando M. Mántaras e Luis Otavio B. Prates da Cunha, pelo estímulo e amizade.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES, pelo apoio financeiro que possibilitou este trabalho.

À Secretaria General de Ciencia e Técnica da UNNE, por apoiar minha participação no presente curso.

À CIENTEC, pelo empréstimo do equipamento pressiométrico e disponibilidade de funcionários para a realização dos ensaios de campo.

Ao Prof. Luiz Antônio Bressani e à colega Maria Regina Horn pelo fornecimento de dados experimentais referentes a ensaios realizados no mesmo local estudado neste trabalho.

Aos colegas Márcio Antônio Vendruscolo pela colaboração na realização dos ensaios de campo, e Luis Fernando Sales pelo auxílio na impressão final do presente trabalho.

Aos meus pais, por proporcionarem de todas as formas possíveis, as condições para a realização deste curso.

A minha namorada, Laura, pelo carinho, paciência e apoio transmitidos durante a execução deste trabalho.

A todos que colaboraram direta ou indiretamente na elaboração deste trabalho, o meu reconhecimento.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	x
LISTA DE TABELAS.....	xiv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xv
RESUMO .....	xviii
ABSTRACT.....	xix
1 <b>INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1    Relevância do assunto estudado .....	1
1.2    Objetivos da pesquisa.....	2
1.3    Organização da dissertação.....	3
2 <b>REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA</b> .....	5
2.1    Introdução.....	5
2.2    Solos coesivo-friccionais.....	5
2.2.1    Generalidades .....	5
2.2.2    Características dos solos tropicais lateríticos e saprolíticos .....	6
2.2.3    O efeito da sucção .....	8
2.2.4    O efeito da cimentação .....	13
2.3    Ensaio de campo .....	15
2.3.1    Ensaio de cone penetrometria, CPT .....	17
2.3.2    Ensaio pressiométrico.....	21
2.3.3    Parâmetros obtidos do ensaio.....	26
2.3.4    Interpretação do ensaio pressiométrico através de métodos analíticos .....	31
3 <b>CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO</b> .....	38
3.1    Localização .....	38
3.2    Geologia e Pedologia .....	38
3.3    Ensaio de caracterização .....	41
3.3.1    Perfil do subsolo.....	42
3.3.2    Ensaio de laboratório .....	43



3.3.2.1	Ensaio de Granulometria .....	43
3.3.2.2	Ensaio para a determinação dos limites de Atterberg e dos índices físicos. .	45
3.3.2.3	Ensaio de cisalhamento direto.....	45
4	<b>ENSAIOS DE CAMPO .....</b>	<b>48</b>
4.1	Ensaio de CPT (Cone Penetration Test).....	48
4.1.1	Descrição do equipamento.....	49
4.1.2	Calibração do cone elétrico.....	53
4.1.3	Procedimento de ensaio.....	53
4.1.4	Apresentação de resultados.....	54
4.2	Ensaio Pressiométrico .....	57
4.2.1	Descrição do equipamento.....	58
4.2.2	Calibrações.....	61
4.2.2.1	Calibração para corrigir as perdas de pressão ( $P_c$ ) .....	61
4.2.2.2	Calibração para corrigir as perdas de volume ( $V_c$ ) .....	62
4.2.3	Cálculo do volume da célula de medição ( $V_o$ ).....	64
4.2.4	Execução do ensaio.....	64
4.2.5	Apresentação dos resultados.....	72
5	<b>ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS .....</b>	<b>76</b>
5.1	Ensaio de CPT .....	76
5.2	Ensaio pressiométrico.....	82
5.2.1	Determinação do tramo pseudo-elástico.....	82
5.2.2	Parâmetros de deformabilidade.....	87
5.2.3	Tensão horizontal total in situ.....	92
5.2.4	Pressão limite .....	93
5.2.5	Ensaio pressiométrico especiais.....	98
6	<b>INTERPRETAÇÃO MEDIANTE A UTILIZAÇÃO DA TEORIA DE EXPANSÃO DE CAVIDADE.....</b>	<b>105</b>
6.1	Considerações sobre as formulações utilizadas .....	106
6.2	Influência dos parâmetros na forma da curva.....	107
6.3	Procedimento de ajuste.....	116
6.4	Seleção dos parâmetros .....	116
6.4.1	Coefficiente de Poisson ( $\nu$ ).....	118

6.4.2	Ângulo de dilatação ( $\psi$ ).....	118
6.4.3	Módulo de cisalhamento (G).....	119
6.4.4	Tensão horizontal in situ ( $P_o$ ).....	120
6.4.5	Ângulo de atrito interno ( $\phi$ ).....	121
6.4.6	Coesão (c).....	122
6.4.7	Considerações finais.....	123
6.5	Resultados da análise .....	123
6.6	Procedimento alternativo de ajuste .....	133
6.7	Considerações finais.....	136
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	137
7.1	Conclusões.....	137
7.2	Sugestões para pesquisas futuras.....	141
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	142

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Gráfico para a identificação de solos proposto por Robertson e Campanela (1983). .....	20
Figura 2.2: Exemplo de curva pressiométrica e curva de fluência. ....	25
Figura 3.1: Localização do local de estudo. ....	39
Figura 3.2: Levantamento topográfico do local de estudo. ....	40
Figura 3.3: Perfil típico do local estudado.....	42
Figura 3.4: Perfil de umidade no local de estudo. ....	43
Figura 3.5: Curvas granulométricas dos horizontes B e C (Horn, 1996). ....	44
Figura 3.6: Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto do horizonte B (Bressani e outros, 1995).....	47
Figura 3.7: Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto do horizonte C (Bressani e outros, 1995).....	47
Figura 4.1: Esquema do CPT elétrico e seus componentes. ....	51
Figura 4.2: Vista do equipamento de CPT utilizado nesta pesquisa. ....	51
Figura 4.3: Esquema do sistema de aquisição de dados. ....	52
Figura 4.4: Ensaio de cone elétrico CPT1. ....	55
Figura 4.5: Ensaio de cone elétrico CPT2. ....	55
Figura 4.6: Ensaio de cone elétrico CPT3. ....	56
Figura 4.7: Superposição dos ensaios de cone elétrico CPT1, CPT2 e CPT3. ....	56
Figura 4.8: Pressiômetro, vista do equipamento completo. ....	59
Figura 4.9: Esquema do pressiômetro Ménard. ....	59
Figura 4.10: Pressiômetro, vista frontal da CPV.....	60
Figura 4.11: Exemplo de calibração para avaliar as perdas de pressão.....	62
Figura 4.12: Calibração da sonda para avaliar as perdas de volume. ....	63
Figura 4.13: Exemplo de uma curva pressiométrica típica. ....	68
Figura 4.14: Exemplos de ciclos de descarga-recarga.....	69

Figura 4.15: Tipos de curvas obtidas no ensaio pressiométrico segundo as características de ensaio. ....	71
Figura 4.16: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos do furo N° 1. ....	73
Figura 4.17: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos do furo N° 2. ....	73
Figura 4.18: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos do furo N° 3. ....	74
Figura 4.19: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos “especiais” do furo N° 4. ....	74
Figura 5.1: Perfil do subsolo. ....	79
Figura 5.2: Utilização do gráfico de identificação de solos proposto por Robertson e Campanela (1983) ao ensaio CPTMM1. ....	80
Figura 5.3: Utilização do gráfico de identificação de solos proposto por Robertson e Campanela (1983) ao ensaio CPTMM2. ....	80
Figura 5.4: Utilização do gráfico de identificação de solos proposto por Robertson e Campanela (1983) ao ensaio CPTMM3. ....	81
Figura 5.5: Curva de fluência para o ensaio EPMM1300. ....	83
Figura 5.6: Determinação do tramo pseudo-elástico no ensaio EPMM2070. ....	85
Figura 5.7: Determinação do tramo pseudo-elástico no ensaio EPMM1300. ....	85
Figura 5.8: Curva pressiométrica e de fluência do ensaio EPMM1225. ....	86
Figura 5.9: Curva pressiométrica e de fluência do ensaio EPMM1300. ....	86
Figura 5.10: Variação do módulo pressiométrico com a profundidade. ....	89
Figura 5.11: Variação do módulo cisalhante normalizado, com a deformação volumétrica específica. ....	91
Figura 5.12: Variação das pressões ( $P_{oM}$ ) e ( $P_f$ ) com a profundidade. ....	95
Figura 5.13: Variação do coeficiente de empuxo em repouso ( $K$ ) com a profundidade. ....	95
Figura 5.14: Diferentes critérios para a determinação da pressão limite ( $P_l$ ). ....	97
Figura 5.15: Comparação entre os valores de ( $P_l$ ) e ( $P_{lM}$ ) com os de ( $q_c$ ). ....	98
Figura 5.16: Curvas pressiométricas do ensaio especial EPMM4070, e dos ensaios padrão executados à profundidade de 0.70 m. ....	100
Figura 5.17: Curvas pressiométricas do ensaio especial EPMM4225, e dos ensaios padrão executados à profundidade de 2.25 m. ....	100

Figura 5.18: Variação do volume injetado com o tempo em cada incremento de pressão para o ensaio EPMM4070.....	103
Figura 5.19: Variação do volume injetado com o tempo em cada incremento de pressão para o ensaio EPMM4225.....	103
Figura 5.20: Variação do incremento de volume com o logaritmo do tempo, para o ensaio EPMM4070.....	104
Figura 5.21: Variação do incremento de volume com o logaritmo do tempo, para o ensaio EPMM4225.....	104
Figura 6.1: Influência do coeficiente de Poisson na forma da curva teórica.....	109
Figura 6.2: Influência do coeficiente de Poisson na pressão limite.....	109
Figura 6.3: Influência da dilatância na forma da curva teórica.....	110
Figura 6.4: Influência da dilatância na pressão limite.....	110
Figura 6.5: Influência do módulo cisalhante na forma da curva teórica.....	111
Figura 6.6: Influência do módulo cisalhante na pressão limite.....	111
Figura 6.7: Influência da pressão geostática na forma da curva teórica.....	112
Figura 6.8: Influência da pressão geostática na pressão limite.....	112
Figura 6.9: Influência do intercepto coesivo na forma da curva teórica.....	113
Figura 6.10: Influência do intercepto coesivo na pressão limite.....	113
Figura 6.11: Influência do ângulo de atrito interno na forma da curva teórica.....	114
Figura 6.12: Influência do ângulo de atrito interno na pressão limite.....	114
Figura 6.13: Influência dos diferentes parâmetros na forma da curva teórica.....	115
Figura 6.14: Fluxograma para o procedimento de ajuste.....	117
Figura 6.15: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1070.....	124
Figura 6.16: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1150.....	125
Figura 6.17: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1225.....	125
Figura 6.18: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1300.....	126
Figura 6.19: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1400.....	126
Figura 6.20: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1500.....	127
Figura 6.21: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM3070.....	127
Figura 6.22: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM3150.....	128
Figura 6.23: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM3225.....	128
Figura 6.24: Perfil do intercepto coesivo.....	130
Figura 6.25: Perfil do ângulo de atrito interno.....	130

Figura 6.26: Perfil de módulos cisalhantes. ....	131
Figura 6.27: Perfil das pressões geostáticas. ....	131
Figura 6.28: Perfil do coeficiente de empuxo em repouso.....	132
Figura 6.29: Obtenção do ponto de referência ( $P_{o,a_{our}}$ ).....	134
Figura 6.30: Ajuste pelo procedimento alternativo do ensaio EPMM1150. ....	135
Figura 6.31: Ajuste pelo procedimento alternativo do ensaio EPMM1225. ....	135

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Análise Granulométrica (Horn, 1996).....	44
Tabela 3.2: Limites de Atterberg dos horizontes B e C (Horn, 1996).....	45
Tabela 3.3: Índices físicos dos horizontes B e C (Horn, 1996).....	45
Tabela 3.4: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (Bressani e outros, 1996).....	46
Tabela 4.1: Características dos ensaios pressiométricos.....	57
Tabela 4.2: Pressão medida no manômetro diferencial em função da profundidade.....	66
Tabela 5.1: Limites do tramo pseudo-elástico segundo os critérios da Norma Francesa P94-110 e da interpretação da curva de fluência.....	84
Tabela 5.2: Valores de ( $E_p$ ), ( $G_i$ ) e ( $\gamma$ ) baseados na interpretação da curva de fluência.....	88
Tabela 5.3: Resumo dos módulos cisalhantes e deformações específicas.....	90
Tabela 5.4: Coeficiente de empuxo ao repouso ( $K$ ).....	94
Tabela 5.5: Valores das pressões limites segundo os diferentes critérios.....	94
Tabela 5.6: Ensaios especiais e padrão, limites do tramo pseudo elástico segundo o critério da Norma Francesa.....	101
Tabela 5.7: Ensaios especiais e padrão, valores da pressão limite segundo os diferentes critérios.....	101
Tabela 6.1: Análise paramétrica, resumo dos parâmetros analisados e os valores adotados em cada caso.....	108
Tabela 6.2: Valores típicos do coeficiente de Poisson, Berberian (1986).....	118
Tabela 6.3: Resumo dos parâmetros resultantes da simulação e valores de referência. (Valores adotados: $\nu = 0.3$ , e $\gamma = 0$ ).....	124
Tabela 6.4: Resumo dos valores obtidos na simulação alternativa. (Valores adotados: $\nu = 0.3$ , e $\gamma = 0$ ).....	134

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

- a : coeficiente de expansão do sistema pressiométrico.
- $a_0$  : raio inicial da cavidade.
- $a_{our}$  : raio da cavidade correspondente ao início do recarreamento para ( $P = P_{oM}$ )
- c : intercepto coesivo (tensões totais)
- c' : intercepto coesivo (tensões efetivas)
- D : diâmetro da sonda pressiométrica.
- $D_H$  : diâmetro do furo de sondagem para o ensaio pressiométrico.
- $d_i$  : diâmetro interno do tubo de aço.
- $D_r$  : densidade relativa.
- e : índice de vazios.
- E : módulo de elasticidade
- $E_i$  : módulo de elasticidade inicial
- $E_p$  : módulo pressiométrico.
- $E_{pM}$  : módulo pressiométrico Ménard
- $f_s$  : atrito lateral do cone.
- G : módulo de cisalhamento do solo.
- G : peso específico real dos grãos.
- $G_{aj}$  : módulo cisalhante ajustado.
- $G_i$  : módulo de cisalhamento inicial.
- $G_u$  : módulo de cisalhamento no descarregamento final.
- $G_{ur}$  : módulo de cisalhamento de descarga-recarga.
- $I_p$  : índice de plasticidade.
- K : coeficiente de empuxo horizontal em repouso
- $L_{min}$  : distância mínima entre cada ensaio pressiométrico.
- $l_s$  : comprimento da célula de medição.
- M : declividade da linha de estado crítico
- $m_i$  : declividade de cada segmento da curva pressiométrica.



- $m_k$  : segmento de maior declividade na curva pressiométrica.
- $p$  :  $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$
- $P$  : pressão aplicada ao solo.
- $P$  : pressão na cavidade cilíndrica.
- $P_c$  : perdas de pressão no ensaio pressiométrico.
- $P_e$  : pressão de início do segmento de maior declividade da curva pressiométrica
- $P_e'$  : pressão do fim do segmento de maior declividade da curva pressiométrica
- $P_f$  : pressão de plastificação.
- $P_f$  : pressão final do tramo pseudo-elástico
- $P_h$  : pressão hidrostática do circuito de água.
- $P_l$  : pressão correspondente a uma expansão de cavidade cilíndrica infinita
- $P_{lida}$  : pressão lida no manômetro da CPV durante o ensaio pressiométrico.
- $P_{IM}$  : pressão limite Ménard.
- $P_o$  : pressão horizontal in situ.
- $P_o$  : pressão horizontal total in situ.
- $P_{oM}$  : pressão de início do tramo pseudo-elástico.
- $P_{oM}$  : pressão horizontal obtida a partir da curva pressiométrica.
- $q$  :  $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$
- $q_c$  : resistência de ponta do cone.
- $R_f$  : relação de atrito.
- $S$  : grau de saturação.
- $s$  : sucção.
- $S_i$  : grau de saturação.
- $S_u$  : resistência ao cisalhamento não drenada.
- $u_a$  : pressão de ar nos vazios.
- $u_w$  : pressão d'água nos vazios.
- $V$  : volume injetado na sonda.
- $V_c$  : perdas de volume no ensaio pressiométrico.
- $V_{co}$  : volume injetado na calibração no tubo de aço para  $P = 0$ .
- $V_f$  : volume correspondente a  $(P_f)$ .
- $V_{lido}$  : volume lido no volumímetro da CPV durante o ensaio pressiométrico.
- $V_m$  : leitura volumétrica no meio do tramo ( $\Delta V$ ).

- $V_o$  : volume correspondente a ( $P_o$ ).  
 $V_o$  : volume inicial da célula de medição.  
 $\varphi$  : ângulo de atrito interno do solo em tensões totais  
 $\psi$  : ângulo de dilatância do solo.  
 $\nu$  : coeficiente de Poisson.  
 $\gamma$  : deformação volumétrica específica.  
 $\chi$  : fator da formulação de Bishop e outros (1960).  
 $\sigma$  : tensão normal total.  
 $\varphi'$  : ângulo de atrito interno do solo em tensões efetivas  
 $\varphi^b$  : ângulo de atrito com respeito a variações de sucção  
 $\varphi_{cv}$  : ângulo de atrito interno para grandes deformações.  
 $\gamma_d$  : peso específico do solo seco.  
 $\sigma_h$  : tensão horizontal in situ.  
 $\omega_l$  : limite de liquidez.  
 $\omega_n$  : unidade natural.  
 $\omega_p$  : limite de plasticidade.  
 $\varphi_{pico}$  : ângulo de atrito interno de pico.  
 $\gamma_t$  : peso específico do solo natural.

## RESUMO

Uma metodologia é apresentada no presente trabalho para a investigação das propriedades de solos cimentados, cujo objetivo é estudar a adequabilidade do ensaio pressiométrico Ménard na previsão de parâmetros geotécnicos em solos coesivo-friccionais, através de formulações analíticas baseadas na Teoria de Expansão de Cavidade. O método proposto consiste na simulação teórica da curva pressiométrica experimental, mediante a seleção racional dos parâmetros de solo empregados pelo modelo elasto-plástico utilizado na descrição do comportamento do material.

Dois métodos analíticos foram empregados na análise. Estes métodos foram implementados em planilhas eletrônicas, disponíveis comercialmente para aplicação em microcomputador. Os aplicativos executam os cálculos correspondentes ao ajuste das curvas e apresentam graficamente os resultados. A graficação do ajuste na tela do computador permite uma avaliação visual da comparação entre as curvas experimental e teórica. Os parâmetros adotados na obtenção de uma curva analítica que se ajusta satisfatoriamente aos resultados experimentais correspondem em teoria àqueles representativos do comportamento do solo a níveis compatíveis de deformações cisalhantes.

A validação do método proposto foi obtida a partir da interpretação de ensaios pressiométricos em um solo decomposto de granito na região de Porto Alegre. Os parâmetros obtidos na simulação teórica são comparados com os resultados dados pelos métodos tradicionais de interpretação do ensaio e com parâmetros obtidos em ensaios de laboratório. Os resultados indicam que o pressiômetro pode constituir-se em ferramenta adequada à previsão de propriedades de solos coesivo-friccionais.

## ABSTRACT

A methodology has been developed in this research programme to predict soil properties from cemented soils on the basis of Ménard pressuremeter test results. Analytical solutions based on Cavity Expansion Theory are used to derive realistic soil parameters from elasto-perfectly plastic formulations.

Two methods have been used in the analysis. Both were implemented on spreadsheets available for commercial application on micro-computers. All calculations are carried out in the computer, allowing a visual comparison between experimental and theoretical results. The parameters obtained on a perfect curve fitting analysis will correspond to those that describe soil behaviour satisfactorily.

Validation of proposed methodology is based on a field programme designed to test granite weathered soils from the Porto Alegre area. Parameters obtained from the pressuremeter cavity expansion analysis have been compared to parameters derived from a conventional pressuremeter interpretation, as well as from the laboratory test results. The comparison shows a good agreement between measured and predicted data, which suggest that the pressuremeter is a useful tool to assess soil properties from cohesive-frictional materials.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Relevância do assunto estudado

Historicamente a Mecânica de Solos têm focalizado seus estudos no comportamento tensão-deformação-resistência de depósitos sedimentares, os quais encontram-se geralmente saturados. Ensaio de laboratório e de campo são interpretados segundo condições essencialmente drenadas ou não drenadas, obtendo-se como parâmetros resistentes o ângulo de atrito interno ou a resistência ao cisalhamento não drenada, respectivamente. No entanto, problemas relacionados com materiais que exibem comportamento coesivo-friccional, cuja resistência ao cisalhamento é função do intercepto coesivo e do ângulo de atrito interno, não podem ser estudadas mediante essas abordagens.

Grande parte do território brasileiro é recoberto por solos produzidos pelo intemperismo físico-químico da rocha matriz, denominados solos tropicais (lateríticos ou saprolíticos). Estes solos apresentam características típicas, encontrando-se geralmente não saturados e cimentados naturalmente devido a processos geológicos e pedológicos. A não saturação da massa do solo produz sucção, que é função do teor de umidade (*e.g.* Fredlund e Morgenstern, 1977; Fredlund e outros, 1978); a magnitude do intercepto coesivo é significativamente influenciada pelos valores de sucção (Gan e Fredlund, 1988; Escario, 1990; Escario, 1993). Em consequência o solo se comporta como um material coesivo-friccional necessitando-se em projetos determinar simultaneamente os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito interno.

Em princípio, a metodologia para a obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade destes solos, visando resolver problemas geotécnicos, constituiria em conhecer o valor da sucção *in situ* e realizar ensaios de laboratório com controle de

sucção. Entretanto esta metodologia não é utilizada na prática devido às limitações econômicas impostas pelo alto custo dos equipamentos empregados, como também, ao prolongado tempo necessário para a execução destes ensaios. Uma dificuldade adicional constitui a determinação realista da sucção de campo, e a escolha de um valor representativo considerando as variações sazonais de umidade.

Um procedimento alternativo constituiria-se em obter os parâmetros de resistência diretamente de ensaios de campo, mantendo-se o nível de sucção constante. Este trabalho visa estudar a aplicabilidade desta abordagem com base na utilização e interpretação do ensaio pressiométrico aplicado à previsão de propriedades de deformabilidade e resistência de solos coesivo-friccionais, mediante a utilização de formulações analíticas fechadas baseadas na Teoria de Expansão de Cavidade.

## **1.2 Objetivos da pesquisa**

O objetivo geral do presente trabalho consiste no estudo da adequabilidade do ensaio pressiométrico na obtenção de propriedades de deformabilidade e resistência de um solo coesivo-friccional, através da utilização de formulações analíticas.

Dentro desse objetivo geral, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos, operacionais, da pesquisa:

- Identificar o perfil do subsolo mediante a execução de sondagens de reconhecimento e ensaios de cone penetrometria, CPT.
- Estabelecer o comportamento tensão-deformação-resistência do solo mediante a execução de ensaios pressiométricos a diferentes profundidades.

- Analisar os resultados dos ensaios pressiométricos mediante métodos tradicionais de interpretação adotados na prática internacional.
- Estudar a adequabilidade de formulações analíticas da Teoria de Expansão de Cavidade para estimar parâmetros de deformabilidade e resistência, através da simulação teórica da curva pressiométrica.

### 1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação está estruturada em sete capítulos. Apresenta-se, no *Capítulo 2*, uma revisão bibliográfica dos tópicos específicos de interesse da dissertação, abordando temas relacionados ao tipo de solo estudado, ensaios de campo utilizados (ensaios de cone penetrometria e pressiométricos) e formulações analíticas empregadas na análise dos resultados de ensaio.

No *Capítulo 3* é feita uma caracterização do local de estudo, onde se apresenta uma descrição pedológica da unidade geotécnica e os resultados de ensaios de laboratório existentes.

No *Capítulo 4* são descritos os equipamentos e procedimentos de execução dos ensaios de CPT e pressiométrico, utilizados na fase experimental da pesquisa, sendo também apresentados os resultados desses ensaios.

No *Capítulo 5* é apresentada a análise e interpretação dos resultados de ensaios de campo. Os ensaios pressiométricos são interpretados com base em métodos tradicionais, que permitem a determinação de módulos de deformabilidade, bem como a determinação da magnitude das tensões geostáticas e da pressão limite.

No *Capítulo 6* é apresentada a interpretação dos ensaios pressiométricos mediante a utilização de formulações da Teoria de Expansão de Cavidade. Foi estabelecida uma metodologia para a simulação teórica da curva pressiométrica,

mediante a seleção racional dos parâmetros de ajuste. Estes resultados são validados à luz dos obtidos pelo método tradicional e em laboratório.

No *Capítulo 7* são discutidas as conclusões do trabalho e apresentadas as sugestões para futuras pesquisas.



## **2 REVISÃO DA BIBLIOGRAFIA**

### **2.1 Introdução**

Uma revisão breve e crítica do estado da arte é apresentada nos itens relacionados a solos coesivo-friccionais, ensaios de cone e ensaios pressiométricos. Estes tópicos têm sido objeto de estudo em teses recentes de Mestrado e Doutorado nesta universidade, não sendo portanto necessário abordá-los com detalhe. Referência específica é feita a trabalhos anteriores desenvolvidos no CPGEC da UFRGS.

A contribuição inovadora desta tese refere-se ao uso de soluções analíticas aplicadas à interpretação de ensaios pressiométricos. Os modelos elasto-plástico utilizados são abordados em detalhe para permitir uma maior especificidade e detalhamento das hipóteses contidas no desenvolvimento analítico, enfatizando abrangências e limitações.

### **2.2 Solos coesivo-friccionais**

#### **2.2.1 Generalidades**

A Mecânica de Solos foi historicamente desenvolvida em países de climas temperados onde existem grande ocorrência de solos sedimentares, os quais encontram-se geralmente saturados. A maioria dos estudos foram focalizados nestes materiais, analisando o comportamento tensão-deformação-resistência segundo condições drenadas ou não drenadas, obtendo-se como parâmetros resistentes o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) para solos arenosos, e a resistência não drenada ( $S_u$ ) para solos argilosos.

No entanto, na prática da engenharia, surgiram problemas relacionados a solos com comportamento coesivo-friccional. A construção de barragens, estradas e aeroportos, e a estabilidade de encostas em solos tropicais não saturados, foram alguns dos primeiros problemas encontrados que despertaram o interesse dos centros de pesquisa. A diversidade de solos com comportamento coesivo-friccional é muito extensa, abrangendo entre outros uma ampla variedade de solos de origem aluvial, coluvial e eólico, solos tropicais lateríticos ou saprolíticos, solos compactados, materiais cimentados natural e artificialmente e rochas brandas. O entendimento do comportamento desses materiais é relevante ao projeto de obras geotécnicas, tais como fundações, taludes, barragens e estruturas de contenção.

Os solos derivados do intemperismo físico-químico da rocha matriz ocorrem em grande parte da superfície terrestre, principalmente em regiões tropicais onde os intensos processos de hidrólise provocam a decomposição dos minerais, possibilitando a formação de espessas camadas de solos. O Brasil como país situado nos trópicos e subtropicais, apresenta uma grande ocorrência deste tipo de solos que, segundo Dias (1987), atinge cerca de 65 % da superfície total do país.

O estudo do comportamento tensão-deformação-resistência de solos coesivo-friccionalis têm sido tradicionalmente realizado em amostras compactadas em laboratório, e testadas em equipamentos de cisalhamento direto ou em câmaras triaxiais. Entretanto, o estudo de solos tropicais, nas suas condições naturais, deve considerar a influência das características próprias decorrentes do processo de intemperismo, dos agentes cimentantes naturais e da heterogeneidade espacial.

### 2.2.2 Características dos solos tropicais lateríticos e saprolíticos

Em regiões com climas tropicais e subtropicais, onde existem elevadas temperaturas e fortes precipitações, os processos de hidrólise são intensos, provocando a decomposição dos minerais a grandes profundidades possibilitando a formação de espessas camadas de solos.

Segundo Dias e Milititsky (1994), a formação destes solos deve-se à atuação dos processos geológicos e processos pedogenéticos sobre os materiais rochosos originais. O perfil de solo resultante varia com o clima, material de origem, relevo, biosfera e do tempo de atuação destes agentes.

Um perfil de solo é composto por uma série de camadas denominadas horizontes que possuem características originadas de iguais processos genéticos e pedogenéticos. Os perfis apresentam geralmente uma seqüência de horizontes A, B, C, RA e R; onde o *horizonte A*, é superficial e de pequena espessura, é geralmente de pouca importância na Geotecnia. O *horizonte B* é composto por solos lateríticos, os quais sofreram um intenso processo de laterização caracterizado pela rápida quebra de feldspato e minerais ferromagnesianos em que quantidades de sílica e cátions são lixiviados através da hidrólise. Este processo produz conseqüentemente, concentrações de óxidos de ferro e alumínio e de minerais argilosos do grupo da caulinita. O *horizonte C*, residual, é chamado de solo saprolítico. Caracteriza-se por guardar resquícios da estrutura, da textura e dos minerais da rocha de origem. O *horizonte RA* é composto de rocha alterada, e o *horizonte R* é formado pela rocha sã; sendo estes dois últimos horizontes mais estudados pela Geologia (Dias, 1987; Bastos, 1991; Dias e Milititsky, 1994).

A principal distinção entre os solos do horizonte C e B reside no fato que o primeiro guarda resquícios da estrutura, da textura e dos minerais da rocha de origem, e o segundo já não apresenta estes vestígios, apagados pelo intemperismo. Segundo Bastos (1991), quando do levantamento de informações de solos de granito da região de Porto Alegre, nem sempre um perfil completo é observado. Em função da gênese do perfil de intemperismo, um ou mais horizontes podem deixar de ser formados.

O estudo geotécnico dos solos tropicais no estado natural é complexo por apresentarem, entre outras, as seguintes características:

- Encontram-se geralmente *não saturados* e em conseqüência, poro-pressões negativas são geradas produzindo variações no intercepto coesivo, cuja magnitude é função do grau de saturação (Fredlund e outros, 1978).

- Apresentam uma *cimentação natural* ocasionada pelos óxidos de ferro e alumínio, originando uma estrutura particular que é função da pedogênese.

Neste contexto, a seguir são apresentados alguns comentários relacionados com a influência da não saturação e da cimentação, no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos coesivo-friccionais.

### 2.2.3 O efeito da sucção

A sucção corresponde ao trabalho das forças capilares e de absorção (sucção matricial), e das forças osmóticas (sucção osmótica) que ocorrem na água do solo. A sucção total (matricial mais osmótica) pode ser definida como a pressão negativa, relativa a pressão do ar do solo, a que é submetida a água pura para que, ao pô-la em contato com o solo através de uma membrana semi-permeável, exista equilíbrio (Jucá, 1990).

A relação entre a sucção e o teor de umidade, ou a sucção e o grau de saturação, é de importância na caracterização do solo não saturado. A representação gráfica desta relação se denomina curva característica, curva de sucção ou curva de retenção. Segundo esta curva, a sucção diminui com o aumento da umidade, atingindo um valor nulo para o solo saturado. As características, enquanto a forma e pendente desta curva característica, dependem principalmente da mineralogia, granulometria e estrutura do solo (Jucá e Frydman, 1995).

Fredlund e Morgenstern (1977) comentam as dificuldades que existem em medir a sucção em campo, devido principalmente a problemas de cavitação nos aparelhos de medição quando as tensões na água se aproximam de -1 atm. Desenvolvimentos recentes tem sido observados no campo da instrumentação, visando a maior confiabilidade destas medidas (Ridley e Burland, 1995).

Uma quantidade razoável de ensaios com sucção controlada, executados em amostras de diferentes tipos de solos, têm mostrado a importância da sucção na variação volumétrica, na resistência ao cisalhamento e mais recentemente no comportamento tensão-deformação dos solos não saturados (*e.g.* Escario e Sáez 1986, Gan e Fredlund, 1988; Escario, 1990; Escario, 1993).

Com o objetivo de abordar a descrição do comportamento dos solos não saturados, serão feitas algumas considerações relacionadas com o estado de tensões na estrutura, a resistência ao cisalhamento e os modelos constitutivos desenvolvidos para estes materiais.

### 2.2.3.1 Estado de tensões

Segundo Fredlund e Morgenstern (1977), o solo não saturado é um material constituído por quatro fases: sólida, líquida, gasosa e a interface entre a líquida e a gasosa. A *fase sólida* é constituída de partículas minerais insolúveis. A *fase líquida* se compõe fundamentalmente de água e sais dissolvidos, contendo também ar dissolvido. A *fase gasosa* é composta principalmente de ar livre e água em forma de vapor. Segundo estes autores, a descrição do estado de tensões deve considerar um número de variáveis independentes, igual ao número de fases que constituem o material estudado. Desta forma, mostraram que o estado de tensões em um solo não saturado pode ser expresso em função de dois tensores. As possíveis combinações são:

$$1) \quad (\sigma - u_a) \text{ e } (u_a - u_w)$$

$$2) \quad (\sigma - u_w) \text{ e } (u_a - u_w)$$

$$3) \quad (\sigma - u_a) \text{ e } (\sigma - u_w)$$

Onde:

$\sigma$  : tensão normal total.

$u_a$  : pressão de ar nos vazios.

$u_w$  : pressão d'água nos vazios.

Segundo Wheeler e Sivakumar (1992), os dois parâmetros normalmente selecionados são  $(\sigma - u_a)$  e  $(u_a - u_w)$ , onde o primeiro é denominado tensão “líquida” e o segundo é a sucção matricial. Vários pesquisadores têm relacionado a variação volumétrica ou resistência ao cisalhamento de solos não saturados a estes dois parâmetros de estado (*e.g.* Fredlund e Morgenstern, 1977; Escario e Sáez, 1986; Alonso e outros 1990; Escario, 1993).

### 2.2.3.2 Resistência ao cisalhamento

A envoltória de ruptura para solos não saturados é representada por uma superfície no espaço tridimensional, e o critério de ruptura deve ser expresso por uma função:

$$\tau = f \{(\sigma - u_a), (u_a - u_w)\} \quad (2.1)$$

Os primeiros ensaios com controle de sucção em solos não saturados foram executados por Donald (1956), o ar contido na amostra foi submetida à pressão atmosférica, ou seja que a sucção aplicada foi de aproximadamente 100 kPa. Com o objetivo de atingir sucções mais altas, Escario (1980) desenvolveu um aparelho de cisalhamento direto para solos não saturados que permitia aplicar elevadas pressões de ar. Desenvolvimentos recentes têm sido reportados por outros pesquisadores (*e.g.* Gan e Fredlund, 1988).

Bishop e outros (1960) estudaram a resistência ao cisalhamento de solos não saturados, tentando estender o princípio das tensões efetivas para estes materiais através da seguinte expressão:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan\phi' + \chi \cdot (u_a - u_w) \tan\phi' \quad (2.2)$$

onde:

$c'$  : coesão efetiva

$\phi'$  : ângulo de atrito efetivo

$\chi$  : parâmetro de solo ( $0 < \chi < 1$ )

O último termo da Equação 2.2 é a resistência adicional devido à sucção. As dificuldades encontradas para empregar esta formulação está em determinar o parâmetro ( $\chi$ ), o qual depende do grau de saturação, tipo de solo e história de tensões.

Fredlund e outros (1978), propuseram uma forma geral do Modelo Mohr-Coulomb para solos saturados, aplicável a solos não saturados:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan\phi' + (u_a - u_w) \tan\phi^b \quad (2.3)$$

onde:

$c'$  : intercepto coesivo quando as duas variáveis de tensões são nulas

$\phi'$  : ângulo de atrito com respeito a variações de  $(\sigma - u_a)$

$\phi^b$  : ângulo de atrito com respeito a variações de  $(u_a - u_w)$

Os valores de  $c'$  e  $\phi'$  podem ser obtidos na condição saturada.  $\phi^b$  pode ser obtido em laboratório através de ensaios de cisalhamento direto ou cisalhamento triaxial com sucção controlada, sendo que este parâmetro expressa a influência da sucção na resistência ao cisalhamento e varia em função do tipo de solo. A Equação 2.3 representa uma superfície plana no espaço " $\tau-(\sigma-u_a)-(u_a-u_w)$ ". Possíveis não linearidades na envoltória de ruptura que corresponde à saturação, não são contempladas; do mesmo modo, o aumento do intercepto coesivo em função da sucção é representado segundo uma lei linear.

Segundo Fredlund e outros (1978), quando o nível de sucção é mantido constante o diagrama Mohr-Coulomb tridimensional pode ser convertido em bidimensional através da modificação do intercepto coesivo para cada valor de sucção, assim a Equação 2.3 resulta:

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \tan\phi' \quad (2.4)$$

Nesta equação ( $\tan\phi'$ ) é independente da sucção e igual à tangente da envoltória de ruptura para a condição saturada;  $(u_a)$  pode ser considerada constante e igual à pressão atmosférica, considerando a hipótese de que todos os poros estão em contato com a atmosfera, o que implica a inexistência de bolhas de ar oclusas no solo; e finalmente:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2.5)$$

onde a primeira parcela representa o intercepto coesivo na condição saturada, e contempla a não linearidade da envoltória de ruptura no plano “ $\tau - (\sigma - u_a)$ ” e eventualmente o efeito da cimentação. A segunda parcela é o acréscimo do intercepto coesivo devido à sucção.

De forma resumida, estes autores consideram que o valor do ângulo de atrito interno independe do nível de sucção, sendo numericamente igual tanto para o solo na condição saturada quanto na condição não saturada. No entanto, aumentos de sucção provocam aumentos no intercepto coesivo e conseqüentemente na resistência ao cisalhamento do solo.

Resultados experimentais obtidos principalmente em ensaios triaxiais, têm sido interpretados com sucesso mediante a utilização da Equação 2.3 (Ho e Fredlund, 1982; Fredlund e outros, 1987).

Escario e Sáez (1986) apresentaram uma grande quantidade de resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, realizados com amostras compactadas de três diferentes tipos de solos: duas argilas e uma areia argilosa. A máxima sucção aplicada foi de 750 kPa. Analisando os resultados, estes autores observaram que:

- A variação da resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) com relação a variações de  $(\sigma - u_a)$ , para diferentes valores de sucção (constantes em cada caso), é representada por linhas retas ligeiramente divergentes ao aumentar  $(\sigma - u_a)$ .
- A variação da resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) com relação a variações de sucção, para diferentes valores de  $(\sigma - u_a)$  (constantes em cada caso), é representada por envoltórias de rupturas curvas, principalmente para baixos valores de sucção. Esta evidência experimental não corresponde com a hipótese simplificada de Fredlund de considerar  $(\phi^b)$  como constante, já incorporada por este autor em trabalhos recentes (Fredlund e outros, 1987; Gan e Fredlund, 1995).



Fredlund e outros (1987) e Gan e Fredlund (1988), modificaram o critério de ruptura dado pela Equação 2.3 propondo um valor variável de  $(\phi^b)$ , o qual é igual  $(\phi')$  para níveis baixos de sucção e diminui até fazer-se constante para valores de sucção entre 100 e 300 kPa. Uma envoltória de ruptura curva no plano “ $\tau-(u_a-u_w)$ ”, variando entre  $(\phi')$  e um valor de  $(\phi^b)$  residual, foi confirmada por Gan e outros (1988) ensaiando uma argila glacial. Porém, ensaios realizados com sucções de até 15 MPa, mostraram que o valor de  $(\phi^b)$  cai a zero para altos níveis de sucção (Escario e Jucá, 1989). Isto evidencia que existe um ponto onde o aumento da sucção deixa de ter influência na resistência ao cisalhamento, e que as conclusões feita por Gan e outros (1988) sobre a existência de um valor de  $(\phi^b)$  residual, deve-se à faixa limitada de sucções aplicadas.

Para estudar o comportamento de solos não saturados dentro de uma faixa ampla de sucções, existem algumas expressões empíricas que consideram a curvatura da envoltória de ruptura. Gan e outros (1988) propuseram uma relação bilinear utilizando duas linhas retas de declividades  $(\phi')$  e  $(\phi^b)$ . Escario e Jucá (1989) propuseram a utilização de uma expressão que representa uma elipse de grau 2,5. Desenvolvimentos recentes têm sido reportados por Biarez e outros (1994) e Gan e Fredlund (1995)

Como foi apresentado acima, vários pesquisadores reportaram evidências experimentais sobre a existência de uma envoltória de ruptura curva. Porém, para pequenas variações de tensões e sucções pode ser aceitável, para fins práticos, usar uma expressão que considere uma superfície de ruptura plana.

#### 2.2.4 O efeito da cimentação

Os solos tropicais tem sua estrutura formada por agregados de partículas primárias cimentadas por óxidos de ferro ou alumínio. Estes agregados formam uma macro estrutura, cujo grau de desenvolvimento depende da intensidade dos fatores pedogenéticos. As forças no interior destas estruturas são mais fortes do que as que

atuam entre os agregados. Nestas condições a estrutura é de aparência macroscópica. Segundo Vaughan (1988), a macroestrutura dos solos lateríticos se caracteriza pela presença de poros de dimensões variáveis e relações de vazios tipicamente altas. No estado natural, a relação de vazios apresenta valores próximos à unidade.

A cimentação, também denominada coesão verdadeira, é a parcela da resistência ao cisalhamento que depende das forças de adesão existente entre as partículas que compõem um material determinado. Segundo Vaughan (1988) a cimentação pode ser definida como a parcela da resistência ao cisalhamento que independe das tensões efetivas e da porosidade. Assim quando a resistência ao cisalhamento é comandada pela cimentação das partículas e não pelo atrito existente entre as mesmas, o material é definido como rocha. Porém, a maioria dos solos em seu estado natural também possuem estruturas cimentadas em maior ou menor grau. No caso dos solos residuais lateríticos, esta cimentação tem sua origem no processo de intemperização química, e sua influência no comportamento do solo no seu estado natural é comparável ao efeito da história de tensões ou a relação de vazios.

Em solos residuais, o efeito da cimentação na resistência ao cisalhamento é similar ao efeito da sucção, isto é, incorpora uma parcela coesiva. A identificação das duas parcelas coesivas (devido a cimentação e a sucção) pode ser avaliada, ao menos qualitativamente, através dos seguintes ensaios triaxiais:

- 1). Ensaio triaxial em amostras indeformadas na umidade natural com controle de sucção: o intercepto coesivo será a soma das parcelas correspondente à sucção e a correspondente à cimentação.
- 2). Ensaio triaxial em amostras indeformadas na condição saturada: se durante o processo de saturação a estrutura não foi alterada, o intercepto coesivo será função somente da cimentação.

Assim, a parcela coesiva devido a sucção poderia ser determinada pela diferença entre os valores obtidos em (1) e (2).

Estudando o comportamento de areias cimentadas naturais e artificiais, Clough e outros (1979, 1981) concluíram que:

- 1). A resistência de pico aumenta em proporção direta ao grau de cimentação.
- 2). As envoltórias de ruptura são essencialmente lineares na faixa de tensões confinantes usuais, podendo ser representadas por retas.
- 3). O intercepto de coesão é influenciado tanto pelo grau de cimentação como pela densidade relativa do solo.
- 4). O ângulo de atrito parece não ser influenciado pelo grau de cimentação, mas sim pela densidade relativa e pelo arranjo das partículas, representando portanto uma componente friccional da resistência; o valor do ângulo de atrito do solo cimentado é da mesma ordem de grandeza do ângulo do solo não cimentado.

De acordo com os autores este comportamento é consistente com o relatado por Mitchell (1976) para solos cimentados. Comportamento idêntico foi observado por diversos autores para outros solos granulares cimentados (*e.g.* Balmer, 1958; Acar e El-Thair, 1986; Rad e Tumay, 1986; Akinmusuru, 1987; O'Rourke e Crespo, 1988).

### **2.3 Ensaios de campo**

A caracterização geotécnica do local para a implantação de uma obra civil constitui-se em uma das etapas mais importantes do projeto. Esta caracterização pode ser realizada mediante ensaios de laboratório em amostras indeformadas ou alternativamente mediante ensaios de campo.

Segundo Wroth (1984) os ensaios de campo na engenharia geotécnica tem quatro objetivos principais:

1. *Investigação do local*: consiste na exploração in loco para determinar a estratificação do solo ou rocha dentro da área de interesse. Isto pode ser realizado

mediante a identificação direta do solo ou rocha a partir de uma sondagem, amostragem e subsequente observação, no campo ou em laboratório, do material extraído. Alternativamente, ensaios de campo podem ser usados para uma identificação indireta do tipo de material e variações estratigráficas (e.g. mediante um perfil contínuo de resistência de ponta de um ensaio de cone penetrometria).

2. *Determinação de propriedades específicas do subsolo:* logo após da determinação da estratigrafia é necessário quantificar as características de cada camada, atribuindo-lhe parâmetros geotécnicos adequados.
3. *Controle durante a construção:* a execução de ensaios de campo poderia ser essencial para completar satisfatoriamente a fase de investigação. Por exemplo, em casos onde seja necessário aumentar a resistência mediante a compactação dinâmica do solo, a eficiência do processo poderia ser diretamente monitorada através de ensaios de piezocone.
4. *Monitoramento do desempenho e retroanálise:* um procedimento normal consistiria na contínua observação do desempenho das obras executadas. Por exemplo, observar as variações de poro-pressões em barragens de terra, ou medir os deslocamentos em estruturas de contenção.

Segundo Robertson (1986), para a aplicação dos ensaios de campo à engenharia de fundações é importante o entendimento de suas limitações:

- A direção das tensões principais e a trajetória de tensões não podem ser controladas durante a execução do ensaio, podendo ser diferentes daquelas do problema real.
- As condições de drenagem não podem ser controladas de forma independente.
- Não podem ser consideradas modificações futuras nas condições do solo.

Este autor divide os ensaios de campo aplicáveis à engenharia de fundações em dois grupos principais:

### *1. Ensaios para determinar a estratigrafia do subsolo:*

Neste grupo encontram-se ensaios de penetração tais como: Ensaio de Penetração (SPT), Ensaio de Cone Dinâmico (DCPT), Ensaio de Cone Estático (CPT), Dilatômetro (DMT). Estes ensaios podem fornecer estimativas qualitativas de vários parâmetros geotécnicos baseados em correlações empíricas.

### *2. Ensaios para avaliar propriedades específicas do solo.*

Neste grupo podem ser mencionados: Ensaio Pressiométrico (PMT), Ensaio Pressiométrico auto-perfurante (SBPT), Ensaio de Placa (PLT), Ensaio de Palheta (Vane Test), entre outros. Estes ensaios são utilizados principalmente para a medição de propriedades específicas do solo, sendo sua execução mais lenta e maior seu custo com relação ao primeiro grupo.

Neste trabalho foram utilizados dois ensaios de campo visando cobrir primeiramente aspectos referentes à determinação da estratigrafia e posteriormente à determinação das propriedades geotécnicas do solo estudado, mediante a realização de ensaios de cone penetrometria (CPT) e pressiométricos. A seguir será abordada uma revisão de ambos ensaios.

#### 2.3.1 Ensaios de cone penetrometria, CPT

O ensaio de cone penetrometria (CPT: Cone Penetration Test) consiste em introduzir com uma velocidade constante, uma peça de forma cônica colocada no final de uma série de hastes, e medir em forma contínua a resistência à penetração do cone; complementarmente, mede-se a resistência do atrito lateral de uma peça cilíndrica denominada luva.

A técnica de cravar hastes em solos moles para localizar um estrato firme é uma prática muito antiga. As primeiras versões desta sondagem foram desenvolvidas na Suécia em 1917, na qual uma ponteira helicoidal era cravada no solo, em parte por carga estática e em parte por rotação. O ensaio de CPT como hoje é conhecido, começou a ser utilizado em 1934 na Holanda para avaliar a capacidade de carga última

de estacas cravadas. O CPT elétrico, no qual a resistência de ponta ( $q_c$ ) e o atrito lateral da luva ( $f_s$ ) são medidos eletricamente através de duas células de carga montadas com “strain gauges”, começou a ser utilizado na década de 60.

Segundo Wroth (1984), o ensaio de CPT vem sendo utilizado há muitos anos como ferramenta normal nas investigações *in situ*, especialmente para estabelecer rápida e economicamente o perfil do solo em um local em particular.

Segundo Meigh (1987) o CPT tem três aplicações principais: 1) determinar o perfil do subsolo e identificar o tipo de solo presente; 2) interpolar as condições do subsolo entre sondagens de controle; e 3) avaliar parâmetros geotécnicos para estimar capacidade de carga e recalques.

A identificação de solos é realizada por meio de correlações empíricas entre o tipo de solo e a relação de atrito ( $R_f$ ); isto é, o cociente entre o atrito lateral e a resistência de ponta ( $R_f = f_s / q_c$ ).

A determinação de parâmetros geotécnicos também é obtida mediante a utilização de correlações empíricas. Alternativamente, métodos diretos, sem a determinação prévia de parâmetros, são utilizados na estimativa de capacidade de carga e recalques. Os principais parâmetros obtidos a partir do ensaio de CPT são: o ângulo de atrito interno e as propriedades de deformabilidade em solos friccionais, e a resistência não drenada e módulo em solos coesivos. O uso de soluções numéricas aplicadas à interpretação do cone é bastante recente e está limitada a solos argilosos (Houlsby e Teh, 1988).

### 2.3.1.1 Obtenção do perfil de resistência

Uma das principais aplicações do CPT é a obtenção do perfil de resistência do subsolo. É reconhecida a capacidade do cone em determinar diferenças nas características do subsolo, inclusive a presença de camadas de pequena espessura.

Segundo Meigh (1987), a resistência do cone corresponde às mudanças do solo entre 5 a 10 vezes o diâmetro da ponteira acima e abaixo da posição do cone, sendo que esta distância aumenta com o aumento na rigidez do solo. Isto pode trazer como consequência a dificuldade na localização exata das interfaces do solo afetando a avaliação dos parâmetros geotécnicos. Uma pequena camada de areia no meio de um estrato de argila poderia não ser identificada se sua espessura for menor que 100 mm, e uma camada de argila no meio de um estrato de areia poderia não ser detectada se for menor que 150 ou 200 mm. Medidas de poro pressões eliminam estas incertezas.

### 2.3.1.2 Identificação de solos

Diversos pesquisadores têm proposto identificar o tipo de solo em função da resistência de ponta ( $q_c$ ) e a relação de atrito ( $R_f$ ), utilizando gráficos ou tabelas de classificação. Estudos deste tipo, utilizando o CPT mecânico, foram iniciados por Begemann (1963) e continuados posteriormente por Schmertmann (1969). Searle (1979), incorporou os resultados de um grande número de ensaios propondo um gráfico de classificação em função das magnitudes de ( $q_c$ ) e ( $R_f$ ) utilizando o CPT mecânico. Já para o caso de ponteiros elétricos e de geometria normalizada, Douglas e Olsen (1981) propuseram um gráfico que posteriormente foi modificado por Robertson e Campanella (1983), segundo apresentado na Figura 2.1.

Meigh (1987) salienta a necessidade de continuar aprofundando na identificação de solos mediante o emprego do CPT, através de comparação dos resultados obtidos com a identificação direta em um ou mais furos de sondagens, preferivelmente com amostragem contínua. Enfatiza ainda, que experiências locais poderiam diferir dos estudos já realizados (citados no parágrafo anterior).

Todos estes estudos foram realizados em solos sedimentares, tentando estabelecer a fração de solo predominante, pelo que sua utilização de forma confiável fica limitada a esse universo. Entretanto, estudos recentes em solos coesivo-friccionais têm demonstrado a ineficácia da utilização destes métodos na classificação de solos (Puppala e outros, 1995; Averbek, 1996).

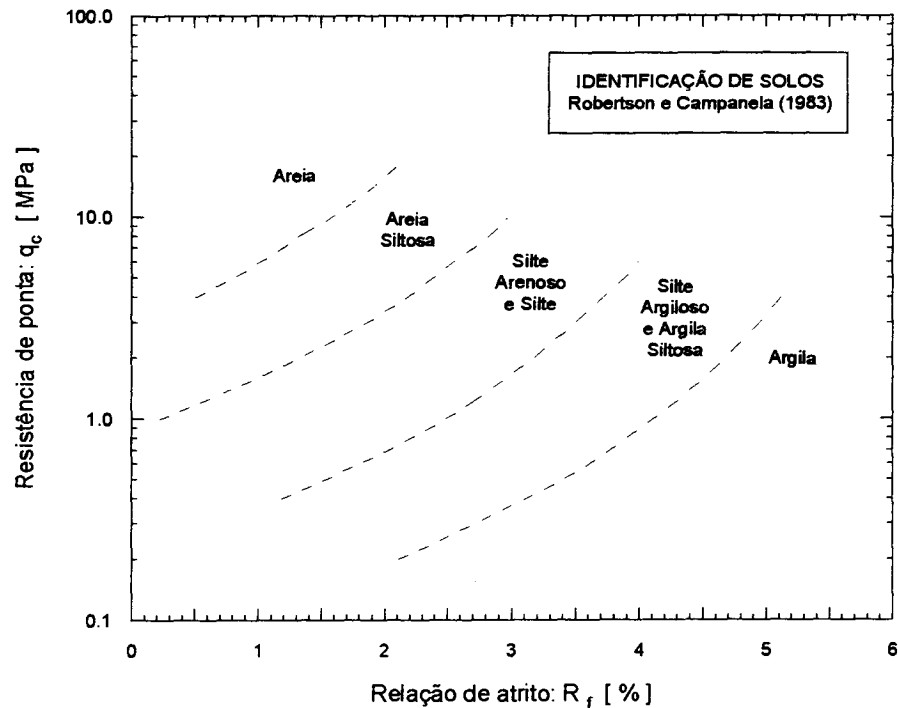


Figura 2.1: Gráfico para a identificação de solos proposto por Robertson e Campanela (1983).

### 2.3.1.3 Obtenção de parâmetros

Em solos não coesivos, os ensaios de laboratório não são geralmente viáveis devido à dificuldade na obtenção de amostras inalteradas. Em consequência, o CPT constitui-se em uma das principais ferramentas existentes para a determinação das propriedades do solos. Mediante a utilização de correlações empíricas é possível obter valores de densidade relativa, ângulo de atrito interno e módulos de deformabilidade. Para avaliar a resistência do solo, o ângulo de atrito interno de pico pode ser obtido através de correlações empíricas (*e.g.* Schmertmann, 1978; Robertson e Campanella, 1983), teorias de capacidade de carga assumindo um comportamento rígido-plástico (*e.g.* Marchetti, 1985; Mitchell e Keaveny, 1986) ou métodos baseados na teoria de expansão de cavidade esférica (*e.g.* Vésic, 1972; Balight, 1976; Mitchell e Keaveny, 1986) entre outros.



Em solos coesivos normalmente adensados ou levemente pré-adensados, a prática geral estabelecida compreende a execução de ensaios de palheta ou a obtenção de amostras inalteradas através de amostradores de tubos de parede delgada, para ser posteriormente ensaiadas em laboratório. Dentro desta prática, o CPT constitui uma alternativa a ser considerada, principalmente pela rapidez de ensaio e sua capacidade na determinação das variações estratigráficas. Já em solos coesivos pré-adensados, existem dificuldades tanto na obtenção de amostras inalteradas representativas, quanto na interpretação do ensaio de CPT, sobretudo em argila rígidas fissuradas.

No caso de solos coesivo-friccionais, os estudos para a determinação de propriedades geomecânicas estão ainda em fase de desenvolvimento, existindo a necessidade de desenvolver e avaliar metodologias que possam ser aplicadas de forma confiável à Engenharia Geotécnica.

### 2.3.2 Ensaio pressiométricos

Em 1933 Kögler inventou um sistema que media as propriedades do solo mediante uma sonda cilíndrica inflada em um furo de sondagem, porém as simplificações feitas na interpretação da distribuição das tensões não cumpriam as condições de equilíbrio. Em 1955, Louis Ménard desenvolveu um instrumento no qual a sonda era composta por três células independentes uma da outra. As células das extremidades, denominadas “células de guarda”, protegiam a central dos efeitos de ponta causados pelo comprimento finito da mesma. Nestas condições, a hipótese de deformação plana permitiu simplificar consideravelmente a interpretação do ensaio.

Considerado o comportamento do solo elástico, pode-se utilizar a teoria de Lamé (1852) para calcular o módulo de elasticidade. Considerando o solo elástico perfeitamente plástico, a solução para metais proposta por Bishop e outros (1945) pode ser empregada. Estes autores mostraram que, ao expandir uma cavidade cilíndrica dentro de um meio de dimensões finitas, a pressão aplicada aumenta até um valor limite, sendo esta relacionada com as propriedades físicas do material.

Ménard começou correlacionando os valores de módulo pressiométrico (obtido através da teoria de Lamé) e a pressão limite medida no ensaio, com resultados de ensaios tradicionais. Devido a múltiplas limitações na metodologia adotada, mudou de procedimento desenvolvendo um método empírico mediante a correlação entre o desempenho de fundações e ensaios pressiométricos realizados previamente à construção das mesmas. Os resultados deste estudo, na forma de equações e gráficos relacionando resultados de ensaios pressiométricos e capacidade de carga de fundações, foram publicados em 1967.

Outros pesquisadores continuaram estudando a utilização do ensaio pressiométrico com o objetivo de determinar as propriedades tensão-deformação do solo *in situ* (e.g. Cassan, 1960; Gibson e Anderson, 1961; Ladanyi, 1963; Vésic, 1972; Palmer, 1972; Wroth e Windle, 1975; Wood e Wroth, 1977; Baguelin e outros, 1978; Carter e outros, 1986; Manassero, 1989) Este fato teve como consequência o desenvolvimento de novos equipamentos objetivando contornar as incertezas decorrentes da instalação da sonda e obter leituras mais confiáveis de pressão e deformação. O avanço nos equipamentos de ensaios foi acompanhado por novas teorias que permitiram uma interpretação mais realista do fenômeno envolvido no ensaio pressiométrico. Uma descrição da evolução histórica do ensaio pressiométrico e dos métodos de interpretação pode ser encontrada por exemplo em Baguelin e outros (1978).

### 2.3.2.1 O pressiômetro Ménard

O pressiômetro Ménard é composto de três partes: a sonda, a unidade controladora de pressão e volume (CPV) e a tubulação coaxial. A *sonda* é um elemento cilíndrico que é inserido no furo de sondagem à profundidade escolhida para testar o solo. Encontra-se formada por três células, uma central ou de medição e duas de guarda. A célula central é preenchida com água, mediante a qual é aplicada a pressão nas paredes da cavidade e são registradas as correspondentes variações de volume. As células de guarda são pressurizadas com gás e asseguram as condições de contorno na célula central. A *unidade controladora de pressão e volume* (CPV), que

permanece na superfície do terreno, tem a função de controlar e monitorar a expansão da sonda. Com este objetivo existem válvulas e manômetros que permitem aplicar incrementos de pressão, e um volumímetro para registrar as variações de volume. A *tubulação coaxial* liga a CPV com a sonda, e permite o fluxo de água e gás entre ambas.

### *1. Calibrações*

Os dados de pressão e volume obtidos em campo devem ser corrigidos antes da interpretação do ensaio. A pressão aplicada ao solo não é numericamente igual à registrada na CPV. A pressão aplicada nas paredes da cavidade é menor que a existente no interior da sonda devido à rigidez da membrana. Por outro lado, a pressão atuante no interior da sonda é maior que a registrada na CPV devido à carga hidrostática da coluna de água desde o manômetro até a sonda. Além da pressão, as leituras de volume devem ser corrigidas levando em consideração a compressibilidade da água no circuito e a expansão do sistema. Os procedimentos de calibração e os cálculos necessários para obter a curva pressiométrica corrigida, serão explicados no Capítulo 4.

### *2. Instalação do equipamento*

A metodologia e ferramenta empregada na execução do furo de sondagem são escolhidas em função do tipo de solo. Todos os instrumentos e métodos disponíveis para preparar a cavidade, produzem diferentes níveis de amolgamento no solo ao redor do furo. Dois requisitos são necessários para obter-se um furo de boa qualidade:

1. O diâmetro deve ser maior, embora muito próximo ao da sonda.
2. O equipamento e método usados para a preparação do furo deve causar o mínimo de amolgamento nas paredes da cavidade.

Uma referência da qualidade do furo é dada pela dispersão observada nos resultados e pela forma da curva pressiométrica. Quando os ensaios são executados sem dificuldades, a forma da curva pressiométrica resulta semelhante à da Figura 2.2. Porém, problemas decorrentes da execução do furo ou da instalação da sonda podem dar como resultado curvas com diferentes formas em função da causa do problema. Gráficos com curvas típicas de ensaios problemáticos são apresentados por Baguelin e outros (1978) e Briaud (1992). Nunes e outros (1994) apresentam algumas técnicas de instalação que foram utilizadas com sucesso em solos tropicais.

### *3. Procedimento de ensaio.*

O ensaio pressiométrico consiste basicamente na colocação da sonda dentro de um furo de sondagem à cota desejada, e expandi-la mediante a aplicação de iguais incrementos de pressão, ou seja o ensaio é realizado a pressão controlada. Em cada incremento de pressão, as leituras do nível da água no volumímetro são registradas aos 15, 30 e 60 segundos. Após os 60 segundos, um novo incremento de pressão é aplicado e novas leituras de volume são registradas. O ensaio continua desta forma até atingir-se a capacidade máxima da sonda (aproximadamente 650 cm<sup>3</sup>), momento em que o ensaio é considerado encerrado.

Como resultado obtém-se uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de cada intervalo de 60 segundos é plotado em função da pressão aplicada. Antes de graficar a curva, os valores de pressão e volume injetado devem ser corrigidos levando em consideração as perdas de pressão e volume calculadas através das calibrações. Uma curva pressiométrica corrigida correspondente a um ensaio típico é apresentado na Figura 2.2. Observam-se três tramos característicos:

**Tramo OA:** onde a sonda expande contra as paredes do furo até sua posição original. Teoricamente no ponto A, definido por  $(P_{oM}, V_o)$ , são restabelecidas as condições de repouso do solo.

**Tramo AB:** é o tramo linear da curva denominado de “fase pseudo-elástica”, e está associado ao comportamento elástico do solo. O módulo pressiométrico de Ménard ( $E_{pM}$ ) é calculado através da declividade deste tramo. O ponto B, definido por  $(P_f, V_f)$ , determina a pressão de plastificação ou pressão de fluência.

**Tramo BC:** constitui a denominada “fase plástica”. Começa no ponto B e torna-se assintótica na direção horizontal para grandes deformações.

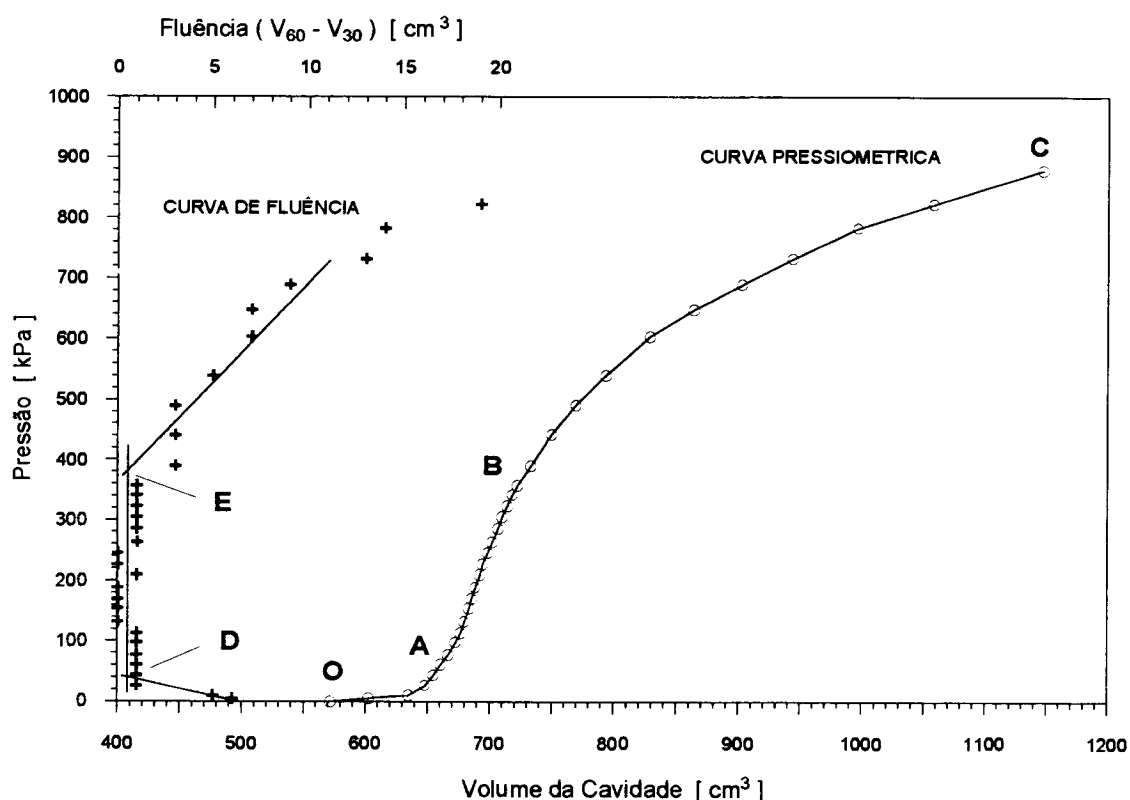


Figura 2.2: Exemplo de curva pressiométrica e curva de fluência.

No programa de carregamento é possível incluir ciclos de descarga-recarga para estudar as propriedades de deformabilidade do solo através de módulos cisalhantes obtidos a diferentes níveis de tensões e deformações. Para isto, o carregamento inicial é levado até um valor de pressão pré-determinado e começa a ser reduzido em intervalos até um valor mínimo, que deve ser superior a  $(P_{oM})$  para não produzir deformações plásticas durante a fase de descarregamento. A seguir, volta-se

a recarregar a sonda até restabelecer o estado de tensões existente antes do ciclo e o ensaio continua normalmente até atingir a pressão limite. Tanto o descarregamento, quanto o recarregamento, são feitos em incrementos iguais aos do carregamento inicial, registrando-se as variações de volume somente aos 60 segundos. Estes ciclos podem ser repetidos várias vezes em um mesmo ensaio. Com o objetivo de obter-se o comportamento do solo durante a descarga final, deve-se realizar a descarga em intervalos regulares de pressão e registrar as correspondentes variações de volume.

### 2.3.3 Parâmetros obtidos do ensaio

A partir da interpretação da curva corrigida Pressão-Volume podem ser obtidos os seguintes parâmetros.

#### 2.3.3.1 Parâmetros de deformabilidade

O módulo pressiométrico ( $E_p$ ) é obtido a partir da declividade do tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, que pode ser determinada mediante o critério da Norma Francesa P94-110 ou mediante a interpretação da curva de fluência segundo sugerido por alguns autores (*e.g.* Baguelin e outros, 1978 e Clarke, 1995).

##### 1. Limites do tramo pseudo-elástico segundo a Norma Francesa.

Para determinar o tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica, a Norma Francesa P94-110 sugere um método que é apresentado a seguir. Considera-se que a curva pressiométrica é constituída por uma sucessão de segmentos de declividade ( $m_i$ ), sendo:

$$m_i = \frac{P_i - P_{(i-1)}}{V_i - V_{(i-1)}} \quad (2.6)$$

O segmento de maior declividade é denominado ( $m_k$ ), e as coordenadas de origem e final deste segmento são  $(P_e, V_e)$  e  $(P_e', V_e')$  respectivamente. Com estes valores calcula-se o coeficiente  $\beta$  como:

$$\beta = 1 + 0.01 \cdot \frac{P_e' + P_e}{P_e' - P_e} + \frac{6}{V_e' - V_e} \quad (2.7)$$

Os segmentos com declividade maior ou igual a  $(m_k/\beta)$  estarão compreendidos dentro do tramo pseudo-elástico, definindo em consequência os pontos extremos  $(P_{oM}, V_o)$  e  $(P_f, V_f)$ .

## 2. Limites do tramo pseudo-elástico segundo a interpretação da curva de fluência.

A curva de fluência pode ser obtida graficando a diferença de volume existente entre as leituras de 30 e 60 segundos ( $V_{60} - V_{30}$ ) em função da pressão aplicada (ver Figura 2.2). Segundo alguns autores (e.g. Baguelin e outros, 1978; Clarke, 1995) esta curva serve como auxílio na determinação das pressões  $(P_{oM})$  e  $(P_f)$ , e consequentemente dos limites do tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica. O método consiste em encontrar o valor das pressões correspondentes às intersecções entre as três retas que podem ser ajustadas neste gráfico (pontos D e E). A pressão  $(P_f)$  é denominada pressão de plastificação ou pressão de fluência.

No tramo pseudo-elástico da curva assume-se que o solo apresenta um comportamento elástico linear. A equação para uma expansão radial de cavidade cilíndrica em um espaço elástico infinito proposta por Lamé (1852) é:

$$G = \frac{\Delta P}{\Delta V} \cdot V \quad (2.8)$$

onde:

$G$  : módulo de cisalhamento

$\Delta P$  : incremento de pressão no tramo pseudo-elástico,  $(P_f - P_o)$

$\Delta V$  : incremento de volume no tramo pseudo-elástico,  $(V_f - V_o)$

$V$  : volume da cavidade

Nesta equação, a relação  $(\Delta P/\Delta V)$  é a declividade do tramo linear e permanece constante em todo o tramo. Desta forma, a magnitude de  $(G)$  depende do valor de  $(V)$  adotado para seu cálculo; segundo Baguelin e outros (1978), por convenção, o volume médio entre  $(V_o)$  e  $(V_f)$  é usado para calcular o módulo cisalhante. A relação entre o módulo cisalhante  $(G)$  e o módulo pressiométrico  $(E_p)$  é dada pela equação:

$$G = \frac{E_p}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.9)$$

O valor do coeficiente de Poisson  $(\nu)$  pode ser adotado em função do tipo de solo. Assim por exemplo, para argilas saturadas em condições não drenadas corresponderia um valor de 0,5; já no caso de solos não saturados, valores menores devem ser adotados. O “Centre d’Études Ménard” propôs em 1967 adotar um valor constante de coeficiente de Poisson para calcular o módulo pressiométrico, este valor foi de 0,33 e o módulo assim calculado foi denominado “módulo pressiométrico Ménard”  $(E_{pM})$ .

Segundo a Norma ASTM D4719-87 o módulo pressiométrico  $(E_p)$  é calculado mediante a equação:

$$E_p = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot (V_o + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.10)$$

onde:

$V_o$  : volume da célula de medição na superfície do terreno e para uma leitura do volumímetro igual a zero.

$V_m$  : leitura volumétrica no meio do incremento  $\Delta V$

Módulos cisalhantes de descarga  $(G_u)$ , recarga  $(G_r)$  e descarga-recarga  $(G_{ur})$ , podem ser calculados a partir de ciclos executados durante o ensaios. O princípio de cálculo é o mesmo que para obter o módulo no carregamento inicial (Equação 2.8). Também podem ser obtidos, através de uma seleção prévia do coeficiente de Poisson, os correspondentes módulos de deformação  $(E_u, E_r$  e  $E_{ur})$ .



Segundo reportado por Baguelin e outros (1978), diferentes pesquisadores relacionaram o módulo pressiométrico com módulos obtidos em outros tipos de ensaios. Porém Ménard (1965) indicou que o módulo ( $E_p$  ou  $E_{pM}$ ) não deveria ser comparado diretamente com um módulo obtido de ensaios de placa devido aos seguintes fatores:

- 1). As trajetórias de tensões ao redor da sonda são diferentes das que ocorrem abaixo da placa ou sapata.
- 2). Durante a fase elástica ocorrem aumentos de tensões radiais e simultaneamente diminuição de tensões circunferenciais, e o módulo pressiométrico seria provavelmente um valor intermediário entre o módulo de compressão e o de extensão.

### 2.3.3.2 Pressão limite

Deve distinguir-se entre a pressão limite Ménard ( $P_{IM}$ ) e a pressão limite ( $P_1$ ) correspondente a uma expansão de cavidade infinita ( $\Delta V/V = 1$ ). Ménard definiu a pressão limite ( $P_{IM}$ ) como a pressão necessária para dobrar o volume inicial da cavidade, isto é, ( $\Delta V/V = 0,5$ ). O valor de ( $P_{IM}$ ), é utilizado diretamente em forma empírica para o cálculo de fundações. O valor da pressão limite ( $P_1$ ) não pode ser medido diretamente da curva pressiométrica, porém existem vários critérios que permitem estimá-la mediante a extrapolação da fase plástica da curva (Van Wambeke e D'Henricourt, 1971; Jézequel e outros, 1974; Ghionna e outros, 1981).

O critério de Van Wambeke e D'Henricourt (1971) consiste em plotar a pressão em função da recíproca do volume da cavidade, o ponto onde a extrapolação da curva corta o eixo das ordenadas, ou seja para ( $1/V_{cav} = 0$ ), determina a pressão limite ( $P_1$ ).

O critério proposto por Jézequel e outros (1974) consiste em plotar em um gráfico log-log a pressão em função do incremento relativo de volume da cavidade ( $\Delta V/V$ ), quando ( $\Delta V/V = 1$ ) obtém-se o valor de ( $P_1$ ).

Ghionna e outros (1981) propôs um método semelhante ao anterior, só que as pressões são plotadas em escala decimal.

### 2.3.3.3 Estado de tensões em repouso

Segundo reportado por Clarke (1995) existem diversos critérios que permitem determinar as tensões horizontais in situ, porém a maioria delas correspondem a pressiômetros autoperfurantes. Para o caso do pressiômetro tipo Ménard, os métodos existentes limitam-se a solos sedimentares (Marsland e Randolph, 1977; Arnold, 1981). Para o caso de solos tropicais, existem alguns trabalhos baseados em experiências locais (Schnaid e Rocha Filho, 1994; Nakahara, 1995; Mántaras, 1995).

A tensão horizontal in situ pode ser obtida no início do trecho linear da curva pressiométrica, ponto ( $P_{oM}$ ). Os resultados obtidos com este procedimento devem ser utilizados com precaução uma vez que sua exatidão depende de fatores relacionados a definição da curva pressiométrica no início do tramo linear e ao método empregado na instalação da sonda.

Segundo Baguelin (1978) pode-se afirmar que não há concordância quanto à habilidade do ensaio pressiométrico Ménard para determinar com precisão o valor da tensão horizontal através do valor de ( $P_{oM}$ ). Entretanto, a estimativa do valor de tensão horizontal total in situ obtido no início do tramo pseudo-elástico será discutido neste trabalho com auxílio da Teoria de Expansão de Cavidade.

#### 2.3.3.4 Resistência ao cisalhamento

Parâmetros de resistência ao cisalhamento podem ser derivados através de resultados de ensaios pressiométricos com base em modelos teóricos que simulam a expansão de uma cavidade cilíndrica (Gibson e Anderson, 1961; Vesic, 1972). Mediante estas formulações pode-se determinar a resistência ao cisalhamento não drenada ou o ângulo de atrito interno, porém não são aplicadas a solos coesivo-friccionais cuja resistência depende de  $(c)$  e  $(\varphi)$  simultaneamente.

#### 2.3.4 Interpretação do ensaio pressiométrico através de métodos analíticos

Muitos problemas práticos da engenharia geotécnica podem ser interpretados e estudados em forma analítica mediante a utilização da Teoria de Expansão de Cavidade, principalmente na interpretação de ensaios de campo, como em ensaios de CPT e pressiométricos, e no estudo do comportamento de sapatas e estacas.

Vários pesquisadores relacionaram a expansão da sonda pressiométrica com uma expansão de cavidade cilíndrica de comprimento infinito dentro de uma massa de solo ou rocha (Gibson e Anderson, 1961; Palmer 1972; Carter e outros, 1986; Jefferies, 1988; Yu e Houlsby, 1991), permitindo interpretar a curva pressão-expansão do ensaio pressiométrico para obter as propriedades do solo. Algumas destas soluções foram obtidas mediante formulações fechadas (Gibson e Anderson, 1961; Carter e outros, 1986; Yu e Houlsby, 1991), enquanto que outras requerem a utilização de métodos numéricos (Carter e Yeung, 1985).

Estudos anteriores consideravam a análise de grandes deformações em solos na condição não drenada (*e.g.* Jefferies, 1988), ou pequenas deformações em solos dilatantes (*e.g.* Carter e outros, 1986). O problema da expansão de cavidade para grandes deformações em solos dilatantes têm sido usualmente abordado mediante

o emprego de métodos numéricos como o dos elementos finitos (Carter e Yeung, 1985). No entanto, nos últimos anos foram desenvolvidas formulações analíticas fechadas considerando grandes deformações em solos dilatantes (*e.g.* Yu e Houlsby, 1991).

### 2.3.4.1 Definição do problema

Considera-se uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito localizada em forma vertical dentro de uma massa de solo infinita, homogênea e isotrópica. Inicialmente, no interior da cavidade cilíndrica de raio ( $a_0$ ) existe uma pressão ( $p_0$ ). Um incremento de pressão ( $\Delta p$ ) aumenta a pressão na cavidade de ( $p_0$ ) a ( $p$ ) (onde:  $p = p_0 + \Delta p$ ), causando uma expansão na cavidade de forma tal que uma partícula localizada inicialmente a uma distância ( $r_0$ ) do eixo da cavidade se deslocará na direção radial a uma distância ( $r$ ), ou seja que ( $r = r_0 + u$ ) onde ( $u$ ) é o deslocamento produzido pela partícula.

Aspectos específicos sobre as formulações e teorias que descrevem o fenômeno da expansão de cavidade, considerando diferentes tipos de solo, são abordados por vários autores (*e.g.* Baguelin e outros, 1978; Mair e Wood, 1987; e Clarke, 1995). A seguir serão apresentados conceitos essenciais para o entendimento das formulações que serão utilizados na interpretação dos ensaios pressiométricos executados nesta pesquisa (Carter e outros, 1986 e Yu e Houlsby, 1991).

As hipóteses adotadas pelas formulações são citadas a seguir:

- A cavidade é expandida dentro de um meio infinito, homogêneo e isotrópico.
- A expansão tem características de axissimetria e estado de deformação plana, desta maneira o problema é simplificado já que os deslocamentos são unidirecionais na direção radial.
- O solo encontra-se inicialmente em estado hidrostático de tensões:  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = P_0$ , onde:  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$  são as componentes das tensões principais.

- Solo coesivo-friccional, onde a resistência ou cisalhamento é função dos parâmetros ( $c$ ) e ( $\phi$ ) simultaneamente.
- Material modelado como linear elástico perfeitamente plástico.
- A fase elástica responde à lei de Hooke.
- Critério de ruptura de Mohr-Coulomb.
- Na fase plástica o material pode ter comportamento dilatante, seguindo uma lei constante representada pelo ângulo de dilatância ( $\psi$ ).
- Atingida a plastificação, existe uma interface a partir da qual o material continua em estado elástico.

#### 2.3.4.2 Formulação analítica de Carter e outros (1986)

Carter e outros (1986) apresentam uma solução fechada para expansão de cavidade cilíndrica e esférica em um material coesivo-friccional. Para pequenas deformações a relação pressão-volume pode ser determinada em forma explícita. Considerando deformações finitas, para obter toda a curva pressão-expansão, os autores adotam algumas simplificações numéricas. Porém, a pressão limite do ensaio pressiométrico, correspondente a uma deformação de cavidade infinita, é expressa analiticamente em função dos parâmetros elásticos, de resistência e o estado in situ de tensões.

As equações constitutivas para materiais puramente friccionais e, em forma mais geral, para materiais coesivo-friccionais podem ser encontradas em Carter e outros (1986).

##### *1. Solução para pequenas deformações*

As equações diferenciais constitutivas encontradas pelos autores não podem ser integradas sem a restrição adicional de considerar pequenas deformações. No entanto, consideraram importante fornecer uma solução que permita a interpretação de ensaios pressiométricos que não ultrapassem deformação da ordem

do 10 %. Desta forma, integrando as equações e aplicando as condições de contorno na interface elasto-plástica pode-se obter a relação entre as pressões e deformações da cavidade. Esta solução inclui as deformações elásticas que ocorrem na zona plástica durante a expansão.

## 2. Solução para grandes deformações

Para grandes deformações, Carter e outros (1986) adotaram simplificações numéricas que consistem em desconsiderar as deformações volumétricas elásticas na zona plástica. Carter e Yeung (1985) resolveram as equações diferenciais utilizando o métodos dos elementos finitos concluindo que, para grandes deformações, as deformações elásticas na zona plástica podem ser significativas.

As variáveis envolvidas na formulação analítica proposta por estes autores são:

$P_1$  : Pressão limite do ensaio.

$G$  : Módulo de cisalhamento.

$c$  : Coesão.

$P_0$  : Tensão in situ.

$\varphi$  : Ângulo de atrito.

$\psi$  : Ângulo de dilatância.

$\nu$  : Coeficiente de Poisson.

Para simplificar a relação final existente entre estas variáveis são adotadas as seguintes variáveis auxiliares:

$$N = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad M = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad \alpha = \frac{1}{M} \quad \beta = \frac{1}{N}$$

$$\gamma = \frac{1+\alpha}{1-\beta} \quad \chi = \frac{1-\nu-\nu\cdot(M+N)+(1-\nu)\cdot M\cdot N}{M\cdot N}$$

$$T = 2 \cdot \left(1 + \frac{\chi}{\alpha + \beta}\right) \quad Z = \frac{2 + \chi}{\alpha + \beta}$$

A tensão radial ( $\sigma_R$ ) na interface elasto-plástica está definida pelo critério de Mohr-Coulomb:

$$\sigma_R + c \cdot \cot(\varphi) = \frac{2 \cdot N}{N+1} \cdot (P_o + c \cdot \cot(\varphi)) \quad (2.11)$$

A expressão geral que vincula parâmetros elásticos, de resistência e tensão in situ com a pressão limite, em um material coesivo-friccional fica:

$$\frac{2 \cdot G}{P_o + c \cdot \cot(\varphi)} = \frac{N+1}{N-1} \cdot \left[ T \cdot \left( \frac{P_1 + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma_R + c \cdot \cot(\varphi)} \right)^\gamma - Z \cdot \frac{P_1 + c \cdot \cot(\varphi)}{\sigma_R + c \cdot \cot(\varphi)} \right] \quad (2.12)$$

Como  $P_1$  não pode ser isolado, os autores propuseram gráficos que relacionam  $G/(P_o + c \cdot \cot\varphi)$  com  $(P_1 + c \cdot \cot\varphi)/(\sigma_R + c \cdot \cot\varphi)$  para diferentes valores de  $(\varphi)$  e  $(\psi)$ . Estas soluções são aplicadas tanto para materiais puramente friccionais ( $c = 0, \varphi \neq 0$ ) como para materiais coesivo-friccionais ( $c \neq 0, \varphi \neq 0$ ).

### 2.3.4.3 Formulação analítica de Yu e Houlsby (1991)

Yu e Houlsby (1991) apresentam uma solução explícita para representar a relação pressão-expansão, sem restrições quanto à magnitude das deformações, mediante a integração das equações constitutivas utilizando a solução de uma série matemática. Em consequência a pressão limite, quando o raio da cavidade aumenta indefinidamente, pode ser obtida analiticamente também pela solução de uma série infinita.

Os autores dividiram a abordagem em uma análise elástica e outra elasto-plástica. Mediante a análise puramente elástica são obtidas relações tensão-deformação para o estado inicial, em que os incrementos de pressões não produzem deformações plásticas no solo. Quando as pressões continuam aumentando, o solo da parede da cavidade começa a plastificar, formando-se uma zona plástica entre a parede da cavidade e a interface elasto-plástica, a partir da qual o solo continua em estado elástico. Neste caso as tensões e deformações produzidas nas duas zonas (elástica e plástica) são consideradas em forma separadas. As deformações totais são dadas pela soma das componentes elásticas e plásticas.

A expressão geral que descreve o comportamento pressão-expansão é dada por:

$$\frac{a}{a_0} = \left\{ \frac{R^{-\gamma}}{(1-\delta)^{(\beta+1)/\beta} - (\gamma/\eta)\Lambda_1(R,\xi)} \right\}^{\beta/(\beta+1)} \quad (2.13)$$

onde:

$$R = \frac{(1+\alpha).[Y + (\alpha-1)p]}{2.\alpha.[Y + (\alpha-1)p_0]}$$

$$Y = \frac{2.c.\cos\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

$$\alpha = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi}$$

$$\beta = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi}$$

$$\gamma = \frac{\alpha.(\beta+1)}{\beta.(\alpha-1)}$$

$$\delta = \frac{Y + (\alpha-1).p_0}{2.(1+\alpha).G}$$

$$\eta = \exp \left\{ \frac{(\beta+1).(1-2.v).[Y + (\alpha-1).p_0].[1+v]}{E.(\alpha-1).\beta} \right\}$$

$$\xi = \frac{(1-v^2).2.\delta}{(1+v).(\alpha-1).\beta} \left[ \alpha.\beta + (1-2.v) + 2.v - \frac{v.(\alpha+\beta)}{1-v} \right]$$



Com as formulações acima apresentadas pode-se plotar a curva completa pressão-expansão. Os autores apresentam o método que deve ser empregado para facilitar a construção da curva. Yu e Houlsby salientam que quando são consideradas pequenas deformações a solução fica igual à proposta por Carter e outros (1986).

#### 2.3.4.4 Considerações finais

Seis parâmetros de solos são utilizados nas formulações para a total descrição da relação pressão-expansão de um material coesivo-friccional. Estes parâmetros são:

$G$  : módulo de cisalhamento.

$c$  : intercepto coesivo.

$\phi$  : ângulo de atrito interno.

$p_o$  : estado de tensões in situ.

$\nu$  : coeficiente de Poisson.

$\psi$  : ângulo de dilatância.

Esses parâmetros podem ser obtidos em laboratório ou em campo, assumindo que podem ser utilizados em problemas de deformações plana. Segundo Carter e Yeung (1985) este procedimento não é totalmente rigoroso, porém os valores assim obtidos fornecem uma estimativa aceitável do comportamento do material submetido a expansão de cavidade. O critério na seleção desses parâmetros será explicado no Capítulo 6 (Seleção dos parâmetros).

### **3 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO**

#### **3.1 Localização**

O local de estudo está situado no morro Santa Teresa, no trecho topograficamente mais elevado da rua Mariano de Matos, na cidade de Porto Alegre, no Estado de Rio Grande do Sul, conforme ilustrado na Figura 3.1.

Este local forma parte de uma antiga saibreira explorada pela Prefeitura de Porto Alegre que, com o crescimento da cidade, ficou dentro da malha urbana tendo sido posteriormente atravessada pela rua Mariano de Matos. Na Figura 3.2 apresenta-se um levantamento topográfico do local; os grandes desníveis observados são decorrentes dos cortes realizados para a implantação da rua. Na mesma figura são localizados os ensaios de cone (CPT, Cone Penetration Test) e pressiométricos (EP) executados neste trabalho, assim como a posição dos blocos indeformados retirados para a realização de ensaios de laboratório e das sondagem a trado, que formam parte de outra pesquisa desenvolvida em paralelo ao presente estudo (Horn, 1996).

#### **3.2 Geologia e Pedologia**

Geologicamente, segundo estudos relatados por RADAMBRASIL em 1986, a cidade de Porto Alegre pertence ao Complexo Canguçu e encravada neste a Suite Intrusiva Arroio dos Ladrões, que é formada por vários corpos graníticos isolados com denominações locais, entre os quais encontram-se os Granitos Santana, Independência, Ponta Grossa e Cantagalo. Esta formação constitui um conjunto de rochas graníticas do período Cambroordoviciano que ocorrem no leste do Escudo Sul-Riograndense.

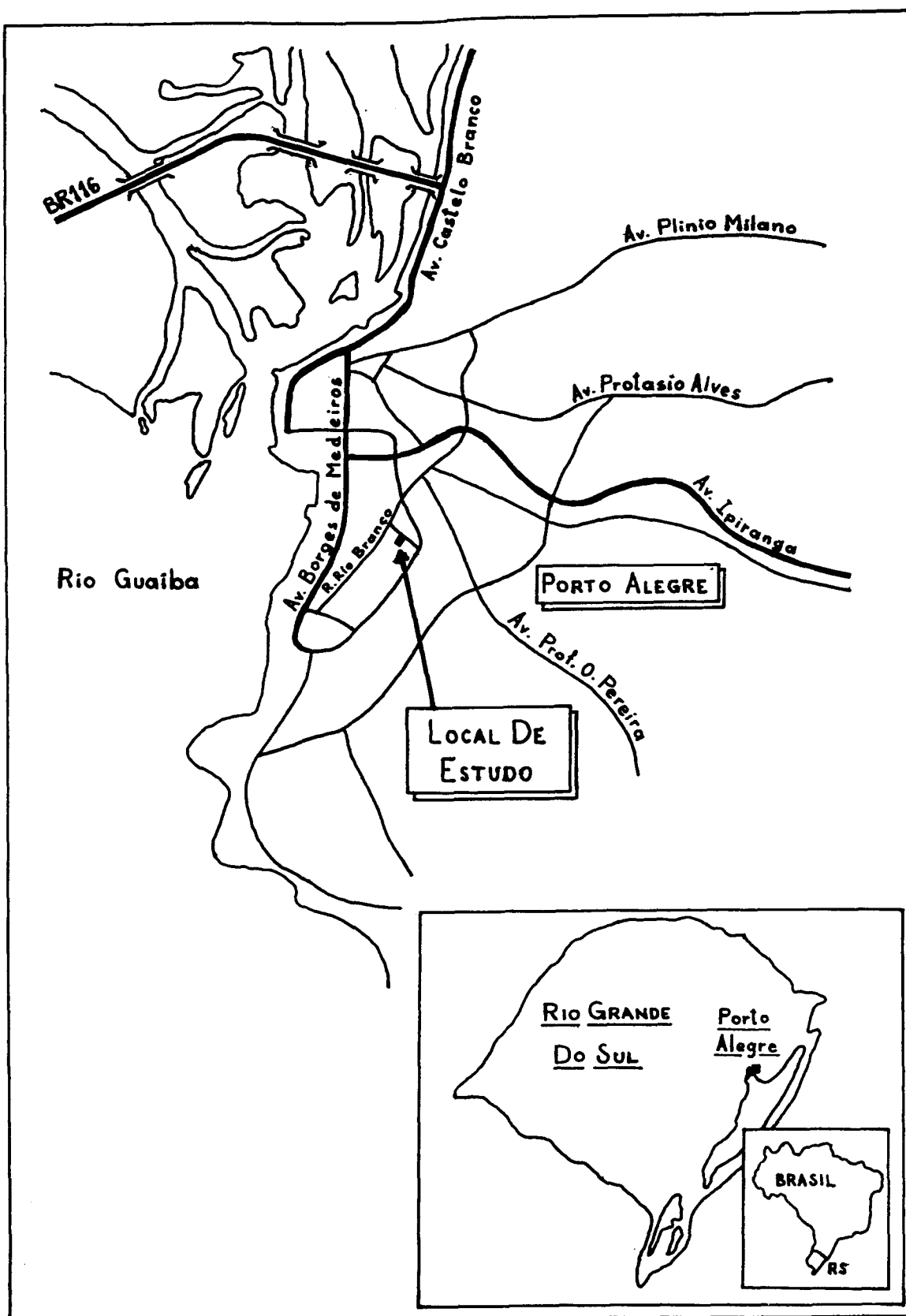


Figura 3.1: Localização do local de estudo.

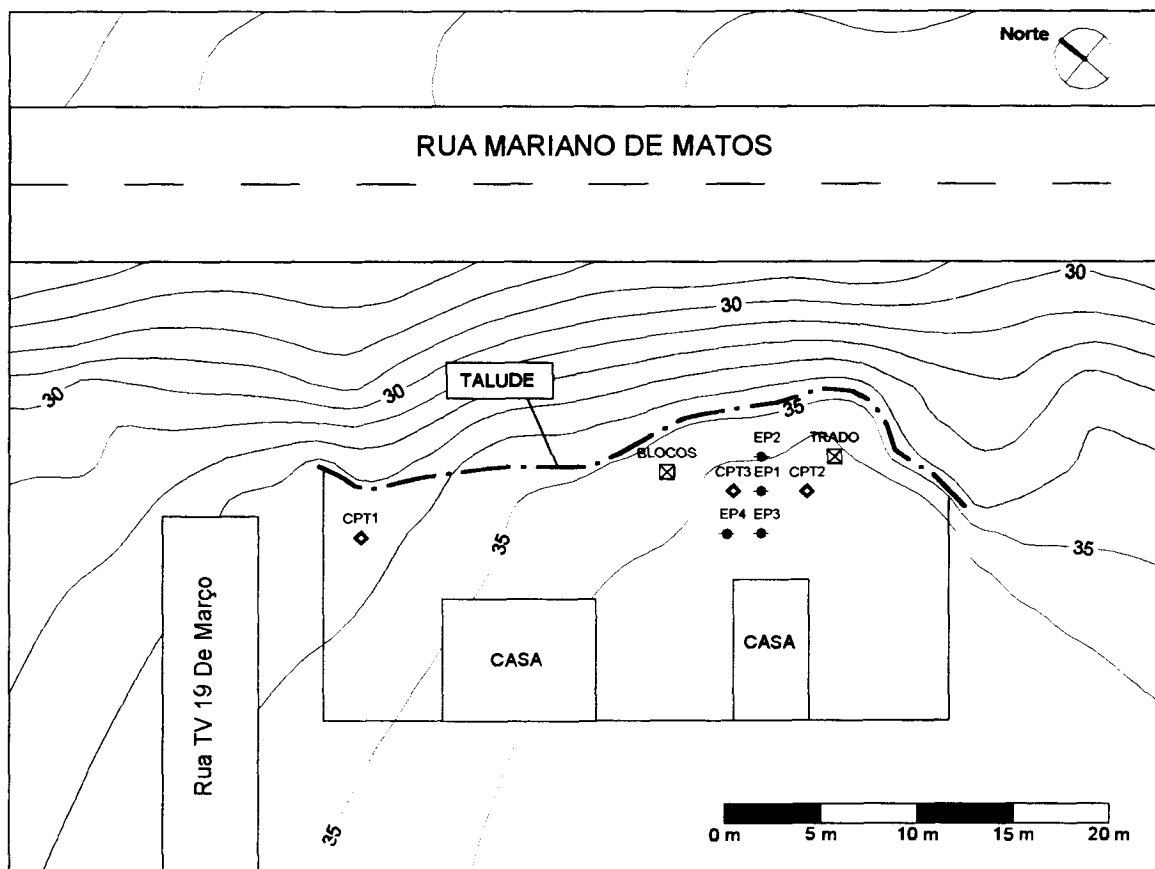


Figura 3.2: Levantamento topográfico do local de estudo.

O local estudado está situado dentro da zona de ocorrência do granito Ponta Grossa. Segundo Bastos (1991), caracteriza-se por ser um granito subalcalino a monzonítico, isotrópico, de granulação média a grosseira e de tonalidade rosea-avermelhada. Os minerais essenciais são: microclinio, quartzo, oligoclásio e biotita.

Pedologicamente, segundo BRASIL (1973), o local analisado encontra-se dentro dos solos classificados como PVA, Podzólico Vermelho-Amarelo, originado pela decomposição da rocha granítica de origem.

Segundo Dias (1987), os perfis destes solos são pouco desenvolvidos, apresentando uma seqüência de horizontes A, B laterítico e C saprolítico, com predominância de espessura do horizonte saprolítico. São solos não hidromórficos, ou seja, formados em condições de boa drenagem. O lençol freático encontra-se no

horizonte C, ou em níveis inferiores. Apresentam uma diferença textural entre os horizontes A e B, provavelmente ocasionado pela lixiviação do horizonte A, isto é, pela migração de argila e óxido de ferro e alumínio do horizonte A para o horizonte B; sendo em consequência, o primeiro mais arenoso e o segundo mais argiloso. Contém argila de atividade baixa do grupo das caolinitas.

O *horizonte A* é de pequena espessura, variando entre 0,70 e 1,00 m, de cor marrom-avermelhado escuro e textura areno-argilosa, ligeiramente plásticos. Apresenta pouca estabilidade pelo seu carácter arenoso, sendo facilmente removido pelas águas de superfície e muitas vezes deixando os horizontes inferiores expostos.

O *horizonte B* tem uma espessura que varia entre 1,50 e 2,00 m, de cor avermelhada e textura argilosa, onde detecta-se freqüentemente a presença de materiais grosseiros.

O *horizonte C* apresenta cores amareladas e textura grosseira. O carácter homogêneo e isotrópico das rochas graníticas de origem tende a originar um solo saprolítico relativamente homogêneo.

Estes solos foram descritos por Bastos (1991), que desenvolveu um mapeamento geotécnico do município de Porto Alegre, avaliando características geotécnicas e comportamento geomecânico de amostras de vários perfis típicos.

### **3.3 Ensaios de caracterização**

Os resultados experimentais abaixo apresentados foram extraídos dos trabalhos de Horn (1996), Bressani e outros (1995), e Bastos (1991). A seguir apresentam-se algumas das principais conclusões, destacando-se as propriedades de resistência dos solos, com o objetivo de dar subsídio à interpretações dos resultados dos ensaios de CPT e pressiométricos realizados neste estudo.

### 3.3.1 Perfil do subsolo

No local estudado foram realizadas sondagens a trado para a identificação do perfil de intemperismo; as mesmas foram executadas segundo as especificações da Norma Brasileira NBR 9603. Na Figura 3.3 é apresentada a descrição de um perfil típico do local.

O perfil encontrado caracteriza-se por não apresentar horizonte A, devido provavelmente a remoção manual do solo ou pela ação das águas superficiais, como já foi citado anteriormente. Entretanto, encontra-se no local uma camada de aterro de pequena espessura, de aproximadamente 0,30 m; a partir desta profundidade começa o horizonte B que atinge uma profundidade média de 1,00 m. Entre 1,00 e 1,70 m existe uma camada de transição, identificada como horizonte BC, e a partir de 1,70 m começa o horizonte C. Até a profundidade atingida pela sondagem, que foi de 5,00 m, não foi encontrado nem o lençol freático nem o horizonte de rocha alterada. A variação da umidade com a profundidade obtida no presente trabalho através de amostras coletadas durante os ensaios pressiométricos é apresentada na Figura 3.4. As amostras foram coletadas nos meses de Julho e Agosto.

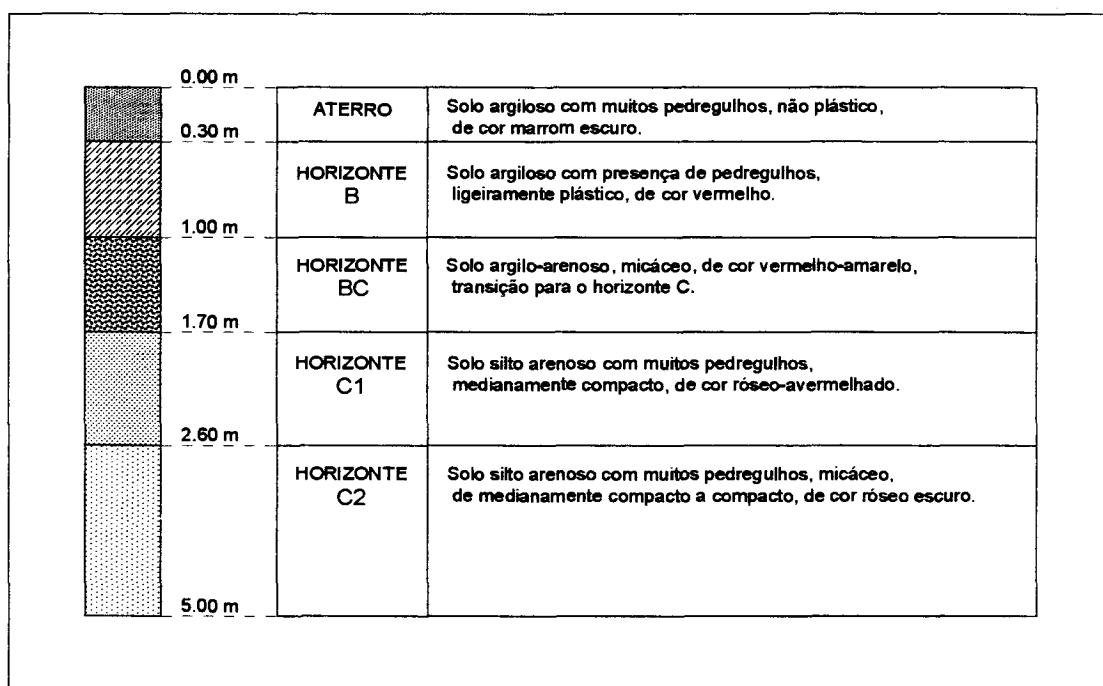


Figura 3.3: Perfil típico do local estudado.

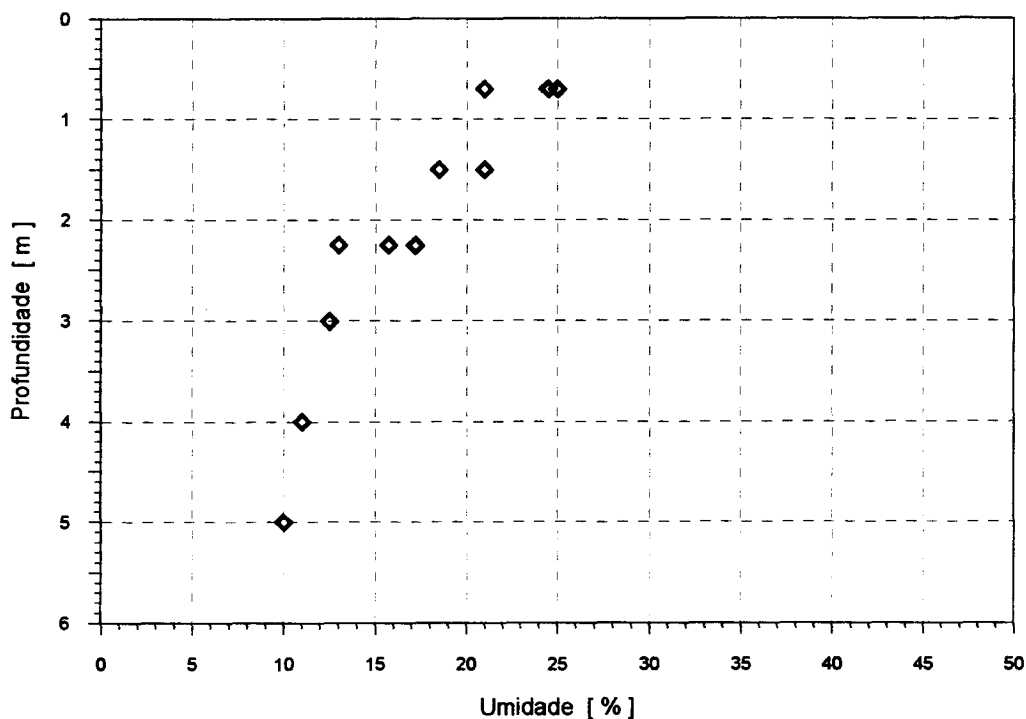


Figura 3.4: Perfil de umidade no local de estudo.

### 3.3.2 Ensaios de laboratório

No trabalho desenvolvido por Horn (1996), foram coletadas amostras representativas nas profundidades de 0,50 e 2,00 m, correspondente aos horizontes B e C respectivamente, para serem submetidas a ensaios de laboratório. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

#### 3.3.2.1 Ensaios de Granulometria

A Tabela 3.1 e a Figura 3.5 apresentam os resultados obtidos nos ensaios de granulometria realizados segundo a Norma Brasileira NBR 7181. Observa-se que o horiz. B é mais argiloso do que o horiz. C e muda de um silte arenoso no ensaio por sedimentação sem defloculante a uma argila arenosa quando usado defloculante. A granulometria do horiz. C é sempre a de um silte arenoso, com e sem defloculante.

Tabela 3.1: Análise Granulométrica (Horn,1996).

Frações [ mm ]	Horizonte B		Horizonte C		Classificação (s/ABNT)
	c / defloc.	s / defloc.	c / defloc.	s / defloc.	
> 4,8	2	2	8	8	Pedregulho
4,8 - 2,0	30	30	29	29	Areia Grossa
2,0 - 0,42	6	7	11	11	Areia Média
0,42 - 0,074	3	4	10	10	Areia Fina
0,074 - 0,002	12	47	33	42	Silte
< 0,002	47	10	9	0	Argila

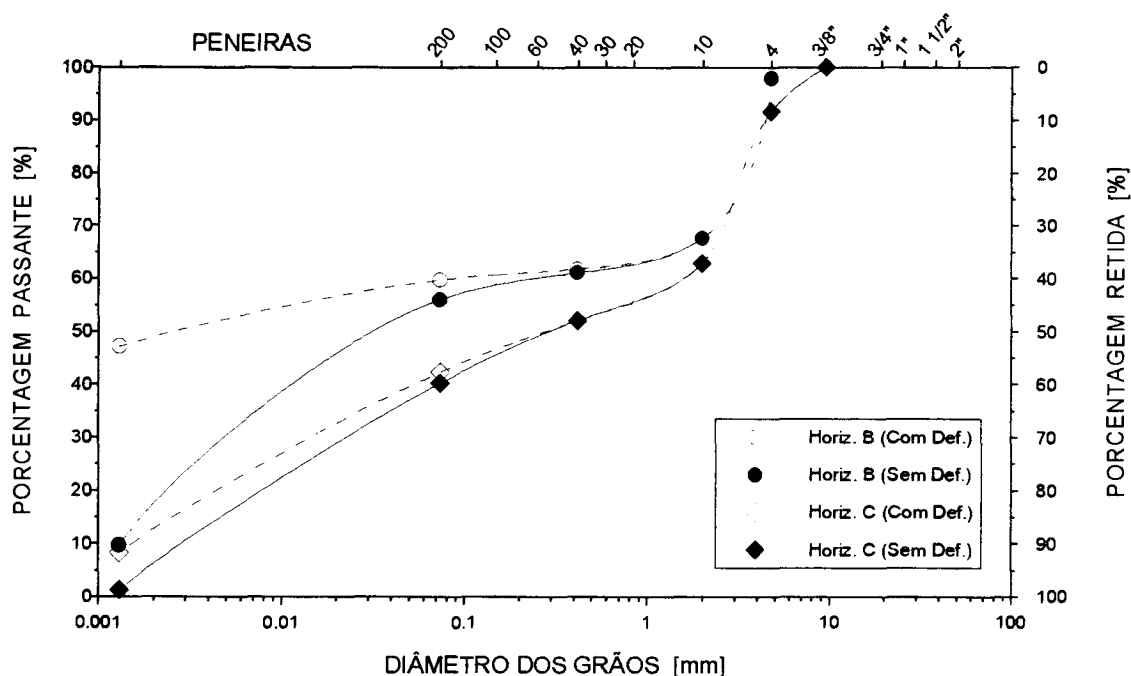


Figura 3.5: Curvas granulométricas dos horizontes B e C (Horn, 1996).



### 3.3.2.2 Ensaio para a determinação dos limites de Atterberg e dos índices físicos.

A Tabela 3.2 apresenta os resultados dos limites de Atterberg: limite de liquidez ( $W_l$ ), limite de plasticidade ( $W_p$ ) e índice de plasticidade (IP). O horizonte C caracteriza-se por ser não plástico.

Na Tabela 3.3 apresentam-se os índices físicos: peso específico do solo natural ( $\gamma_t$ ), peso específico do solo seco ( $\gamma_d$ ), peso específico real dos grãos (G), índice de vazios (e), umidade natural ( $\omega_n$ ) e grau de saturação (S).

Tabela 3.2: Limites de Atterberg dos horizontes B e C (Horn, 1996).

Horizonte	$W_l$	$W_p$	IP
B	56	35	21
C	--	--	não-plástico

Tabela 3.3: Índices físicos dos horizontes B e C (Horn, 1996).

Horizonte	$\gamma_t$ [ kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [ kN/m <sup>3</sup> ]	G [ kN/m <sup>3</sup> ]	e	$\omega_n$ [ % ]	S [ % ]
B	16.2	13.4	26.5	0.97	21.1	57.3
C	15.2	13.6	25.9	0.91	11.9	34.0

### 3.3.2.3 Ensaio de cisalhamento direto

A resistência ao cisalhamento dos horizontes B e C, foi avaliada por Bressani e outros (1995) através ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas, sendo o tempo de inundação de 16 horas. Utilizaram-se duas velocidades de deformação, uma de 3,6 mm/h e outra de 0,98 mm/h. Os resultados destes ensaios

são resumidos na Tabela 3.4 e ilustrados nas Figuras 3.6 e 3.7 onde as envoltórias representam a resistência máxima obtida.

Bressani e outros (1995), sugerem que existe uma influência da velocidade de deformação na envoltória de resistência. No horizonte B, com o aumento da velocidade de cisalhamento, o ângulo de atrito aumentou enquanto que a coesão diminuiu. O horizonte C apresentou um comportamento contrário, diminuindo o ângulo de atrito e aumentando a coesão, sendo a dispersão de valores em torno das envoltórias maior que a do horizonte B. Esta mudança no comportamento na resistência é atribuída ao arranjo dos agregados do solo.

Dada a dispersão dos valores obtidos e o baixo número de amostras ensaiadas, que não permitem definir com clareza as envoltórias diferenciando as duas velocidades de deformação, sugere-se a adoção de valores médios conforme apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Resultados dos ensaios de cisalhamento direto (Bressani e outros, 1996).

Horizonte	Velocidade	c [ kPa ]	$\phi$ [ graus ]
B	0,98 mm/h	12	29
	3,6 mm/h	8	34
	Valor médio	10	32
C	0,98 mm/h	7	38
	3,6 mm/h	19	32
	Valor médio	13	35
C(*)	---	36	35

Observação: C(\*). dados do horizonte C obtidos por Bastos (1991) em outro local situado na mesma unidade geotécnica, próximo ao local de estudo.

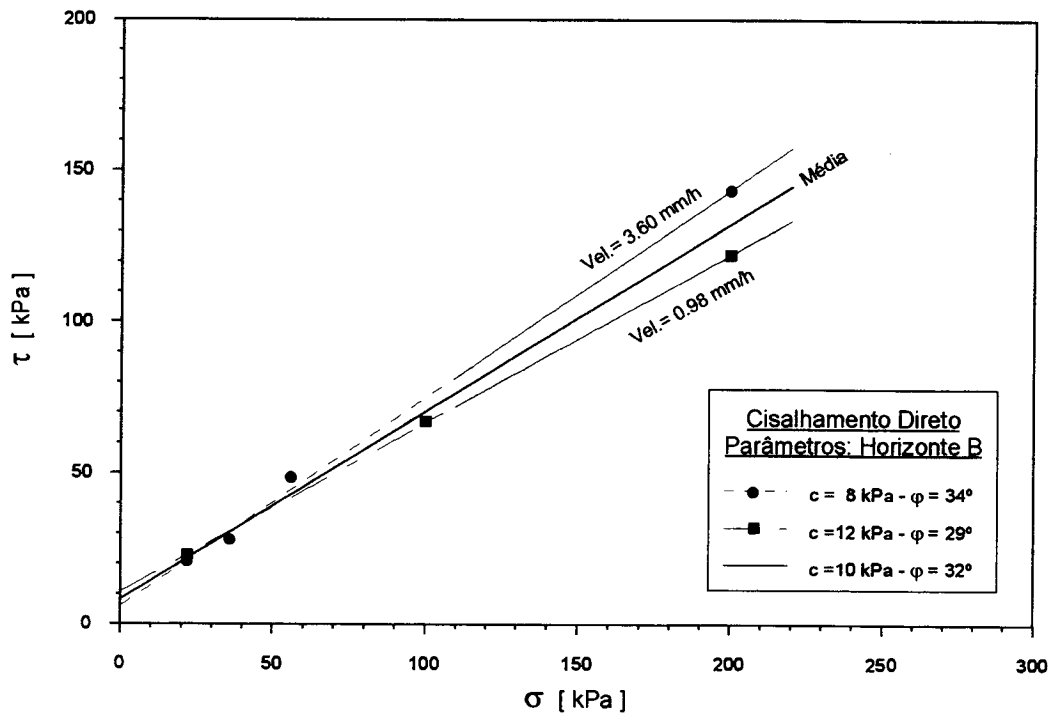


Figura 3.6: Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto do horizonte B (Bressani e outros, 1995).

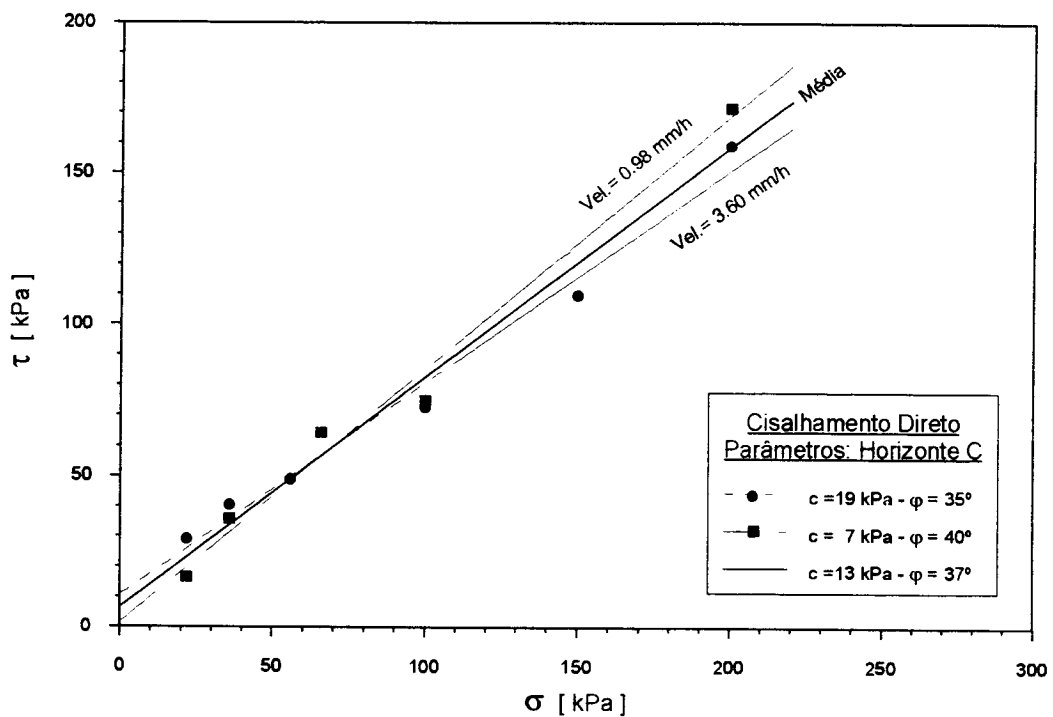


Figura 3.7: Envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto do horizonte C (Bressani e outros, 1995).

## **4 ENSAIOS DE CAMPO**

No local estudado foram executados ensaios de CPT (Cone Penetration Test) e ensaios Pressiométricos. Os ensaios de CPT foram realizados com o objetivo de obter-se a estratigrafia do subsolo, e assim poder estabelecer as profundidades onde seriam executados os ensaios pressiométricos. Os resultados de ensaios pressiométricos objetivaram, por sua vez, determinar os parâmetros de comportamento tensão-deformação-resistência do solo decomposto de granito, do local de estudo.

### **4.1 Ensaio de CPT (Cone Penetration Test)**

Nos ensaios de CPT utilizou-se um equipamento padrão, e segundo as indicações dadas pela ISSMFE em 1977 (Meigh, 1987), sendo que os procedimentos de ensaio seguiram as recomendações da Norma Brasileira MB-3406 e da Norma ASTM D3441-75T. Foram executados ensaios de CPT em três pontos distintos na área em estudo, conforme indicado anteriormente na Figura 3.2, de forma de obter-se um perfil estratigráfico de resistência representativo do subsolo.

Para as pesquisas desenvolvidas na UFRGS, existe um equipamento de CPT que conta com ponteiros cônicas elétricas, um sistema de aquisição de dados automático, e uma unidade de cravação de acionamento hidráulico com capacidade de 100 kN. Este equipamento vem sendo utilizado de forma sistemática a partir da década de 90 em teses de mestrado e doutorado desenvolvidas nesta universidade (Averbeck, 1996; Soares, 1996).

### 4.1.1 Descrição do equipamento

Para uma descrição completa do equipamento utilizado deve-se considerar que este é composto de três partes principais, cada uma delas cumprindo com uma função diferente:

1. Unidade de cravação e sistema de reação.
2. Hastes e ponteira cônica.
3. Sistema de aquisição de dados.

Na Figura 4.1 apresenta-se um esquema do equipamento com os itens acima citados. Este esquema será utilizado como ilustração, para permitir uma descrição sumária das características de cada componente. Uma descrição pormenorizada pode ser encontrada em Soares (1996); neste capítulo apresentam-se somente as informações indispensáveis ao entendimento dos procedimentos adotados.

#### *1. Unidade de cravação e sistema de reação*

Uma fotografia da unidade de cravação utilizada neste trabalho é apresentada na Figura 4.2. O sistema é constituído de um pistão hidráulico de 1,20 m de extensão máxima que é acionado por uma bomba hidráulica ligada a um motor a explosão de 6 HP de potência. Este equipamento possui uma capacidade máxima de cravação de 100 kN, a uma velocidade constante de 20 mm/s garantida mediante uma válvula reguladora.

A reação do sistema é obtida através de quatro âncoras helicoidais de 0,20 m de diâmetro e que podem ser cravadas no terreno até uma profundidade máxima de 1,20 m.

Todo o sistema está integrado a um reboque que é facilmente transportado por um veículo utilitário para cobrir grandes distâncias, e manualmente para seu posicionamento no local do ensaio.

## *2. Hastes e ponteira cônica*

Foi utilizada uma ponteira elétrica com duas células de carga que registram a resistência de ponta ( $q_c$ ) e o atrito lateral ( $f_s$ ). Estas células de carga foram montadas com “strain gauges” formando, cada uma, uma ponte de Wheatstone completa. A ponteira usada tem capacidade para medir uma resistência de ponta máxima de 50 kN. As dimensões da mesma foram controladas de forma de atender as recomendações estabelecidas pela Norma Brasileira MB-3406.

A ponteira cônica é introduzida no solo mediante hastes de aço que permitem passar, no seu interior, o cabo elétrico que é acoplado ao sistema de aquisição de dados. O comprimento efetivo destas hastes é de 1,00 m, o diâmetro externo de 36 mm e o interno de 16 mm.

## *3. Sistema de aquisição de dados*

O sistema é composto basicamente por duas células de carga localizadas na ponteira cônica que medem a resistência de ponta ( $q_c$ ) e o atrito lateral ( $f_s$ ), e um micro-computador situado na superfície que registra as informações do ensaio.

A ponteira envia o sinal analógico através de um cabo, que passa pelo interior das hastes, até um conversor analógico/digital ligado ao micro-computador. Um programa de computação monitora o ensaio e registra as leituras das células de carga em função da profundidade da ponteira; esta informação é armazenada em um arquivo dentro do disco rígido para processamento posterior.

O controle do início da cravação de uma barra e o registro automático das leituras, é feito através do disparo de um gatilho localizado em uma peça especialmente desenhada que é colocada no topo da barra. O pistão hidráulico, ao descer, pressiona um botão que fechando o circuito elétrico desencadeia o início das leituras.

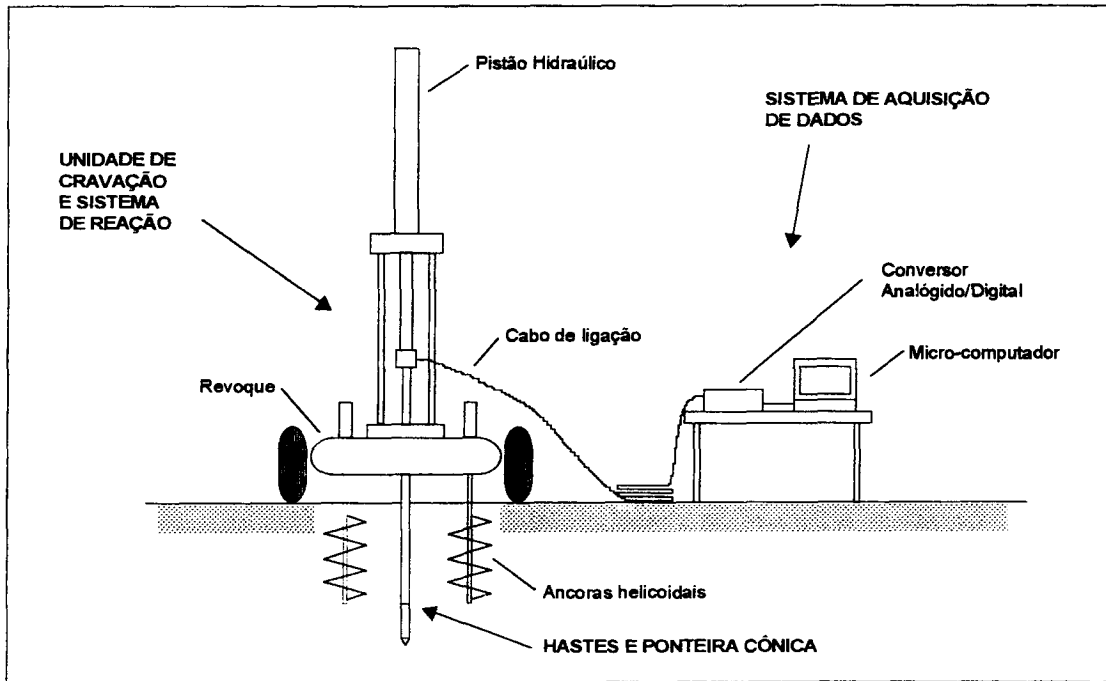


Figura 4.1: Esquema do CPT elétrico e seus componentes.

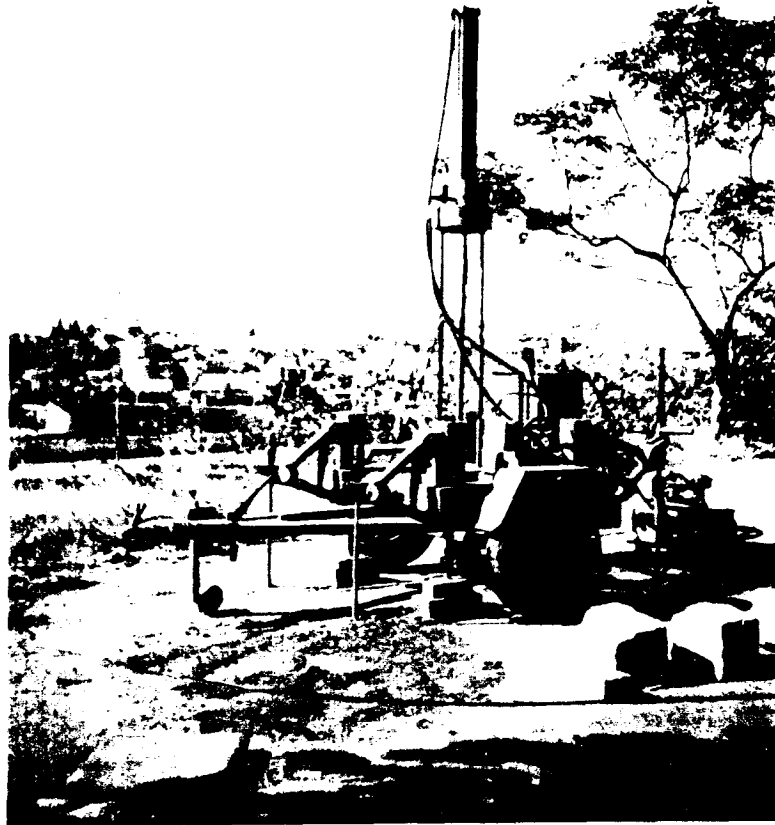


Figura 4.2: Vista do equipamento de CPT utilizado nesta pesquisa.

As células de carga recebem uma diferença de potencial produzida por uma bateria de carro. Entre a bateria e as células de carga existe um regulador que mantém a diferença de potencial estável em 10 Volts. Um esquema do sistema completo é apresentado na Figura 4.3. A configuração mostrada permite uma total automatização do ensaio, não dependendo de fatores externos de operação, obtendo-se uma alta confiabilidade nos resultados do ensaio.

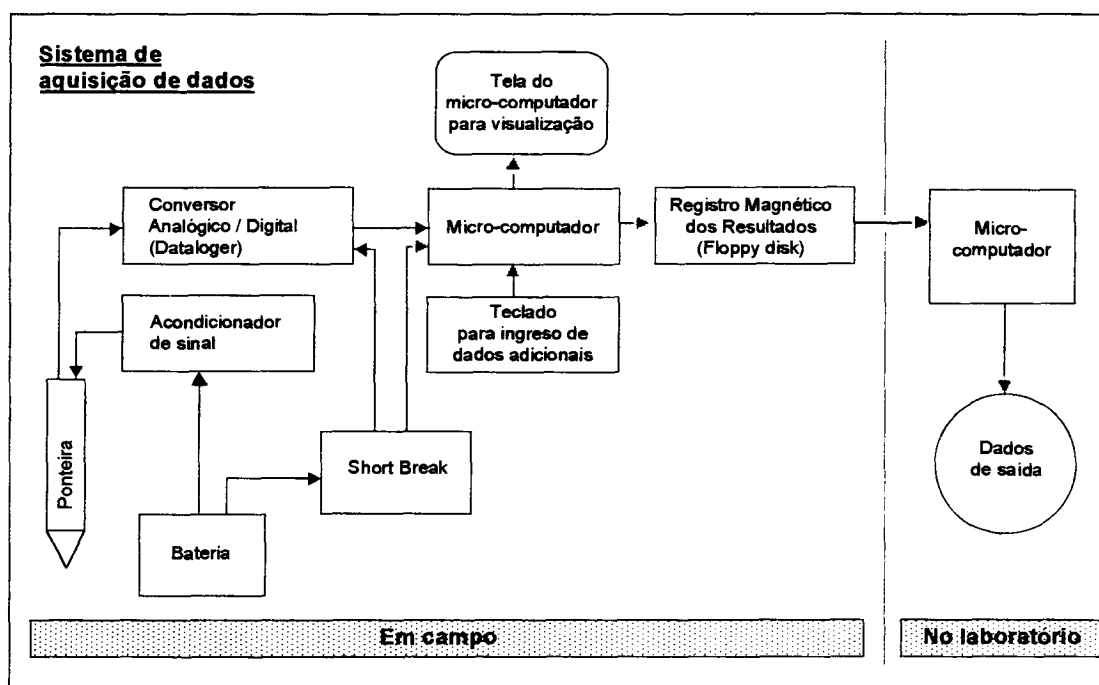


Figura 4.3: Esquema do sistema de aquisição de dados.

Ao se utilizar um motor a explosão para acionar a bomba do circuito hidráulico, e uma bateria de carro para alimentar o sistema de aquisição de dados, o equipamento possui autonomia própria, não dependendo do fornecimento de energia externa para a realização de ensaios.

Embora o equipamento utilizado venha sendo empregado em outras pesquisas, antes da realização dos ensaios deste trabalho foi verificado o funcionamento de todos os componentes e o estado geral de todas as peças. Verificaram-se as medidas da ponteira elétrica, encontrando-se todas elas dentro das



recomendadas pela Norma Brasileira; calibraram-se as duas células de carga, obtendo-se as equações de calibração a serem usadas; regulou-se a velocidade do pistão hidráulico para garantir uma velocidade cravação de 20 mm/s.

#### 4.1.2 Calibração do cone elétrico

Previamente à realização dos ensaios em campo, as duas células de carga do cone elétrico foram calibradas em uma prensa hidráulica, onde as cargas aplicadas eram lidas em um anel dinamométrico. As calibrações seguiram o procedimento recomendado pela norma NBR 6674.

Para calibrar a resistência de ponta escolheram-se dois intervalos de carga, de 0 a 10 kN e de 0 a 50 kN, e para o atrito lateral um intervalo de 0 a 10 kN. Cada um desses intervalos foi dividido em dez níveis de carga, em cada nível registrava-se a leitura no micro-computador. Em todos os casos foram realizadas cinco séries de carregamento para obter a equação da curva característica, e avaliar o desempenho das células de carga.

#### 4.1.3 Procedimento de ensaio

Uma vez em campo, o equipamento foi cuidadosamente nivelado para que a ponteira seja cravada de forma vertical. Após o nivelamento, colocaram-se as quatro âncoras atingindo-se a máxima profundidade possível para garantir uma reação adequada às forças de cravação.

Com o sistema de aquisição de dados ligado, e antes de começar o ensaio, tomou-se o registro da leitura de carga zero das duas células de carga. Logo iniciou-se a cravação da ponteira a uma velocidade de 20 mm/s. Enquanto a ponteira penetra no solo, o micro-computador vai registrando as componentes de resistência de ponta e atrito lateral a intervalos regulares de aproximadamente 0,70 cm. O programa

utilizado para monitorar o ensaio permite visualizar na tela do micro-computador, em forma gráfica, o perfil de resistência do solo, de forma a possibilitar o controle do andamento do ensaio.

Em todos os casos o ensaio foi interrompido ao atingir-se a profundidade de interesse desejada para este trabalho, obtendo-se um perfil de subsolo que permite avaliar problemas geotécnicos relacionados a estabilidade de taludes e fundações.

#### 4.1.4 Apresentação de resultados

Os resultados obtidos nos três ensaios executados são apresentados em forma gráfica nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6. Nestes gráficos são plotados os valores de resistência de ponta ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e relação de atrito ( $R_f$ ) em função da profundidade. Se define como relação de atrito a razão entre o atrito lateral e a resistência de ponta expresso em porcentagem:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100 \quad (4.1)$$

onde:

$R_f$  : relação de atrito [ % ].

$f_s$  : atrito lateral.

$q_c$  : resistência de ponta.

A interpretação dos resultados à luz de informações geo-pedológicas será apresentado no Capítulo 5. No entanto, algumas observações podem ser feitas com base na simples superposição dos três ensaios, conforme apresentado na Figura 4.7. A repetibilidade nas medidas de ( $q_c$ ) e ( $f_s$ ) fica claramente demonstrada, embora da variabilidade vertical e espacial observada na micro-estrutura do solo. Sugere-se através deste exercício, que o cone elétrico constitui-se em ferramenta adequada a descrição do subsolo e, possivelmente, a determinação das propriedades de resistência dos materiais, conforme observado anteriormente por Averbeck (1996).

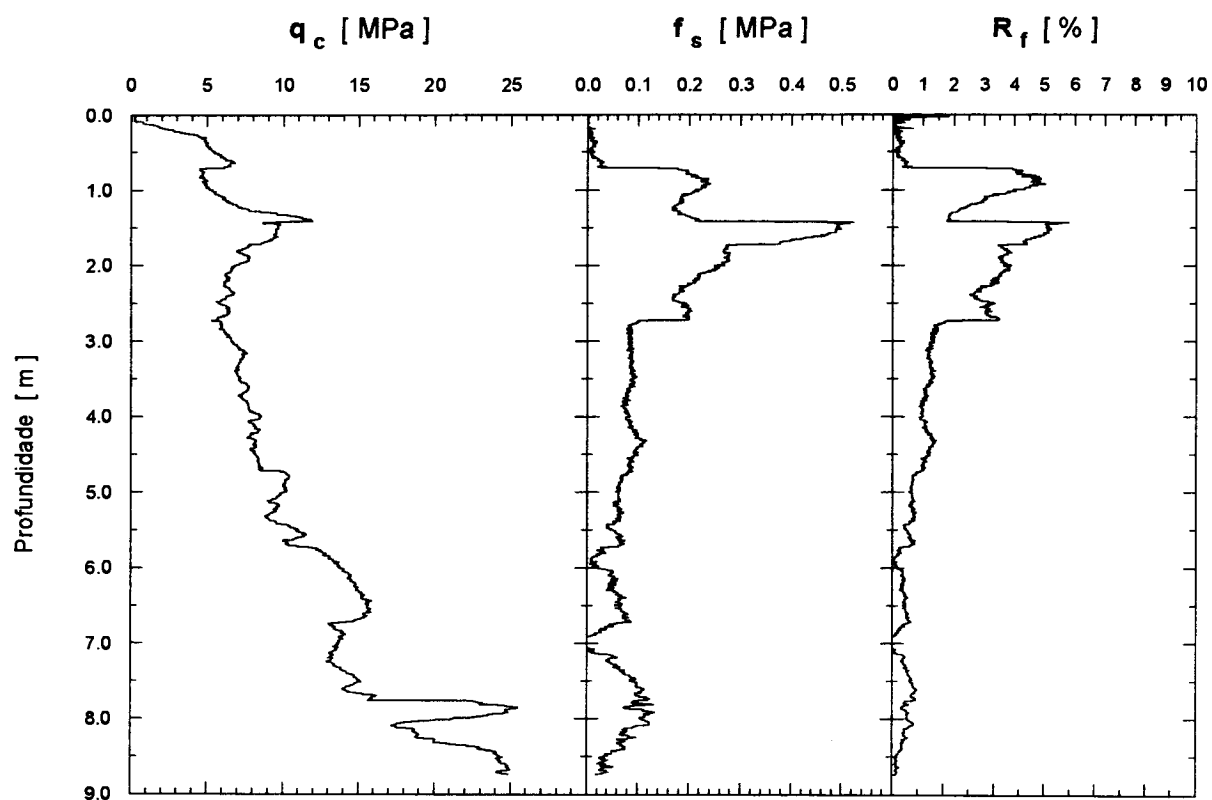


Figura 4.4: Ensaio de cone elétrico CPT1.

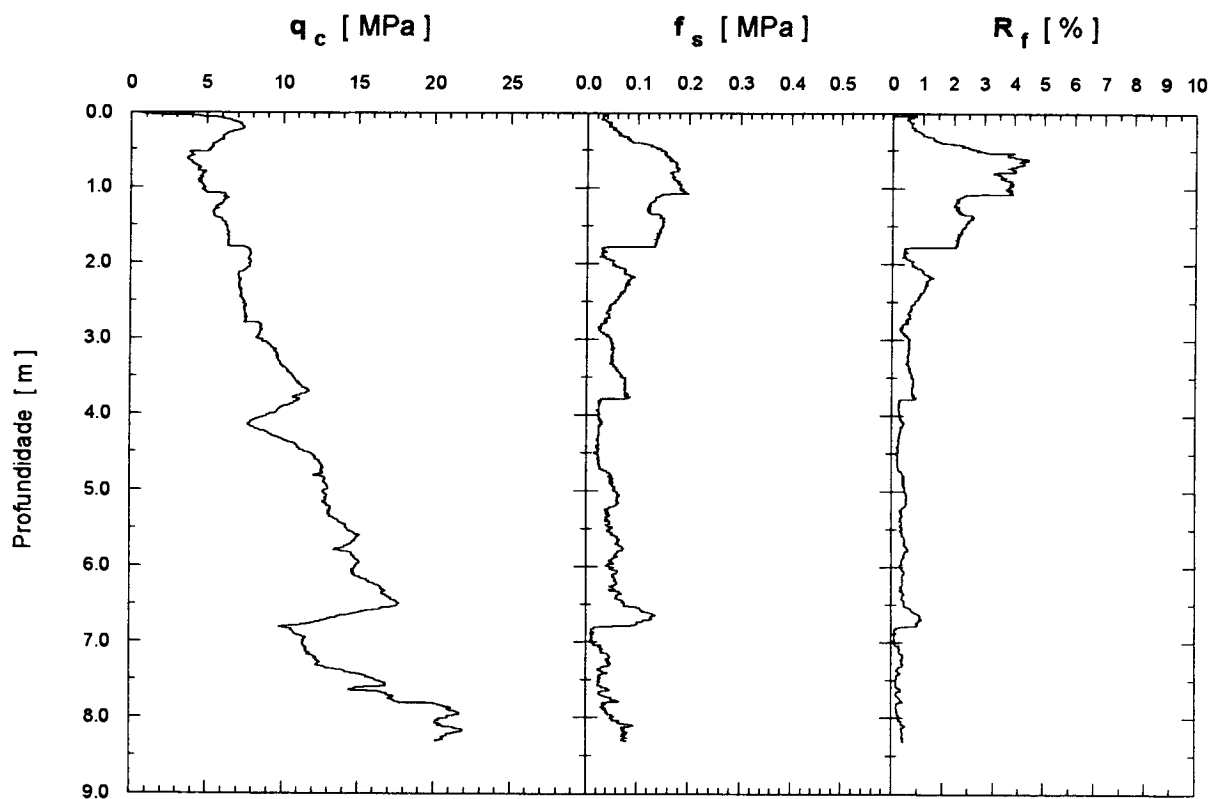


Figura 4.5: Ensaio de cone elétrico CPT2.

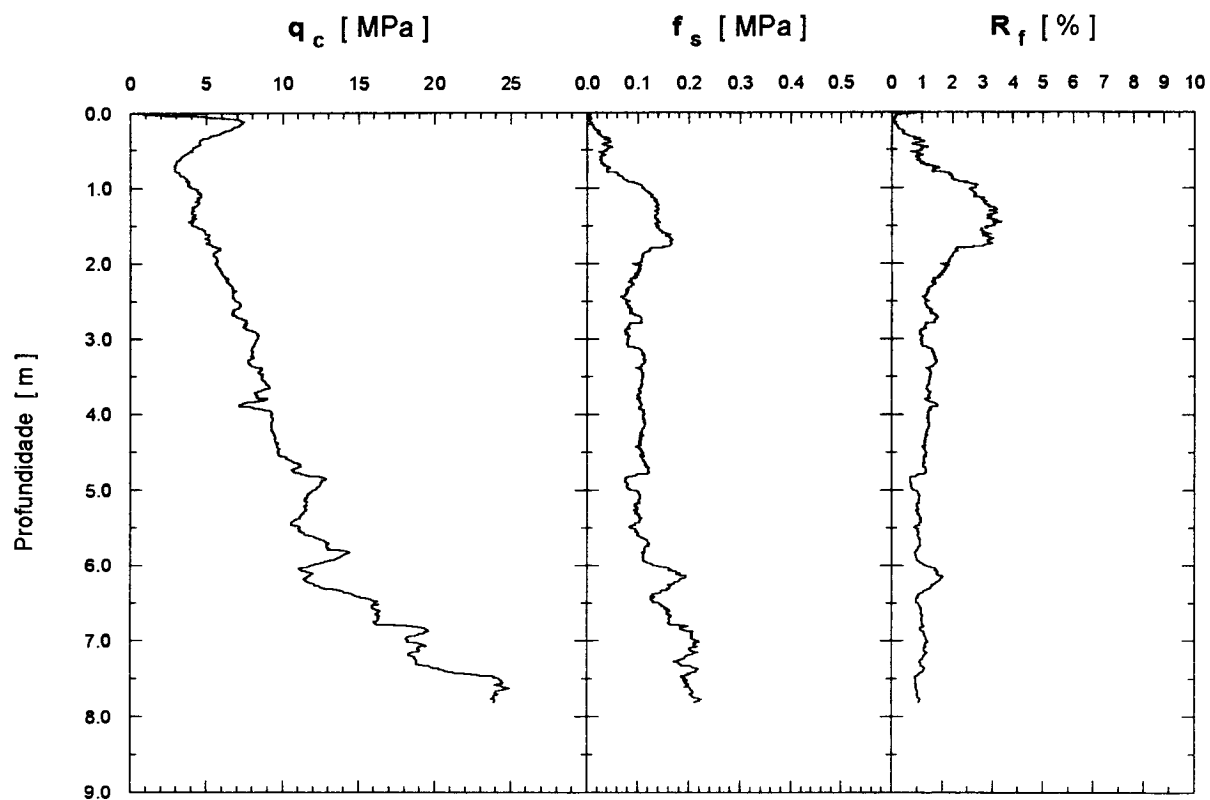


Figura 4.6: Ensaio de cone elétrico CPT3.

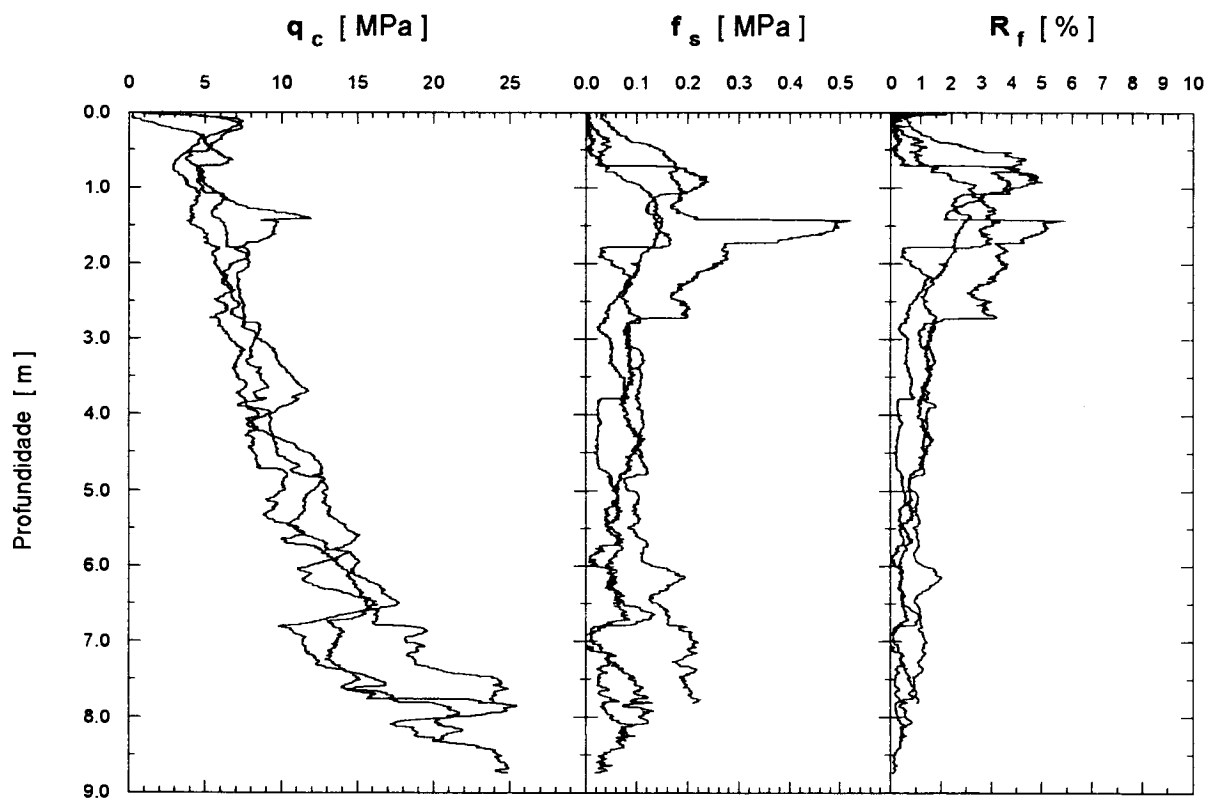


Figura 4.7: Superposição dos ensaios de cone elétrico CPT1, CPT2 e CPT3.

## 4.2 Ensaio Pressiométricos

Foram executados um total de treze ensaios pressiométricos, cujas informações gerais são resumidas na Tabela 4.1. Onze deles seguiram o procedimento de ensaio recomendado pela norma ASTM D 4719-87. Os dois restantes, denominados como especiais, foram realizados com algumas modificações como será explicado no decorrer deste capítulo.

A nomenclatura adotada significa: EPMM, Ensaio Pressiométrico Mariano de Matos; os números seguintes se referem, o primeiro ao número do furo e os outros três à profundidade de ensaio em centímetros. Assim por exemplo, EPMM3225 significa um ensaio pressiométrico realizado no furo três a 2,25 m de profundidade.

Tabela 4.1: Características dos ensaios pressiométricos.

Denominação	Perfuração N°	Profundidade [ m ]	Horizonte	Tipo de ensaio
EPMM1070	1	0,70	B	normal
EPMM1150	1	1,50	BC	normal
EPMM1225	1	2,25	C	normal
EPMM1300	1	3,00	C	normal
EPMM1400	1	4,00	C	normal
EPMM1500	1	5,00	C	normal
EPMM2070	2	0,70	B	normal
EPMM2225	2	2,25	C	normal
EPMM3070	3	0,70	B	normal
EPMM3150	3	1,50	BC	normal
EPMM3225	3	2,25	C	normal
EPMM4070	4	0,70	B	especial
EPMM4225	4	2,25	C	especial

### 4.2.1 Descrição do equipamento

O pressiômetro utilizado nesta pesquisa foi do tipo Ménard, modelo GC, de propriedade da CIENTEC. A Figura 4.8 apresenta uma fotografia do equipamento completo, sendo o mesmo esquematizado na Figura 4.9. Uma detalhada descrição deste pressiômetro é feita por Nunes e outros (1994), e exemplos de sua utilização podem ser encontrados em teses de mestrado da UFRGS (Mántaras, 1995; Nakahara, 1995; Soares, 1996).

Basicamente, o conjunto é constituído por:

1. Uma unidade controladora de pressão e volume (CPV).
2. Uma sonda de medição.
3. Uma tubulação coaxial.

#### *1. Unidade de controle pressão-volume (CPV).*

Parte do equipamento que permanece na superfície do terreno. Contém todos os componentes necessários para aplicar os incrementos de pressão e medir as variações volumétricas da sonda; na fotografia da Figura 4.10 se observa uma vista frontal da CPV.

#### *2. Sonda de medição*

Para este pressiômetro existem dois tipos de sonda. A utilizada neste trabalho foi do tipo "BX", com uma célula central de medição e duas células de guarda. A célula central tem um comprimento de 210 mm e as células de guarda de 120 mm, enquanto que o diâmetro de todas é de 57 mm. A razão entre o comprimento e o diâmetro da sonda é de 7,9 (incluindo a células de guarda).

#### *3. Tubulação coaxial*

Esta tubulação liga a unidade de controle com a sonda, o tubo interno contém água desairada para registrar as variações de volume da célula central e o tubo externo contém gás comprimido para manter a pressão necessária nas células de guarda.

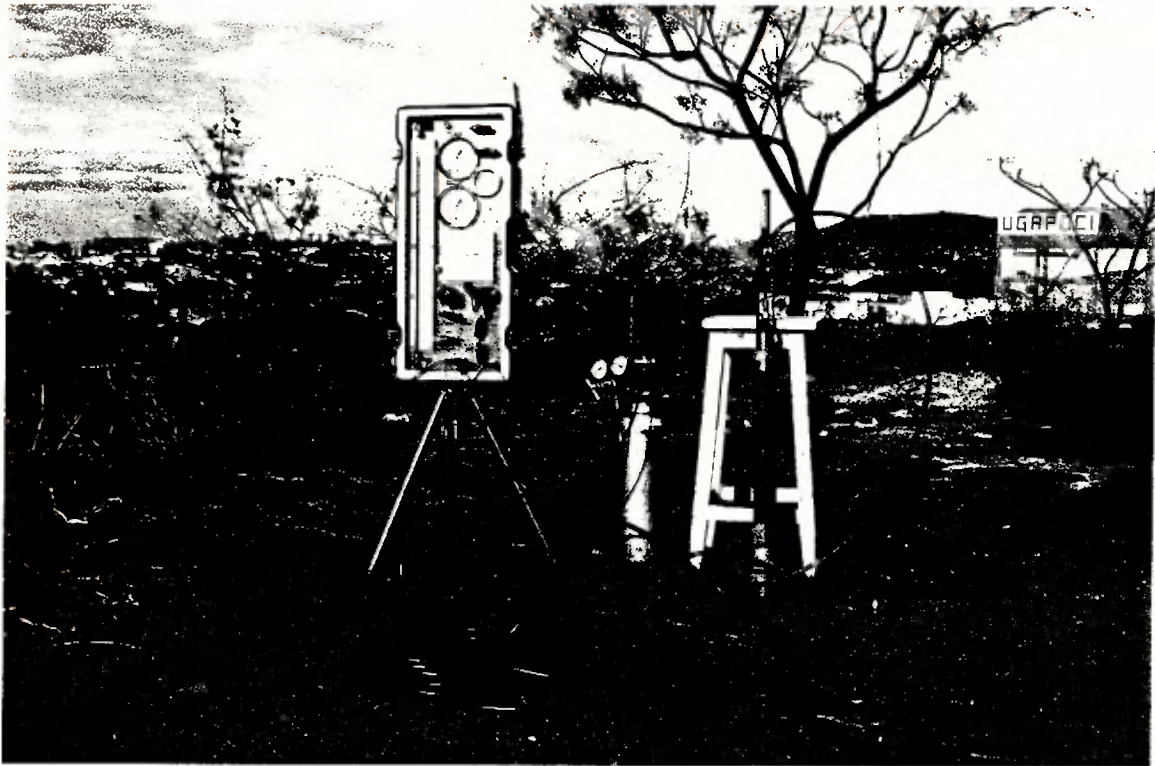


Figura 4.8: Pressiômetro, vista do equipamento completo.

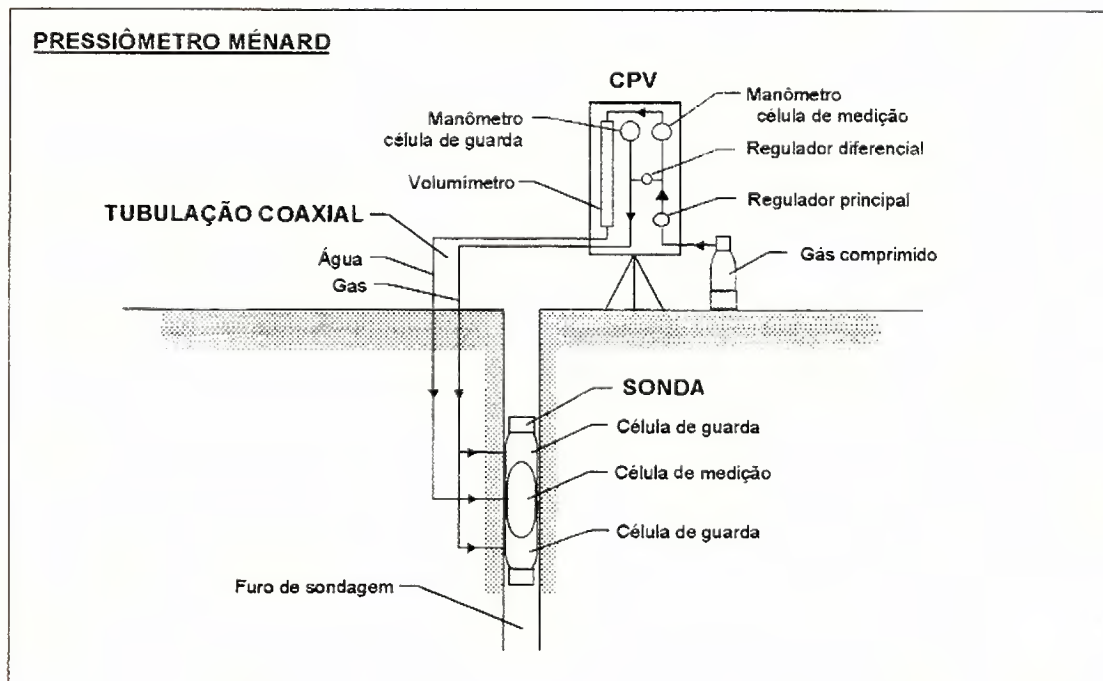


Figura 4.9: Esquema do pressiômetro Ménard.

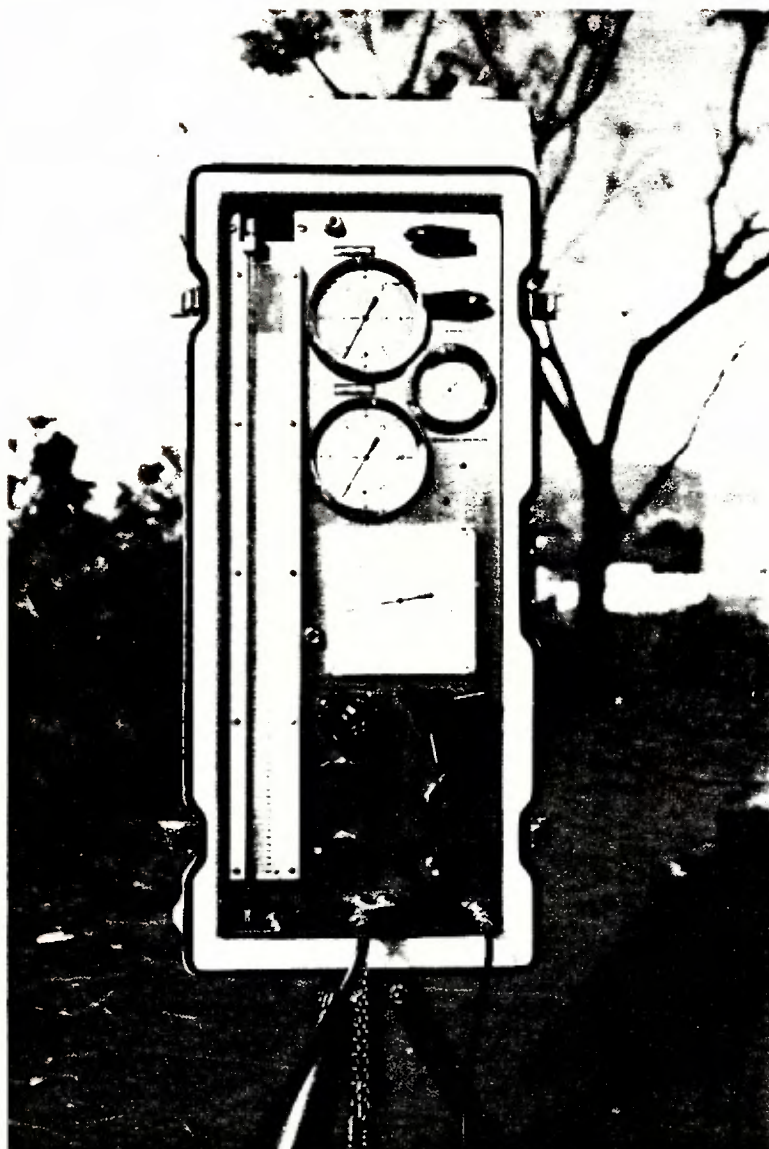


Figura 4.10: Pressiômetro, vista frontal da CPV.



## 4.2.2 Calibrações

Os dados obtidos no ensaio devem ser corrigidos mediante duas calibrações, uma para avaliar as perdas de pressão ( $P_c$ ) devido à resistência própria da membrana, e outra para corrigir as perdas de volume ( $V_c$ ) produzidas pela expansão do sistema.

### 4.2.2.1 Calibração para corrigir as perdas de pressão ( $P_c$ )

No ensaio, a pressão aplicada ao solo é menor que a pressão registrada na unidade de controle devido à resistência própria da membrana, que varia em função do volume injetado. A resistência da membrana expressada como uma pressão ( $P_c$ ) é calculada para um volume de líquido injetado ( $V_{lido}$ ) mediante a curva de calibração da sonda ao ar, e deve ser diminuída da pressão registrada no ensaio.

Para obter-se a curva de calibração, colocou-se a sonda em posição vertical na mesma altura da CPV e aplicaram-se incrementos de pressão de 20 kPa; cada incremento foi mantido constante pelo tempo de um minuto, registrando-se o valor de volume injetado no final do período. Deve ter-se o cuidado de não ultrapassar o limite de volume que pode ingressar na sonda, neste caso de 700 cm<sup>3</sup>. Os dados assim registrados são plotados num gráfico Pressão-Volume injetado para obter-se os valores de ( $P_c$ ) que serão utilizados na correção da curva de campo, Figura 4.11. Estas calibrações foram feitas em campo no início e no fim dos dias de ensaios.

A pressão transmitida ao solo pela sonda em um ensaio pressiométrico ( $P$ ), é calculada como segue:

$$P = P_{lida} + P_h - P_c \quad (4.2)$$

onde:

$P_{lida}$  : Pressão lida no manômetro da CPV.

$P_h$  : Pressão hidrostática do circuito de água.

$P_c$  : Pressão devido à resistência própria da membrana.

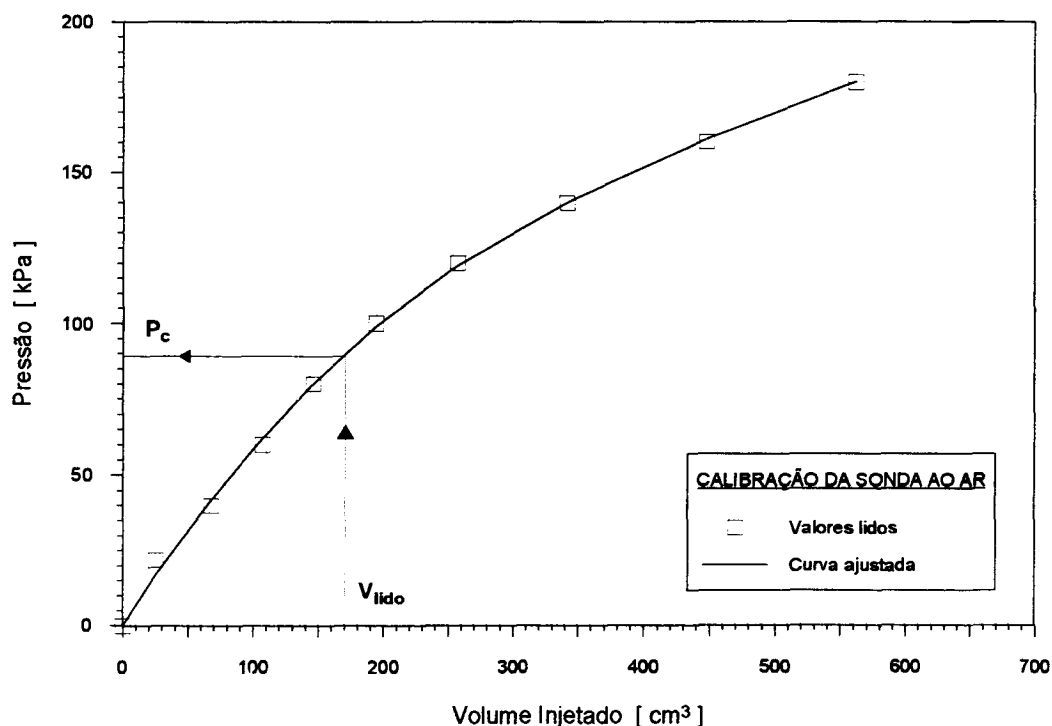


Figura 4.11: Exemplo de calibração para avaliar as perdas de pressão.

#### 4.2.2.2 Calibração para corrigir as perdas de volume ( $V_c$ )

A compressibilidade da água e da membrana e a expansão do sistema hidráulico devem ser levados em consideração para corrigir as leituras do volume injetado. Para isto, colocou-se a sonda verticalmente dentro de um tubo de aço de parede espessa na mesma altura da CPV. Aplicaram-se incrementos de pressão de 20 kPa; cada incremento foi mantido constante pelo tempo de um minuto, registrando-se o valor de volume injetado no final do período.

Uma vez que a membrana da sonda encosta nas paredes do tubo toda variação volumétrica será devida à compressibilidade da água e à expansão do sistema. Atendido este estágio, colocou-se o volumímetro da CPV em alta sensibilidade para uma melhor definição da curva.

Plotando os valores de pressão e volume injetado obtém-se um gráfico como o mostrado na Figura 4.12. Realizando um ajuste linear do trecho reto, obteve-se a equação de calibração das perdas de volume ( $V_c$ ), e o coeficiente de expansão do sistema ( $a$ ). O volume real injetado em um ensaio pressiométrico na célula de medição ( $V$ ), é calculado pela expressão:

$$V = V_{\text{lido}} - V_c \quad (4.3)$$

onde:

$V_{\text{lido}}$  : volume lido no volumímetro da CPV.

$V_c$  : perdas de volume devido à expansão do sistema.

sendo:

$$V_c = a \cdot P_{\text{lida}} \quad (4.4)$$

onde:

$a$  : coeficiente de expansão do sistema ( $a = dv/dp$ ).

$P_{\text{lida}}$  : pressão lida no manômetro da CPV.

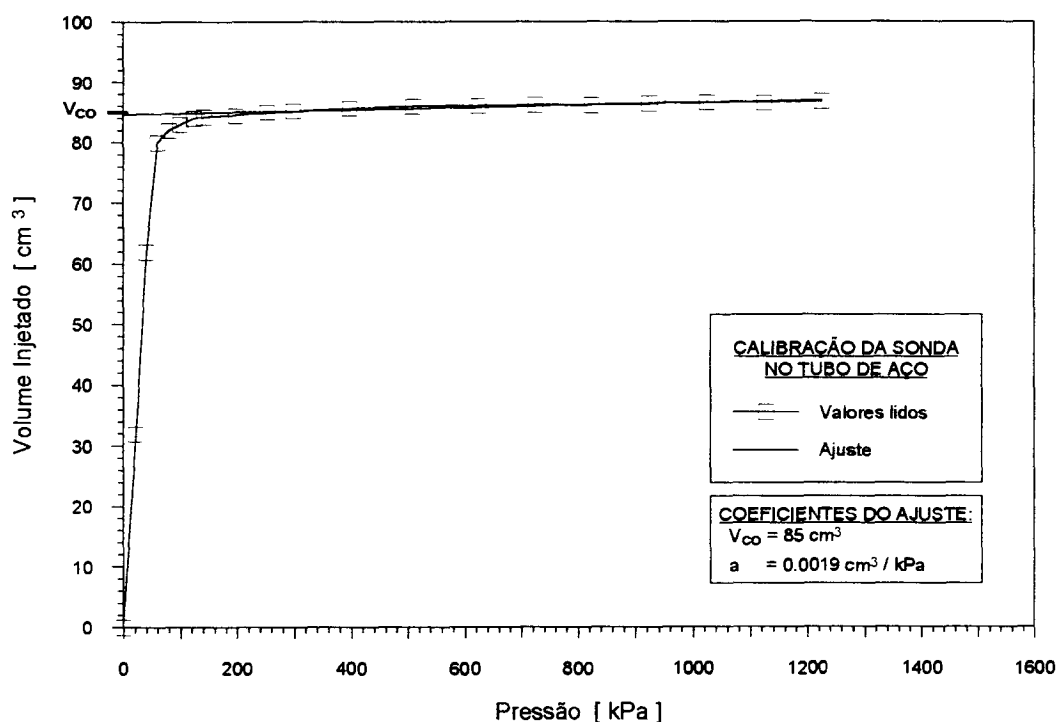


Figura 4.12: Calibração da sonda para avaliar as perdas de volume.

### 4.2.3 Cálculo do volume da célula de medição ( $V_o$ )

Durante o ensaio é registrado o volume de água injetado na sonda. Conhecido o volume injetado devemos ainda conhecer o volume inicial da célula de medição ( $V_o$ ) para calcular o volume da cavidade. Do gráfico anteriormente apresentado na Figura 4.12 pode-se obter o valor de  $V_{co}$ , e assim calcular  $V_o$  com a fórmula:

$$V_o = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} \cdot l_s - V_{co} \quad (4.5)$$

onde:

$V_o$  : volume inicial da célula de medição.

$d_i$  : diâmetro interno do tubo de aço.

$l_s$  : longitude da célula de medição.

$V_{co}$  : do gráfico da Figura 4.12.

No caso da sonda utilizada nesta pesquisa:

$$d_i = 6,0 \text{ cm}$$

$$l_s = 21,0 \text{ cm}$$

$$V_{co} = 85,0 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow V_o = 509,00 \text{ cm}^3$$

### 4.2.4 Execução do ensaio

#### 1. Execução do furo

Segundo a norma ASTM D 4719-87, duas condições devem ser cumpridas na execução do furo para assegurar uma boa qualidade de ensaio:

**A)** O diâmetro do furo deve estar dentro das medidas especificadas:

$$1,03 \cdot D < D_H < 1,20 \cdot D \quad (4.6)$$

onde:

D : diâmetro da sonda.

D<sub>H</sub> : diâmetro do furo.

**B)** A ferramenta de perfuração deve produzir a mínima perturbação possível nas paredes do furo.

Neste trabalho, e devido à estrutura do solo, foi possível conseguir uma perfuração de boa qualidade utilizando somente o trado manual que acompanha o equipamento original, os resultados dos ensaios e sua interpretação parecem justificar esta premissa. Para manter a verticalidade do trado e produzir um mínimo amolgamento no solo, utilizou-se um suporte especialmente adaptado que evita os deslocamentos laterais do trado (Nunes e outros, 1994).

## *2. Pressurização do sistema*

Os passos a seguir para a ligação do circuito, enchimento da sonda e tubulações com água, e a pressurização do sistema não serão descritos neste relatório. Uma detalhada descrição destes procedimentos encontra-se em Nunes e outros (1994). No entanto, vale ressaltar que o procedimento é simples e pode ser seguido por um técnico experiente com auxílio do Manual de Operações desenvolvido pelos autores citados acima.

## *3. Determinação da pressão diferencial*

A sonda do pressiómetro tipo GC, requer que a pressão na célula de medição seja maior que a pressão nas células de guarda, com o objetivo de garantir, durante a expansão da sonda, a forma da célula de medição e manter o contato entre a membrana e a bainha. Segundo Baguelin e outros (1978), a magnitude desta pressão diferencial depende do tipo de material da membrana e da resistência do solo; como as

condições desta pesquisa foram similares às apresentadas por Nunes e outros (1994), foi adotada uma pressão diferencial de igual valor (110 kPa). Um manômetro especial na CPV mede a pressão diferencial ao nível do terreno; levando em conta a carga hidrostática da coluna de água sobre a célula de medição, o valor limite a ser ajustado no manômetro diferencial varia com a profundidade da sonda, conforme apresentado na Tabela 4.2.

No início do ensaio, a pressão diferencial existente na sonda é igual à carga hidrostática da coluna de água, sendo a pressão lida no manômetro diferencial igual a zero. Quando são aplicados os incrementos de carga, a pressão diferencial aumenta, não devendo ultrapassar no manômetro o valor dado pela Tabela 4.2 para a profundidade de ensaio correspondente, equivalente a 110 kPa ao nível da sonda.

Tabela 4.2: Pressão medida no manômetro diferencial em função da profundidade.

Profundidade de ensaio [ m ]	Profundidade medida desde o manômetro até o centro da célula de medição [ m ]	Pressão medida no manômetro diferencial da CPV [ kPa ]
0.70	1.70	-93.00
1.50	2.50	-85.00
2.25	3.25	-77.50
3.00	4.00	-70.00
4.00	5.00	-60.00
5.00	6.00	-50.00

#### 4. Procedimento de ensaio

Com base nos ensaios de CPT e nas sondagem a trado, escolheram-se as profundidades de ensaio, que variam entre 0,70 e 5,00 m, como já foi indicado na Tabela 4.1. Na escolha das profundidades, tentou-se fazer pelo menos um ensaio em cada horizonte do solo, respeitando-se a distância mínima necessária ( $L_{\min}$ ) que deve existir entre dois ensaios consecutivos segundo a norma ASTM D 4719-87:

$$L_{\min} = 1,5 \cdot (\text{comprimento inflável da sonda}) = 1,5 \cdot 45,0 = 67,5 \text{ cm}$$

Uma vez escolhido o local e a profundidade de ensaio, e após da perfuração, a sonda foi colocada no furo e mantida na profundidade desejada com o auxílio de hastes e um dispositivo de fixação. Do total dos ensaios, onze foram realizados seguindo a norma, quanto ao tempo de permanência de cada incremento de carga, ou seja de 60 segundos. Nos dois restantes (EPMM4070 e EPMM4225), cada incremento de carga foi mantido constante por um período de 60 minutos, tomando-se as leituras de volume injetado aos 15, 30 e 60 s, 2, 4, 8, 15, 20, 30, 40, 50 e 60 min. Foi adotada esta metodologia com o objetivo de avaliar a influência da velocidade de carregamento na resistência do solo.

Com o objetivo de obter-se uma melhor definição da curva pressiométrica e assegurar que o ensaio seja realizado em condições drenadas, o número de incrementos de pressão aplicados nos ensaios foi superior ao recomendado pelas normas (ASTM D 4719-87, Norma Francesa P 94-110) e a bibliografia consultada (*e.g.* Baguelin e outros, 1978; Briaud, 1992; Clarke, 1995). Cada incremento de pressão foi de 20 kPa até atingir-se o valor de 400 kPa; a partir deste ponto as pressões são lidas em um manômetro de menor resolução (o primeiro manômetro atinge seu limite de pressão), e cada incremento foi aumentado para 50 kPa.

Para determinar o módulo de cisalhamento do solo, no programa de carregamento foram incluídos dois ciclos de descarga-recarga, buscando-se que o primeiro esteja dentro da fase pseudo-elástica e o segundo na fase plástica. Os ensaios foram concluídos quando se atingia o limite de volume injetado de 700 cm<sup>3</sup> ou, o limite de pressão na CPV de 1500 kPa. A descarga final foi feita reduzindo-se a pressão em patamares de 100 kPa e tomando-se as leituras de volume aos 15, 30 e 60 segundos.

Desta forma, na maioria das curvas pressiométricas (com exceção dos ensaios especiais), registraram-se a fase de carregamento, dois ciclos de descarga-recarga e o descarregamento final. A curva pressiométrica corrigida de um ensaio típico é apresentada na Figura 4.13, na qual a pressão aplicada ao solo é plotada contra o volume injetado na sonda. Na mesma figura representa-se em escala ampliada o primeiro ciclo de descarga-recarga.

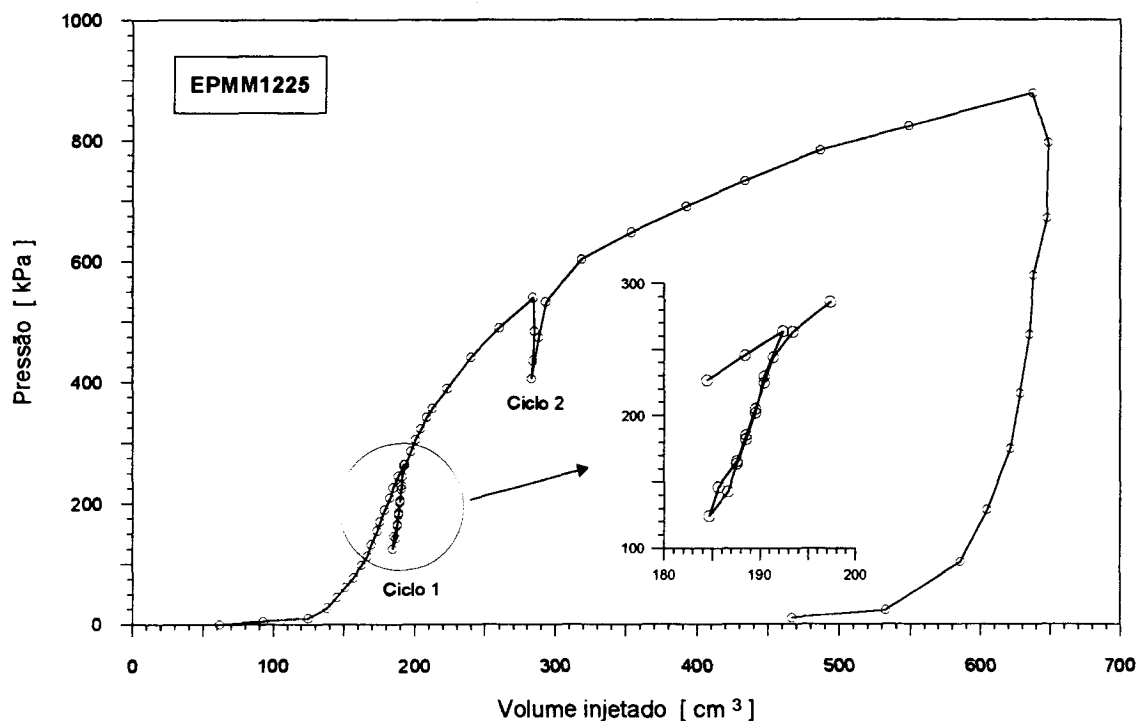


Figura 4.13: Exemplo de uma curva pressiométrica típica.

### 5. Ciclos de descarga-recarga

Os ciclos de descarga-recarga foram feitos reduzindo-se a pressão em patamares iguais aos do carregamento e efetuando as leituras de volume correspondente aos 60 segundos. Neste procedimento, teve-se o cuidado de limitar a pressão inferior no descarregamento de forma que esta seja superior a ( $P_0$ ) (pressão no início do trecho pseudo-elástico), para não produzir deformações plásticas na cavidade durante o descarregamento. Para cumprir com esta condição, durante o ensaio foi calculada a curva de fluência e assim determinada a pressão ( $P_0$ ).

A Figura 4.14 apresenta quatro exemplos de ciclos de descarga-recarga executados nos ensaios pressiométricos, os quais foram escolhidos com o objetivo de mostrar as variações obtidas na forma do ciclo, visando discutir a representabilidade e precisão das medidas.



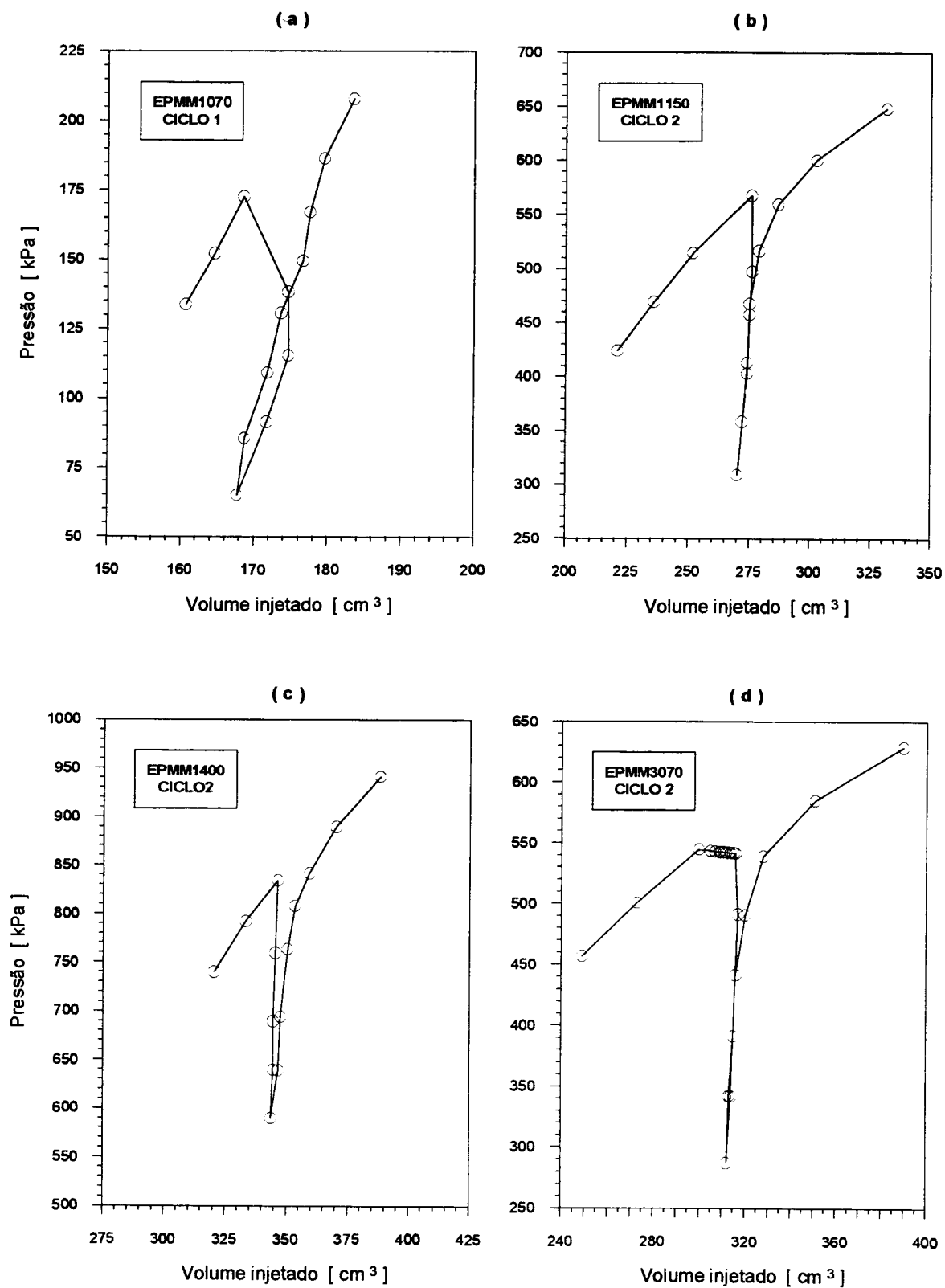


Figura 4.14: Exemplos de ciclos de descarga-recarga.

A forma típica de um ciclo de descarga-recarga caracteriza-se por não ser linear, apresentando alguma histerese entre as curvas de descarga e recarga. Esta evidência foi observada em alguns dos ciclos executados (Figura 4.14 - a), sendo que neste caso o módulo de cisalhamento é calculado a partir da inclinação da reta obtida através dos pontos representados pela pressão mínima no ciclo e pela intersecção das curvas descarga-recarga. Em ciclos como o representado na Figura 4.14 - b, praticamente não observa-se o fenômeno de histerese, sendo possível determinar o módulo através de uma reta que passa por todos os pontos medidos no ciclo.

Os maiores problemas na determinação do módulo surgiram em ciclos abertos, como o apresentado na Figura 4.14 - c. Segundo Hughes (1982), a histerese em um ciclo pode ser produzida devido a excessos de poro-pressão gerados durante o carregamento e não dissipados antes do início do ciclo, ou devido a deformações de fluência que ocorrem durante a expansão da membrana. Como os ensaios foram executados em um solo não saturado, as deformações produzidas a pressão constante, não podem ser associadas com a dissipação de excessos de poro-pressão. Em conseqüência, este fenômeno só pode ser atribuído a deformações de fluência, que não são eliminadas totalmente mesmo que as deformações de cisalhamento impostas ao solo sejam muito pequenas. Nestes casos o módulo foi determinado somente na curva de recarregamento, baseado na suposição de que os efeitos de fluência tenha sido eliminados durante a descarga.

A fim de reduzir a influência das deformações de fluência no ciclo de descarga-recarga, um procedimento de ensaio foi adotado, onde antes da execução do ciclo a pressão na cavidade é mantida constante até que as deformações de fluência sejam muito pequenas. Este procedimento foi utilizado nos ensaios do furo 3 (Figura 4.14 - d), obtendo-se uma melhoria na definição dos ciclos e em conseqüência, na determinação do módulo cisalhante.

## 6. Avaliação da qualidade do ensaio

O procedimento com que a sonda é instalada no solo influencia a forma da curva pressão-expansão. Segundo vários autores (*e.g.* Baguelin, 1978; Briaud, 1992; Clarke, 1995), pode-se avaliar, de forma preliminar, a qualidade do ensaio pela simples observação da curva pressiométrica.

Estes autores apresentam curvas típicas exemplificando os efeitos do tamanho do furo e grau de amolgamento das paredes da cavidade. Curvas similares são representadas no gráfico da Figura 4.15, onde segundo as características do ensaio pode-se obter como resultado uma curva comparável com a:

- *Curva A*: quando o furo é muito pequeno, menor que a medida recomendada pela Equação 4.6, ou quando o solo expande depois que o furo foi executado.
- *Curva B*: quando o ensaio é de aceitável qualidade.
- *Curva C*: quando o solo foi muito alterado na instalação da sonda.
- *Curva D*: quando o furo é muito grande, maior que a medida recomendada pela Equação 4.6.

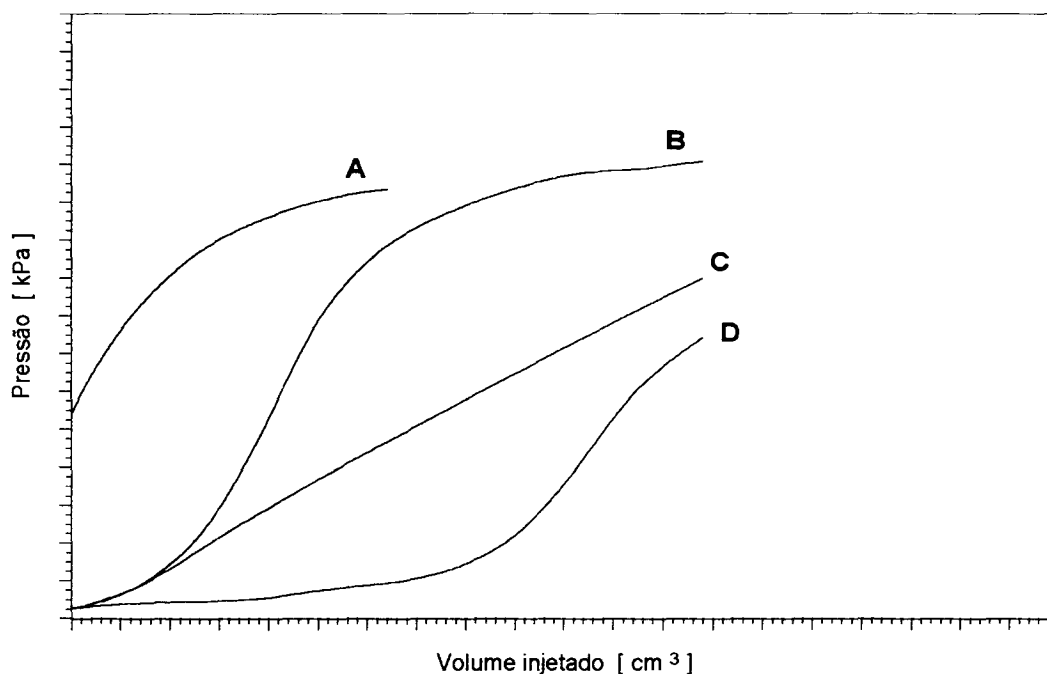


Figura 4.15: Tipos de curvas obtidas no ensaio pressiométrico segundo as características de ensaio.

Estas observações servirão de guia na interpretação dos resultados dos ensaios realizados neste trabalho.

#### 4.2.5 Apresentação dos resultados

As curvas pressiométricas corrigidas de todos os ensaios executados são apresentadas nas Figuras 4.16 a 4.19, onde a pressão aplicada nas paredes é plotada contra o volume injetado na cavidade. Cada gráfico contém os ensaios realizados em um mesmo furo a diferentes profundidades.

No primeiro furo foram realizados seis ensaios, um no horizonte B, um no horizonte BC e os outros quatro no horizonte C, nas profundidades de 0,70; 1,50; 2,25; 3,00; 4,00 e 5,00 m respectivamente. Nos furos 2 e 3, repetiram-se algumas das profundidades do primeiro com o objetivo de avaliar a repetibilidade dos resultados.

Uma vez analisados os resultados dos ensaios anteriores, procedeu-se à escolha de duas profundidades representativas para a realização dos ensaios especiais. A escolha recaiu sobre as profundidades de 0,70 e 2,25 m devido a:

- Permitir com que os resultados fossem representativos dos dois horizontes B e C existentes nesta unidade geotécnica.
- Possibilidade de comparar os ensaios especiais com os resultados de ensaios “normais” realizados à mesma profundidade.

Baseados nas duas observações anteriores, as profundidades de 0,70 e 2,25 m foram escolhidas para os ensaios do furo N° 4.

Todos os ensaios foram concluídos ao atingir-se uma deformabilidade próxima ao volume limite da sonda ( $700 \text{ cm}^3$ ), com exceção do ensaio EPMM1500, que atingiu a pressão de 1500 kPa (estabelecida por razões de segurança como pressão limite do equipamento utilizado).

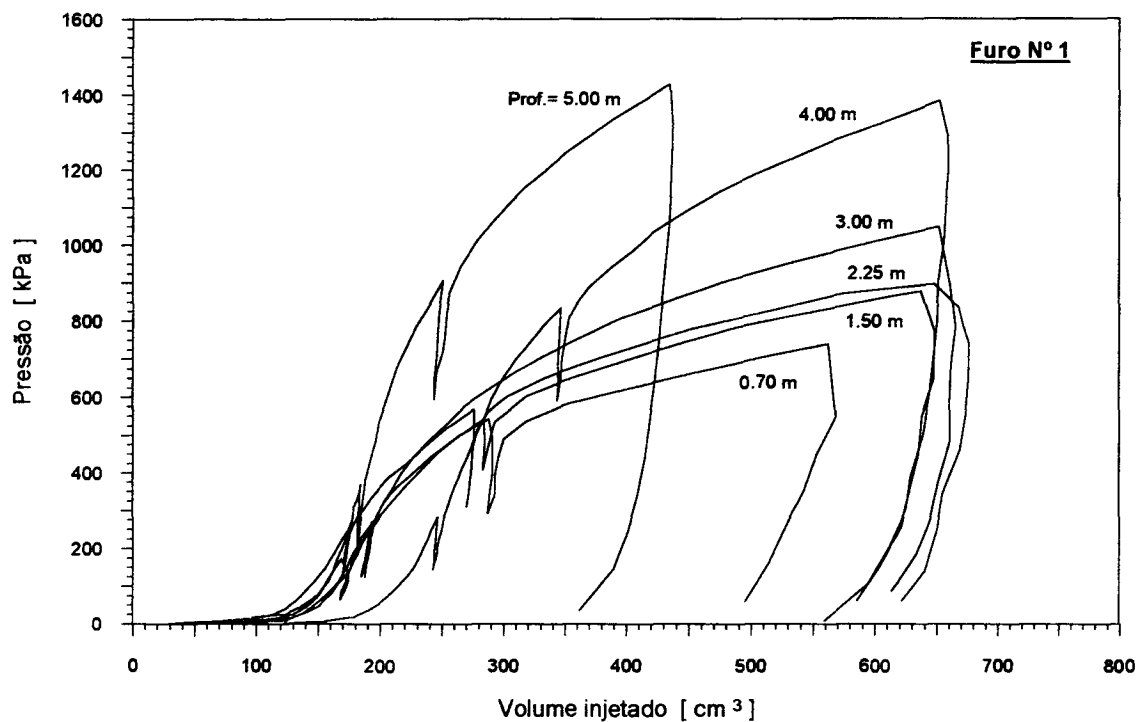


Figura 4.16: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos do furo Nº 1.

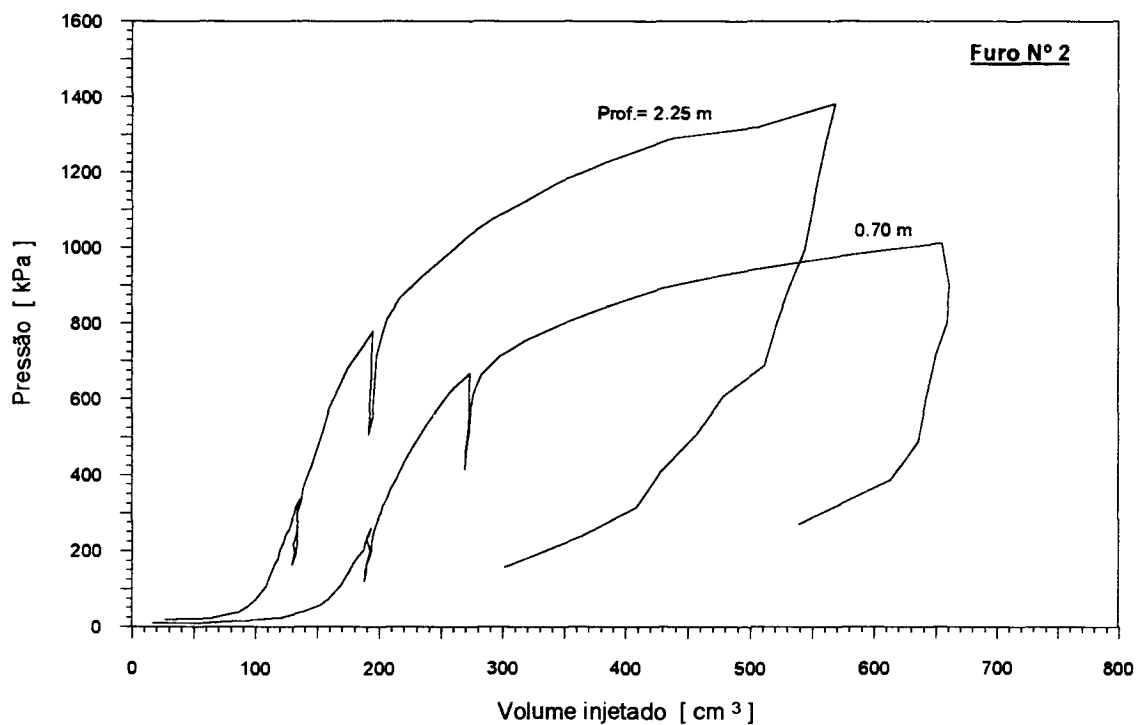


Figura 4.17: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos do furo Nº 2.

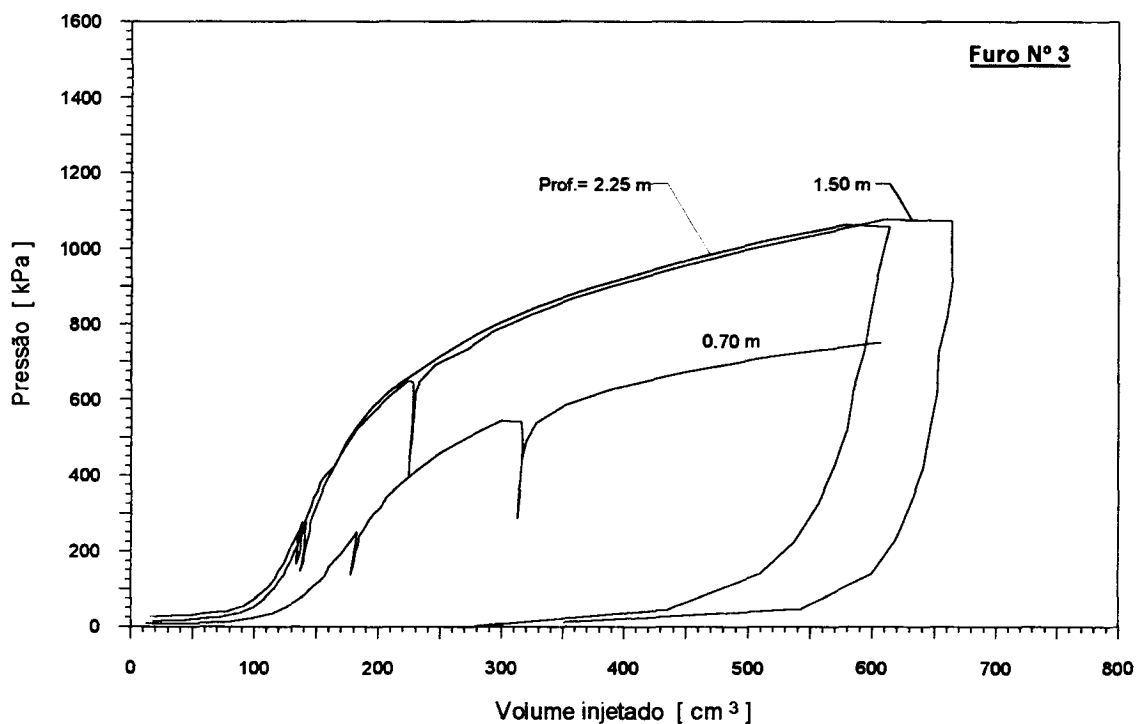


Figura 4.18: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos do furo Nº 3.

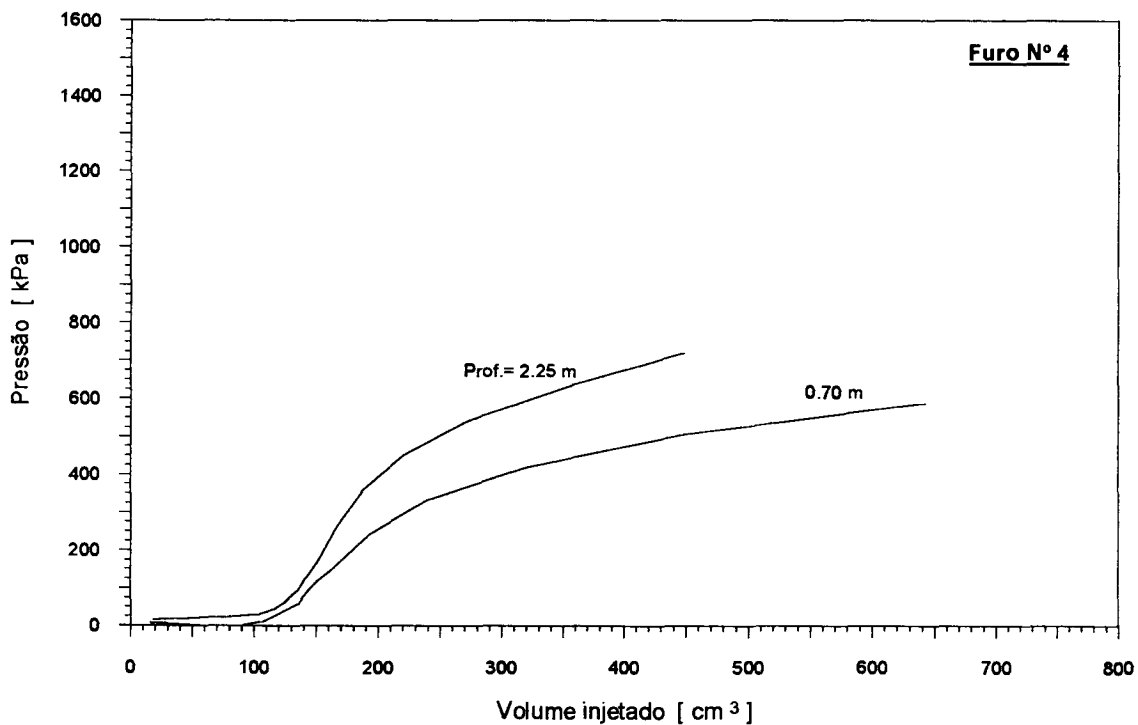


Figura 4.19: Curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos “especiais” do furo Nº 4.

Com base na Figura 4.15 e pela simples observação das curvas pressiométricas obtidas nesta pesquisa, pode julgar-se como aceitável a qualidade de todos os ensaios realizados. Em todas as curvas pode-se identificar claramente os três trechos que caracterizam a fase de recarregamento, pseudo-elástica e plástica, sugerindo que os resultados são adequados à previsão de propriedades do solo em estudo.

Porém, as curvas pressiométricas dos ensaios do furo 2 (EPMM2070 e EPMM2225) mostram uma resistência do solo significativamente maior que as outras curvas correspondentes às mesmas profundidades de ensaio. Sugere-se que poderia tratar-se de uma resistência adicional dada pela presença de raízes da vegetação existente no talude próximo ao local de ensaio. Por tratar-se de um comportamento particular, que deve ser analisado em forma isolada, os resultados dos ensaios do furo 2 não foram incluídos nos capítulos de interpretação e análises.

## **5 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS**

Neste capítulo são analisados os resultados dos ensaios de CPT e pressiométricos executados na presente pesquisa. Os ensaios de CPT objetivam caracterizar o perfil estratigráfico do sub-solo; no entanto, uma análise do comportamento tensão-deformação-resistência do material estudado é apresentada a partir da interpretação tradicional do ensaio pressiométrico.

### **5.1 Ensaios de CPT**

Durante o ensaio de CPT, ocorrem complexas mudanças no estado de tensões e deformações do solo próximo à ponteira, dificultando a interpretação do fenômeno de cravação. Algumas soluções associam este fenômeno a uma expansão de cavidade esférica, as quais requerem dados relacionados a compressibilidade e resistência do solo (Vesic, 1972; Baligh, 1976). Outras mais complexas, analisam o estado de deformações ao redor do instrumento ("Strain Path Method"; Houlsby e Teh, 1988), cujas soluções limitam-se à interpretação do processo de penetração em argilas saturadas em condições não-drenadas. Devido às limitações na aplicação de soluções teóricas, a interpretação do ensaio de CPT permanece essencialmente empírica na prática.

Algumas das principais aplicações do CPT são: determinar o perfil do subsolo identificando as profundidades em que ocorrem mudanças dos materiais, interpolar as condições existentes entre duas sondagens próximas, obter parâmetros de resistência e deformabilidade e estimar o desempenho de fundações mediante métodos diretos de cálculos.



Quando comparado com outros ensaios de campo, o CPT tem a vantagem de fornecer um perfil contínuo das características do subsolo. Como as leituras são registradas a intervalos menores que 1 cm, obtém-se um alto nível de detalhamento das características de resistência do material, podendo-se identificar camadas de pequena espessura em distintas profundidades.

Como já foi mencionado no Capítulo 4, no local estudado foram executados três ensaios de CPT. Os resultados destes ensaios são apresentados na, Figura 5.1 onde a resistência de ponta ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e a relação de atrito ( $R_f$ ) são plotadas em função da profundidade. Como o ensaio de CPT caracteriza-se por não permitir a observação direta do solo, e com o objetivo de obter-se a identificação dos horizontes e sua correspondente descrição física, realizaram-se sondagens a trado em alguns pontos do local. Como resultado destas sondagens, foi obtido um perfil de intemperismo representativo do subsolo, identificando-se os diferentes horizontes e realizando-se uma descrição física do material encontrado, conforme apresentado na Figura 5.1.

A seguir serão mencionadas algumas considerações gerais tentando caracterizar o perfil do subsolo. Estas observações foram obtidas a partir da interpretação dos ensaios de CPT com o auxílio de resultados de outros ensaios.

1. Superpondo os três perfis de CPT, observa-se uma marcada repetibilidade nos valores de resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ), sugerindo que existe uma homogeneidade horizontal na resistência do solo. Entretanto, é possível observar-se que as medidas apresentam um nível de dispersão, ocorrência frequente em solos coesivo-friccionais (Ramires, 1993; Nakahara, 1995).
2. A variação na resistência à penetração do material estudado, poderia refletir a diminuição do intemperismo com a profundidade, na medida em que o nível topográfico correspondente ao CPTMM1 foi 1,50 m inferior ao nível dos outros dois ensaios. Esta diferença não foi levada em conta na superposição dos perfis de ( $q_c$ ), contudo a resistência do solo aumenta de forma similar em todos os casos. Isto poderia evidenciar que o nível de referência que determina a posição das

camadas no local estudado, seria o nível do terreno natural e não um plano horizontal.

3. Considerando a variação da resistência de ponta ( $q_c$ ) com a profundidade, não se diferenciam camadas (ou horizontes) e seus valores característicos. Em geral, a resistência aumenta de forma contínua com a profundidade. No entanto, analisando a variação de ( $R_f$ ) com a profundidade, é possível distinguir uma região entre os 0,50 e 2,00 m de profundidade, com valores de ( $R_f$ ) marcadamente superiores.
4. A identificação de solos mediante o uso do CPT é abordada mediante correlações empíricas entre a relação de atrito ( $R_f$ ) e a resistência de ponta ( $q_c$ ). Para solos tradicionais e ponteiros cônicas elétricas padrões, Douglas e Olsen (1981) e Robertson e Campanela (1983), entre outros, propõem correlações apresentadas em forma de gráficos, onde o tipo de solo é identificado em função dos valores de ( $R_f$ ) e ( $q_c$ ). Com o objetivo de comparar estas correlações com os resultados obtidos nesta pesquisa, que correspondem a solos subtropicais não saturados, plotaram-se os valores de ( $R_f$ ) e ( $q_c$ ) para diferentes profundidades, sobrepondo os resultados com o gráfico apresentado por Robertson e Campanela (1983), Figuras 5.2, 5.3 e 5.4. Estas figuras sugerem que entre os 0,50 e 2,00 m existe uma camada de solo mais argiloso que a outras profundidades. Esta observação é consistente com os ensaios de granulometria e as sondagens a trado, tratando-se esta camada do horizonte B.
5. Um dos principais objetivos de executar os ensaios de cone está relacionado a determinação da estratigrafia do subsolo. Não foram realizadas tentativas para determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir das medidas de ( $q_c$ ). As formulações de uso corrente associam ( $q_c$ ) a ( $D_r$ ) ou ( $\phi$ ) para solos arenosos e ( $q_c$ ) a ( $S_u$ ) para solos argilosos. Como em solos coesivo-friccionais a resistência ao cisalhamento é expressa por duas variáveis independentes ( $c$  e  $\phi$ ), uma única medida ( $q_c$ ) não pode ser utilizada na previsão simultânea dessas duas variáveis. Para esta finalidade realizaram-se ensaios pressiométricos, nos quais os parâmetros de resistência são determinados a partir da simulação do comportamento tensão-deformação do solo.

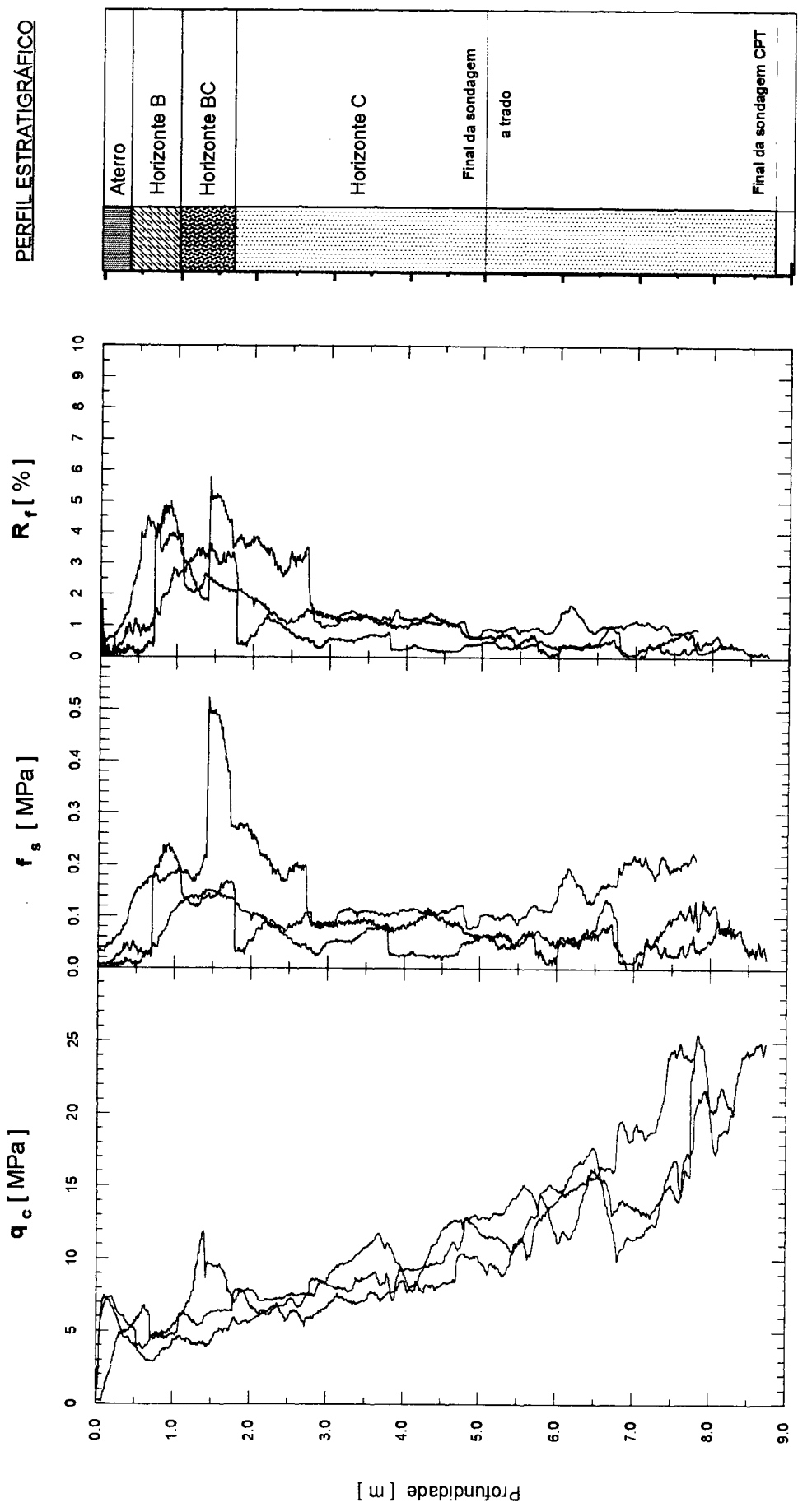


Figura 5.1: Perfil do subsolo.

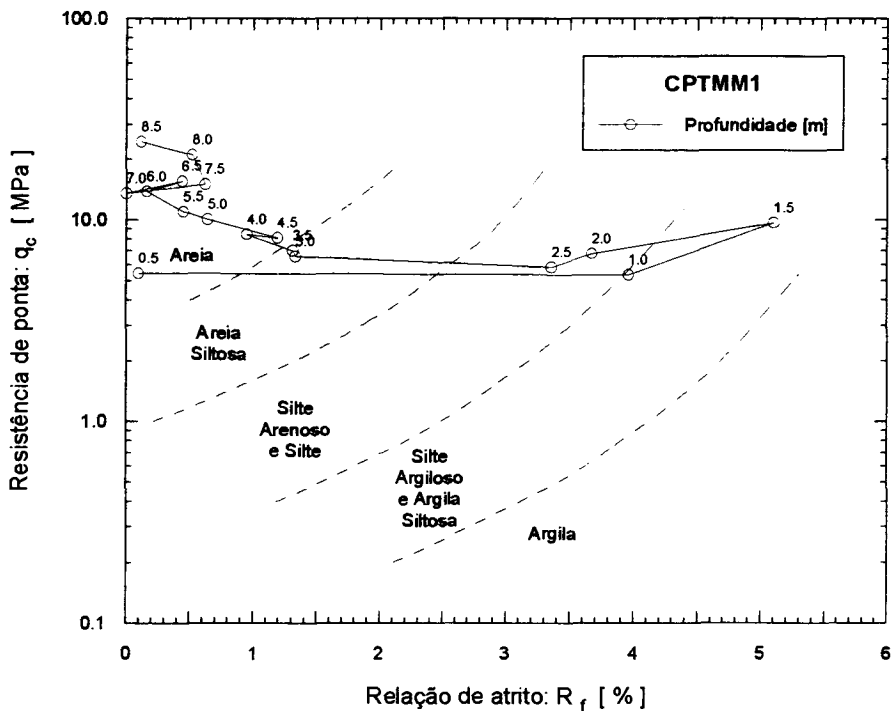


Figura 5.2: Utilização do gráfico de identificação de solos proposto por Robertson e Campanela (1983) ao ensaio CPTMM1.

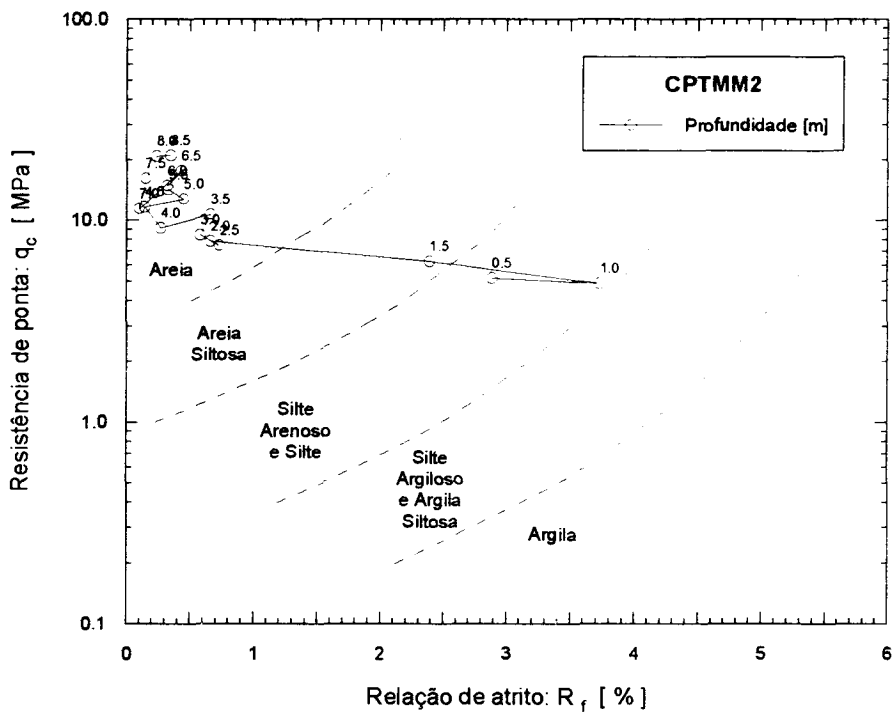


Figura 5.3: Utilização do gráfico de identificação de solos proposto por Robertson e Campanela (1983) ao ensaio CPTMM2.

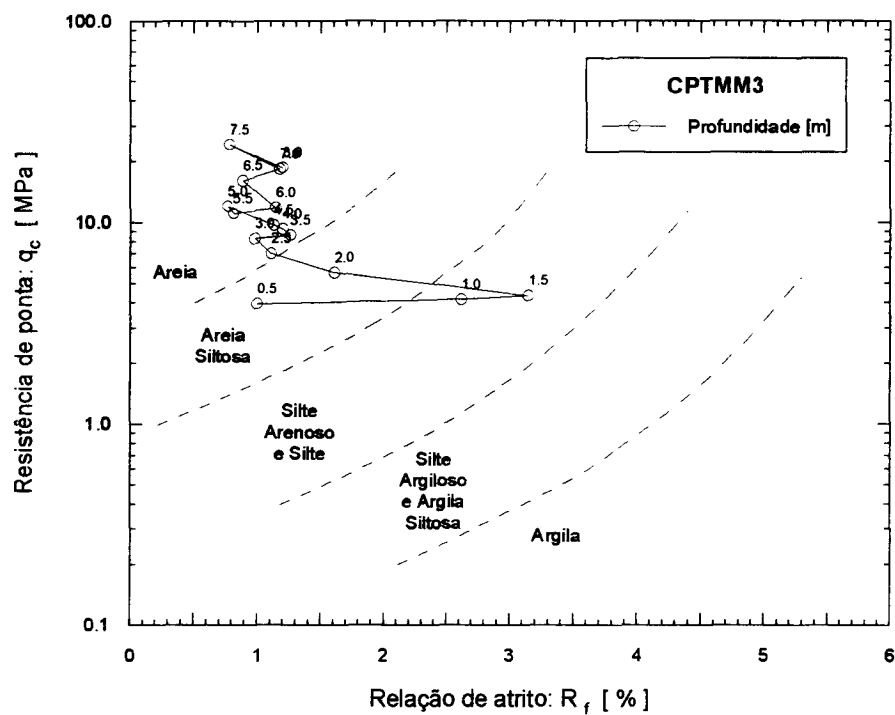


Figura 5.4: Utilização do gráfico de identificação de solos proposto por Robertson e Campanella (1983) ao ensaio CPTMM3.

## 5.2 Ensaaios pressiométricos

Neste item são apresentados mediante a interpretação tradicional do ensaio pressiométrico, parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, assim como uma estimativa do estado de tensões horizontais *in situ*. Uma análise utilizando formulações analíticas da Teoria de Expansão de Cavidade Cilíndrica é apresentada no Capítulo 6.

### 5.2.1 Determinação do tramo pseudo-elástico

Como já foi mencionado anteriormente, a curva pressiométrica é composta por três tramos: um tramo de *recompressão*, relacionado com o retorno do solo ao estado de tensões *in situ*; um tramo *pseudo-elástico*, do qual se extraem as propriedades tensão x deformação do solo; e um tramo *plástico*, cuja análise fornece parâmetros de resistência. Para o cálculo dos módulos ( $E_p$ ) e ( $G_i$ ) é necessário identificar os limites do tramo pseudo-elástico; neste trabalho seguiram-se dois critérios, um deles proposto pela Norma Francesa P94-110 e o outro baseado na interpretação da curva de fluência.

#### 1. Método proposto pela Norma Francesa P94-110

Segundo a Norma Francesa P94-110, a curva pressiométrica é constituída por uma sucessão de segmentos com declividades ( $m_i$ ). Como foi explicado no Capítulo 2, da análise dessas declividades surgem os limites do tramo pseudo-elástico.

#### 2. Método baseado na interpretação da curva de fluência.

O tramo pseudo-elástico também pode ser definido com o auxílio da curva de fluência (*e.g.* Baguelin e outros, 1978; Clarke, 1995), a qual se obtém plotando as diferenças de volume injetado lidos aos 30 e 60 segundos ( $V_{60} - V_{30}$ ), em função da pressão aplicada. Um gráfico deste tipo para o ensaio EPMM1300 é apresentado na Figura 5.5.

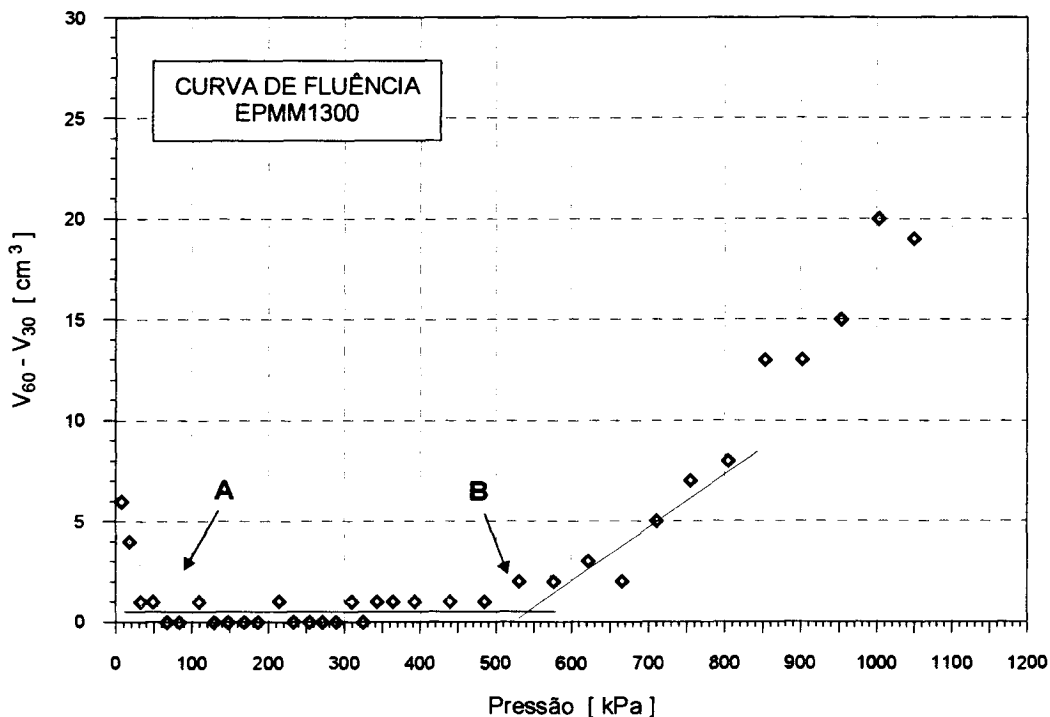


Figura 5.5: Curva de fluência para o ensaio EPMM1300.

Como se observa, podem ser ajustadas três linhas retas, os pontos de interseção dessas retas (pontos A e B) definem as pressões ( $P_{oM}$ ) e ( $P_f$ ). Desta forma a fase pseudo-elástica corresponde ao intervalo em que as diferenças de volume ( $V_{60} - V_{30}$ ) são mínimas e aproximadamente constantes.

A diferença de valores resultantes da aplicação de ambos critérios, Tabela 5.1, sugere a necessidade de uma análise objetivando avaliar qual dos métodos deve ser adotado em cálculos posteriores.

Segundo Baguelin e outros (1978), o tramo da curva pressiométrica correspondente à fase pseudo-elástica caracteriza-se por ser aproximadamente linear. Comparando os dois critérios utilizados, conseguiu-se verificar visualmente que o segmento determinado a partir da curva de fluência, ajusta-se melhor a condição de linearidade que os resultados obtidos pelo método proposto pela Norma Francesa. Não se observaram grandes diferenças nos valores de ( $P_{oM}$ ), porém os valores de ( $P_f$ ) determinados segundo a Norma Francesa são consideravelmente maiores,

encontrando-se claramente dentro da fase plástica da curva, conforme observado na Figura 5.6 para o horizonte B, e na Figura 5.7 para o horizonte C. Baseados nesta observação, sugere-se para este tipo de solos, a utilização da curva de fluência como método mais apropriado para a determinação da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica.

Plotando as curvas pressiométrica e de fluência em um mesmo gráfico, onde o eixo das pressões é comum nos dois casos, pode-se ver a relação entre o tramo linear da curva pressiométrica e os valores baixos e quase constantes de  $(V_{60} - V_{30})$ , Figuras 5.8 e 5.9. No entanto, quando o solo ultrapassa a pressão de plastificação ( $P_f$ ), os valores de fluência aumentam significativamente.

Tabela 5.1: Limites do tramo pseudo-elástico segundo os critérios da Norma Francesa P94-110 e da interpretação da curva de fluência.

Ensaio EPMM	Prof. [ m ]	Limites segundo a Norma Francesa				Limites segundo a curva de fluência			
		$P_{oM}$ [ kPa ]	$V_o$ [ cm <sup>3</sup> ]	$P_f$ [ kPa ]	$V_f$ [ cm <sup>3</sup> ]	$P_{oM}$ [ kPa ]	$V_o$ [ cm <sup>3</sup> ]	$P_f$ [ kPa ]	$V_f$ [ cm <sup>3</sup> ]
1070	0.70	46.3	134.8	501.3	252.9	60.0	140.1	345.0	203.9
1150	1.50	40.8	122.9	566.4	274.8	65.0	132.6	425.0	220.7
1225	2.25	27.0	137.9	540.1	283.8	40.0	143.2	378.0	219.3
1300	3.00	48.9	149.8	666.6	308.6	60.0	152.9	540.0	255.7
1400	4.00	52.2	198.9	834.2	346.3	30.0	186.4	485.0	275.8
1500	5.00	63.7	157.9	1132.8	324.7	40.0	148.4	710.0	228.1
3070	0.70	83.1	140.7	411.9	230.1	70.0	134.5	360.0	212.0
3150	1.50	68.6	105.8	625.8	209.7	70.0	106.3	620.0	207.8
3225	2.25	91.5	106.8	649.1	222.7	70.0	98.1	460.0	170.2



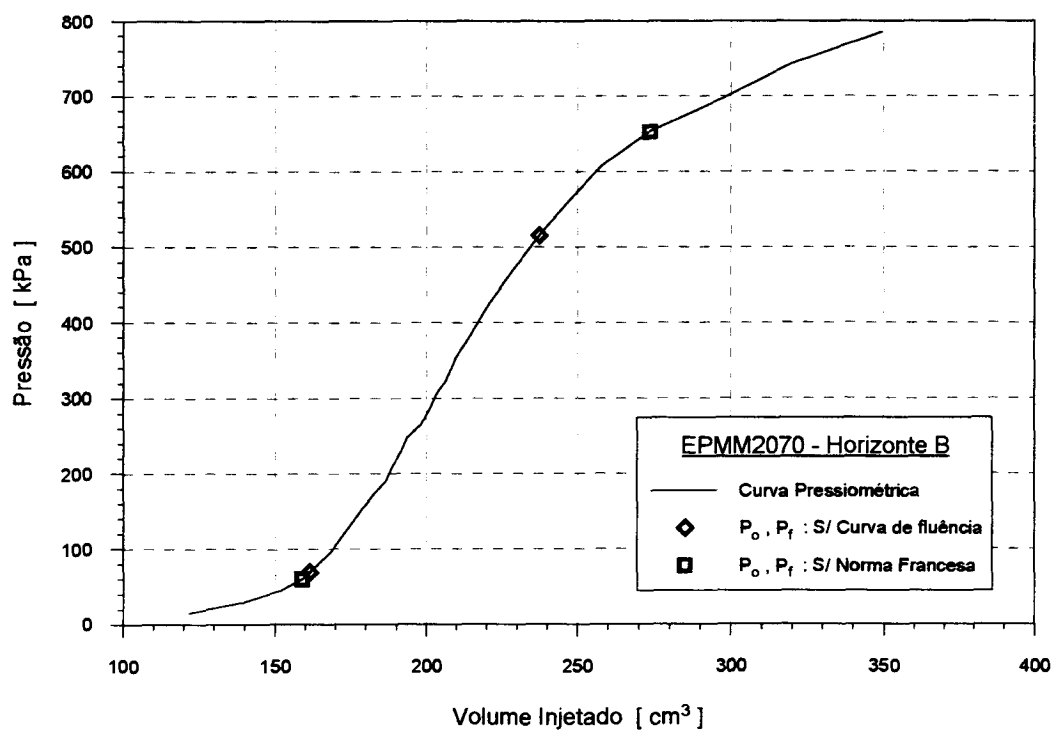


Figura 5.6: Determinação do tramo pseudo-elástico no ensaio EPMM2070.

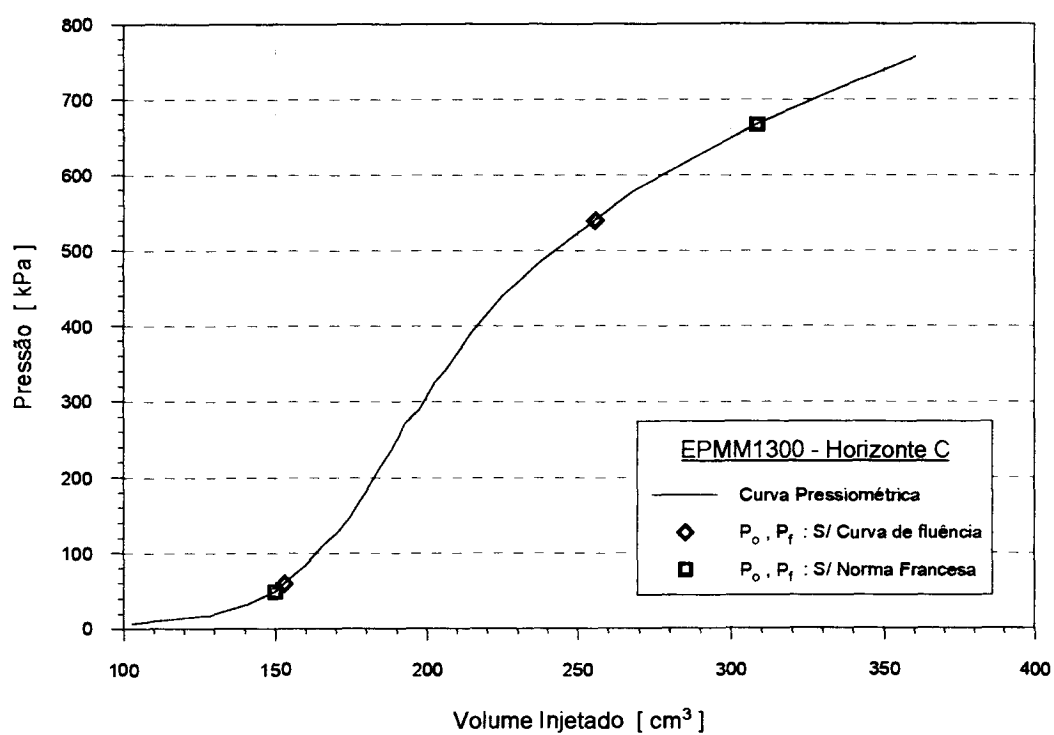


Figura 5.7: Determinação do tramo pseudo-elástico no ensaio EPMM1300.

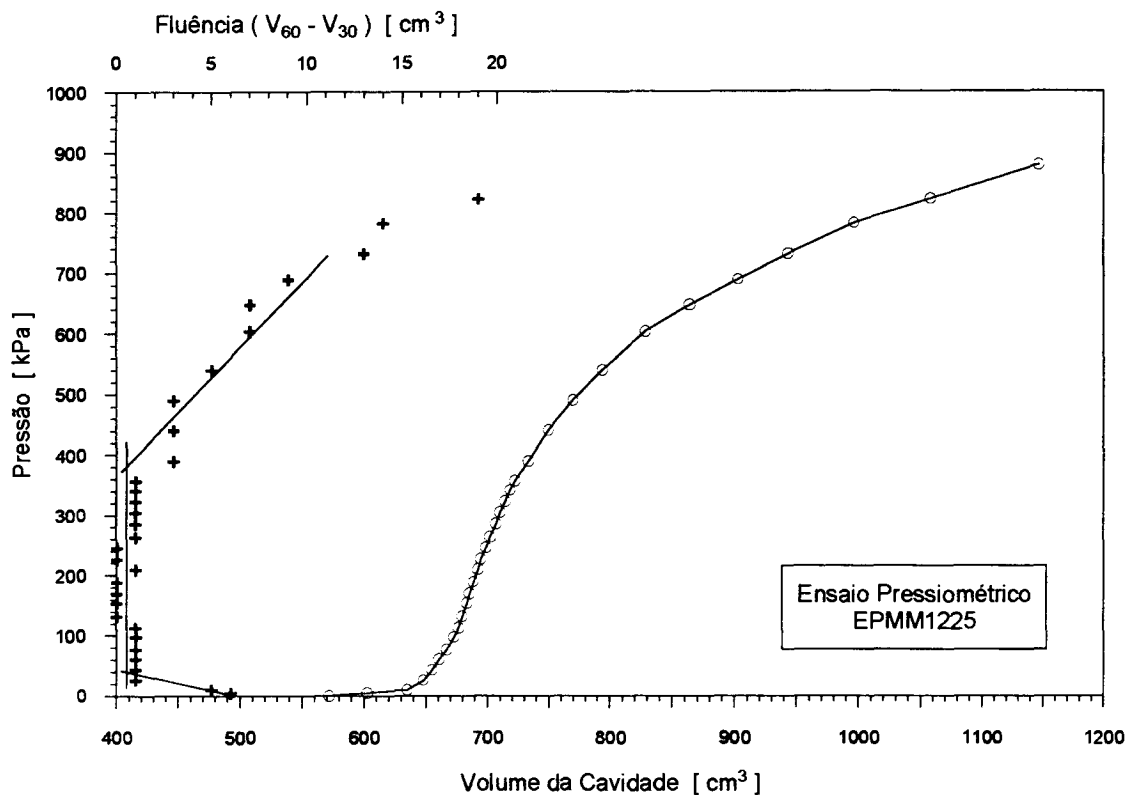


Figura 5.8: Curva pressiométrica e de fluência do ensaio EPMM1225.

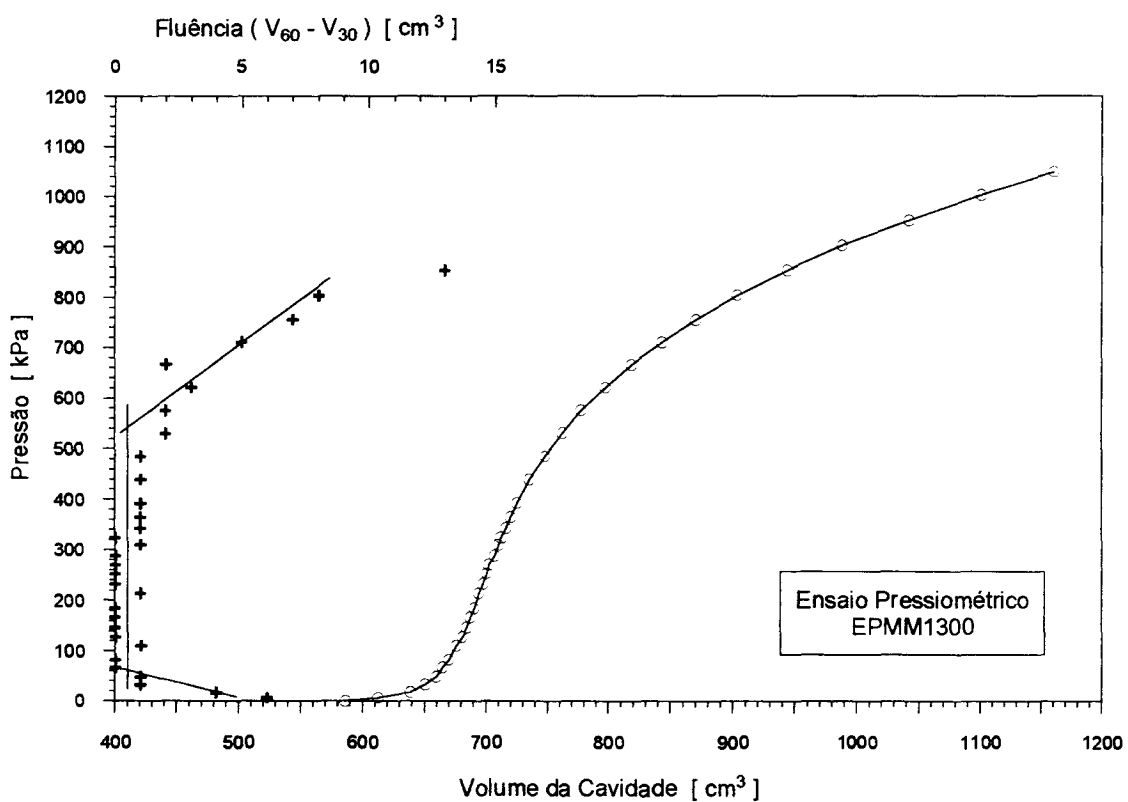


Figura 5.9: Curva pressiométrica e de fluência do ensaio EPMM1300.

### 5.2.2 Parâmetros de deformabilidade

Com o objetivo de avaliar as propriedades de deformabilidade do solo em estudo, para cada ensaio pressiométrico foram determinados:

- o módulo pressiométrico ( $E_p$ ).
- o módulo cisalhante inicial na fase pseudo-elástica ( $G_i$ ).
- o módulo em ciclos de descarga-recarga ( $G_{ur}$ ), executados a diferentes níveis de tensões.
- o módulo no descarregamento final ( $G_u$ ).

#### a) Módulo pressiométrico ( $E_p$ ) e módulo cisalhante inicial ( $G_i$ )

Uma vez definido os limites do trecho pseudo-elástico mediante o auxílio da curva de fluência, calcularam-se para cada ensaio: o módulo pressiométricos ( $E_p$ ), o módulo cisalhante inicial ( $G_i$ ), e a deformação volumétrica específica ( $\gamma$ ) correspondente. Os valores estão apresentados na Tabela 5.2. As equações utilizadas foram:

$$E_p = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \cdot V_m \quad (5.1)$$

$$G = \frac{\Delta P}{\Delta V} \cdot V_m \quad (5.2)$$

$$\gamma = \frac{\Delta V}{V_m} \cdot 100 \quad (5.3)$$

onde:

$\Delta P$  : incremento de pressão.

$\Delta V$  : incremento de volume devido ao incremento de pressão  $\Delta P$ .

$V_m$  : volume médio da cavidade no incremento de volume  $\Delta V$ .

$\nu$  : coeficiente de Poisson.

Para o cálculo do módulo pressiométrico ( $E_p$ ) é necessário conhecer o valor do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Neste trabalho, o coeficiente de Poisson foi adotado como sendo igual a 0,3; valor utilizado para solos não saturados por outros autores (Sandroni e Brandt, 1983; Ortigão e Alves 1994). Outras experiências sugerem que o coeficiente de Poisson pode ser ainda menor, da ordem de 0,10 a 0,20 (O'Rourke e Crespo, 1988; Reddy e Saxena, 1992). No entanto, este parâmetro tem pouca influência no valor do módulo pressiométrico.

Na Figura 5.10 se apresenta a distribuição do módulo pressiométrico ( $E_p$ ) com a profundidade, onde se observa que a rigidez do solo aumenta em forma aproximadamente linear até a profundidade de 4,00 m.

Tabela 5.2: Valores de ( $E_p$ ), ( $G_i$ ) e ( $\gamma$ ) baseados na interpretação da curva de fluência.

Ensaio EPMM	Prof. [ m ]	$P_{oM}$ [ kPa ]	$V_o$ [ cm <sup>3</sup> ]	$P_f$ [ kPa ]	$V_f$ [ cm <sup>3</sup> ]	$E_p$ [ kPa ]	$G_i$ [ kPa ]	$\gamma$ [ % ]
1070	0.70	60.0	140.1	345.0	203.9	7923	3047	9.4
1150	1.50	65.0	132.6	425.0	220.7	7014	2806	12.8
1225	2.25	40.0	143.2	378.0	219.3	7976	3068	11.0
1300	3.00	60.0	152.9	540.0	255.7	8669	3334	14.4
1400	4.00	30.0	186.4	485.0	275.8	9816	3775	12.1
1500	5.00	40.0	148.4	710.0	228.1	15264	5871	11.4
3070	0.70	70.0	134.5	360.0	212.0	6648	2557	11.3
3150	1.50	70.0	106.3	620.0	207.8	9398	3615	15.2
3225	2.25	70.0	98.1	460.0	170.2	9058	3484	11.2

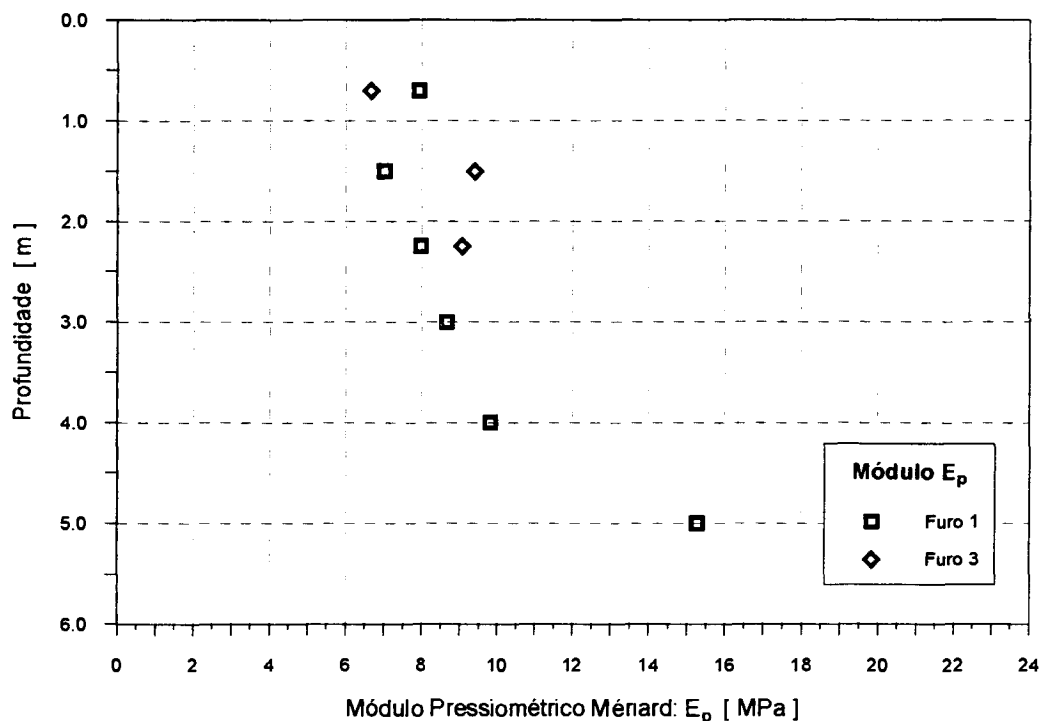


Figura 5.10: Variação do módulo pressiométrico com a profundidade.

*b) Módulos cisalhantes em ciclos de descarga-recarga ( $G_{ur}$ ) e na descarga final ( $G_u$ )*

Os módulos determinados na fase pseudo-elástica da curva pressiométrica, ( $E_p$ ) e ( $G_i$ ), são influenciados pelo grau de amolgamento das paredes do furo. Clarke (1995), associa o valor do módulo pressiométrico, com a espessura do anel amolgado circundante às paredes do furo; quanto maior é essa espessura menor será o valor do módulo obtido.

Esta influência tende a ser minimizada, e até eliminada em ciclos de descarga-recarga, sendo o módulo obtido mais próximo ao verdadeiro módulo do solo não amolgado. Além disso, ciclos de descarga-recarga permitem avaliar módulos cisalhantes em diferentes níveis de tensões e a deformações volumétricas específicas controladas.

Um resumo de todos os valores de módulos cisalhantes calculados e as correspondentes deformações volumétricas específicas é apresentado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Resumo dos módulos cisalhantes e deformações específicas.

ENSAIO	Módulos Cisalhantes [MPa]		Deformação Volumétrica Esp. $\gamma$ [%]
EPMM1070	$G_i$	3.05	9.40
	$G_{ur}^1$	7.00	1.46
	$G_{ur}^2$	8.31	1.11
	$G_u$	7.37	3.78
EPMM1150	$G_i$	2.81	12.80
	$G_{ur}^1$	13.35	0.99
	$G_{ur}^2$	26.38	0.60
	$G_u$	21.82	2.22
EPMM1225	$G_i$	3.07	11.00
	$G_{ur}^1$	12.32	0.97
	$G_{ur}^2$	10.42	1.22
	$G_u$	16.64	2.29
EPMM1300	$G_i$	3.33	14.40
	$G_{ur}^1$	15.68	0.69
	$G_{ur}^2$	----	----
	$G_u$	27.01	1.48
EPMM1400	$G_i$	3.78	12.10
	$G_{ur}^1$	12.01	1.15
	$G_{ur}^2$	19.53	1.12
	$G_u$	38.98	1.78
EPMM1500	$G_i$	5.87	11.40
	$G_{ur}^1$	18.37	0.95
	$G_{ur}^2$	17.34	1.62
	$G_u$	36.72	1.87
EPMM3070	$G_i$	2.56	11.34
	$G_{ur}^1$	10.52	0.98
	$G_{ur}^2$	34.25	0.45
	$G_u$	----	----
EPMM3150	$G_i$	3.60	15.20
	$G_{ur}^1$	10.72	1.19
	$G_{ur}^2$	----	----
	$G_u$	17.61	2.81
EPMM3225	$G_i$	3.48	11.20
	$G_{ur}^1$	10.53	1.05
	$G_{ur}^2$	29.54	0.76
	$G_u$	24.82	1.98

Observação: na Tabela 5.3, significa:

- $G_i$  : Módulo cisalhante inicial.
- $G_{ur}^1$  : Módulo cisalhante no primeiro ciclo de descarga-recarga.
- $G_{ur}^2$  : Módulo cisalhante no segundo ciclo de descarga-recarga.
- $G_u$  : Módulo no descarregamento final.

d) *Discussão dos resultados*

Observa-se que o módulo cisalhante inicial ( $G_i$ ) é consideravelmente menor que os de descarga-recarga e de descarga final, evidenciando a influência da instalação da sonda no solo e do nível de deformações cisalhantes associadas ao trecho pseudo-elástico. Com relação às deformações volumétricas específicas ( $\gamma$ ), na execução dos ciclos tentou-se manter constante o nível das deformações, porém existem dificuldades em controlar o valor de ( $\Delta V$ ) já que o ensaio é executado a tensão controlada. Contudo, a magnitude das deformações ( $\gamma$ ) nos ciclos ficaram entre 0.6 e 1.6 %.

Na Figura 5.11, plotaram-se os módulos normalizados pela tensão média ( $P_m = 1/3 \cdot (2 \cdot P_o + \sigma_v)$ ) contra a deformação volumétrica específica ( $\gamma$ ). Nesta figura, demonstra-se como para o nível de deformações considerado, o módulo cisalhante diminui de forma aproximadamente exponencial com o aumento da deformação volumétrica específica. Vários autores encontraram uma relação semelhante plotando o módulo cisalhante normalizado pelo módulo máximo ( $G/G_o$ ) contra as deformações ( $\gamma$ ) (Seed e outros 1986; Robertson e Hughes, 1986; Bellotti e outros, 1989).

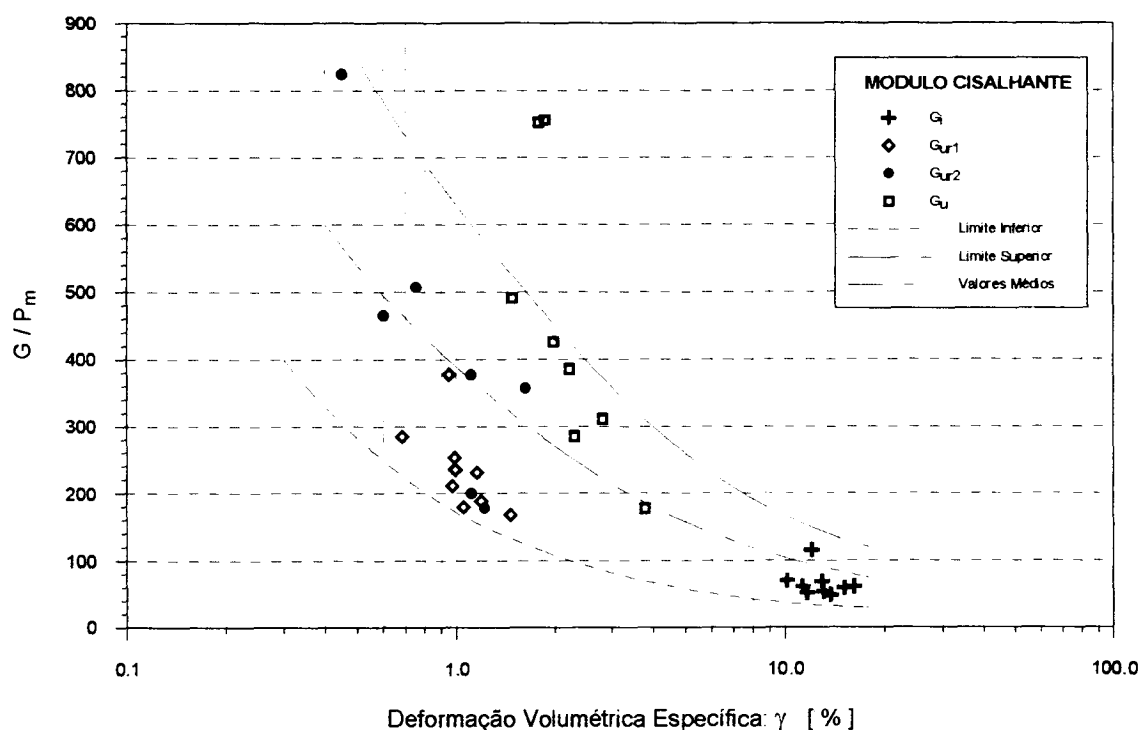


Figura 5.11: Variação do módulo cisalhante normalizado, com a deformação volumétrica específica.

### 5.2.3 Tensão horizontal total in situ

Embora existam diversas técnicas para determinar as tensões horizontais in situ ( $\sigma_h$ ), segundo apresentado por Clarke (1995), a maioria delas foram desenvolvidas para ser aplicadas em ensaios executados com pressiômetros autoperfurantes. No caso da utilização do pressiômetro tipo Ménard, Marsland e Randolph (1977) propuseram um método iterativo para argilas rígidas, e Arnold (1981) sugere um ajuste da curva pressiométrica mediante uma seleção arbitrária de parâmetros, para argilas em geral. Todos estes estudos se referem a solos sedimentares; para o caso de solos lateríticos e saprolíticos os trabalhos são incipientes e baseados em experiências locais (Schnaid e Rocha Filho, 1994; Nakahara, 1995; Mántaras, 1995).

A dificuldade na determinação da tensão horizontal in situ é maior no caso da utilização do pressiômetro tipo Ménard, devido às características próprias do ensaio. Algumas observações importantes a considerar são mencionadas a seguir:

- A qualidade do furo influencia o valor de ( $P_{oM}$ ) em dois sentidos:
  - a) O grau de amolgamento produzido pela ferramenta de perfuração nas paredes da cavidade modificam a forma da curva pressiométrica principalmente no início do trecho de expansão.
  - b) O tamanho do furo: no caso do furo ser muito maior que o diâmetro da sonda, quando a membrana encostar nas paredes da cavidade a resistência própria da membrana poderia ser elevada quando comparada com as pequenas pressões necessárias para atingir ( $P_{oM}$ ), resultando em erros consideráveis.

Para minimizar estes efeitos, teve-se um cuidado especial na execução do furo, que foi realizado por um técnico experiente com a ferramenta apropriada ao tipo de solo.

- O efeito inevitável do alívio de tensões nas paredes da cavidade logo após a tradagem: como o solo é descarregado (tensão radial = atmosférica) e logo recarregado, não fica bem definido em que ponto o solo recompõe as condições iniciais, pois pode haver plastificação no descarregamento.



- O ensaio é realizado a tensão controlada, desta forma com o procedimento normalizado de ensaio poucos pontos são obtidos dentro do entorno do estado in situ. Neste caso, objetivando obter-se uma boa definição no início da curva pressiométrica, escolheram-se pequenos incrementos de carga no início do ensaio.

Teoricamente, mediante a utilização da teoria de expansão de cavidade cilíndrica em um meio elasto-plástico, a tensão horizontal in situ ( $P_o$ ) ficaria definida como sendo a pressão no início do tramo pseudo-elástico ( $P_{oM}$ ). Porém, devido aos fatores mencionados anteriormente, é reconhecido que o valor de ( $P_o$ ) não coincide necessariamente com o valor de ( $P_{oM}$ ). A Figura 5.12, apresenta a variação da pressão ( $P_{oM}$ ) com a profundidade; onde também se incluem os valores da pressão de plastificação ( $P_f$ ).

Como tentativa para determinar o coeficiente de empuxo no repouso ( $K$ ), considera-se a pressão ( $P_{oM}$ ) como sendo a pressão horizontal in situ e a pressão geostática vertical ( $\sigma_v$ ) igual ao peso específico do solo em estado natural ( $\gamma_t$ ) multiplicado pela profundidade ( $z$ ). Desta forma, calcularam-se os coeficientes de empuxo no repouso como sendo ( $K = P_{oM} / \sigma_v$ ) para as profundidades correspondentes aos ensaios. Estes valores são resumidos na Tabela 5.4 e a distribuição de ( $K$ ) com a profundidade é ilustrada na Figura 5.13, mostrando-se que em alguns casos os valores de ( $P_{oM}$ ) foram inferiores às tensões geostáticas verticais ( $K < 1$ ).

#### 5.2.4 Pressão limite

A pressão limite ( $P_l$ ) correspondente a expansão de cavidade infinita ( $\Delta V/V = 1$ ), foi determinada mediante diferentes métodos baseados na extrapolação da fase plástica da curva pressiométrica, conforme proposto por Ghionna e outros (1981), Jezequel e outros (1974) e Van Wambeke e D'Henricourt (1971). Os valores calculados estão apresentados na Tabela 5.5.

Tabela 5.4: Coeficiente de empuxo ao repouso (K).

ENSAIO EPMM	Prof. (z) [ m ]	$\sigma_h = P_o = P_{oM}$ [ kPa ]	$\sigma_v = \gamma_t * z$ [ kPa ]	$K = \sigma_h / \sigma_v$
1070	0.70	60.0	11.3	5.3
1150	1.50	65.0	24.3	2.7
1225	2.25	40.0	36.5	1.1
1300	3.00	60.0	48.6	1.2
1400	4.00	30.0	64.8	0.5
1500	5.00	40.0	81.0	0.5
3070	0.70	70.0	11.3	6.2
3150	1.50	70.0	24.3	2.9
3225	2.25	70.0	36.5	1.9

Tabela 5.5: Valores das pressões limites segundo os diferentes critérios.

Ensaio EPMM	Prof. [ m ]	Pressão limite ( $P_l$ ) - [ kPa ]			
		Ghionna	Jezequel	Van Wambeke	$P_{IM}$
1070	0.70	1160	1131	986	717
1150	1.50	1328	1328	1165	822
1225	2.25	1332	1324	1185	798
1300	3.00	1613	1600	1414	937
1400	4.00	2295	2285	2001	1196
1500	5.00	2644	2614	2183	1530
3070	0.70	1093	1093	972	707
3150	1.50	1507	1513	1340	1017
3225	2.25	1519	1512	1363	1008

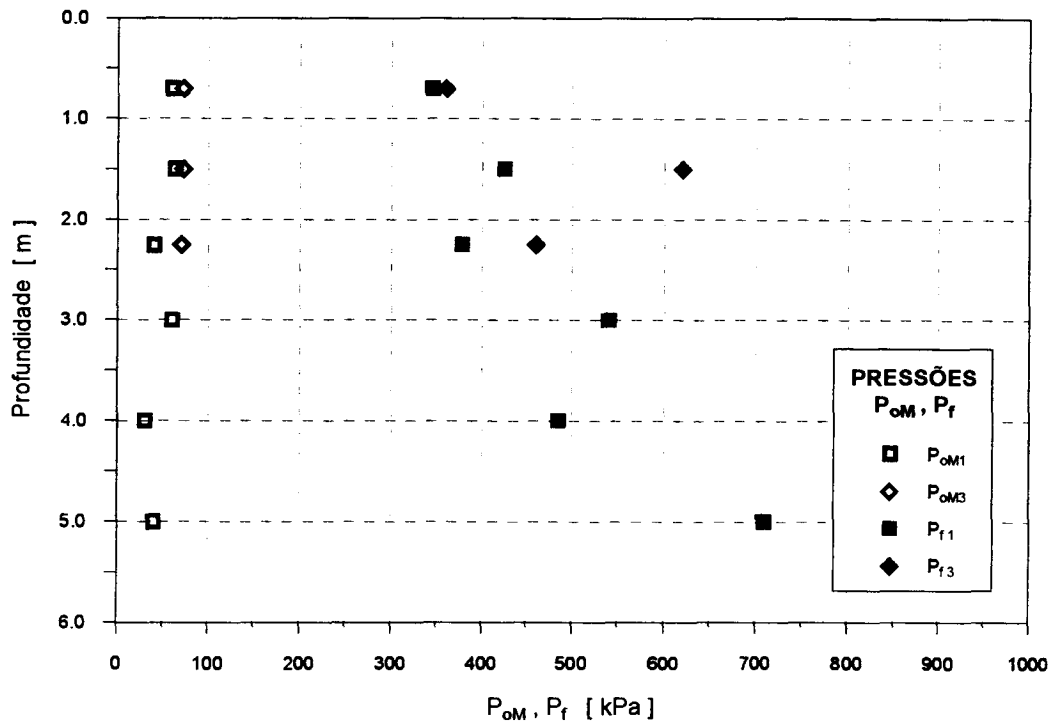


Figura 5.12: Variação das pressões ( $P_{om}$ ) e ( $P_f$ ) com a profundidade.

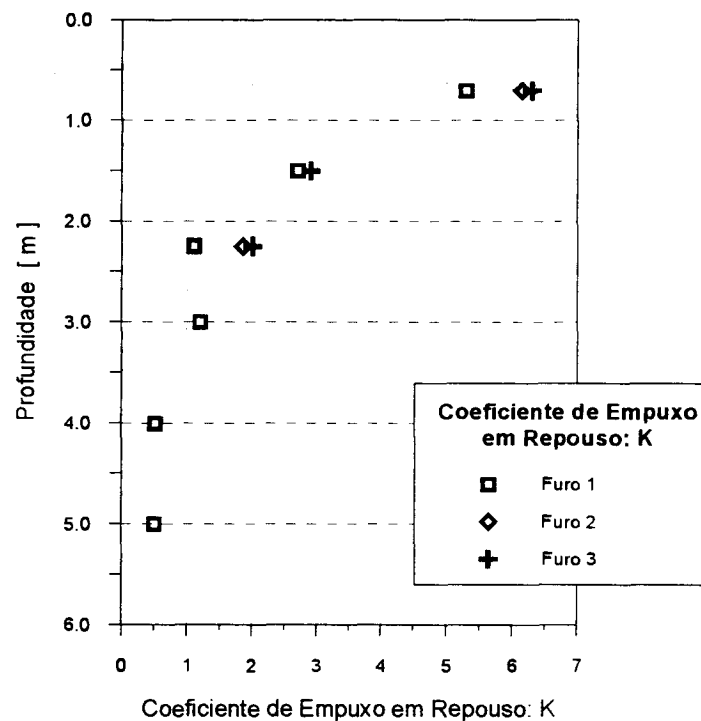


Figura 5.13: Variação do coeficiente de empuxo em repouso ( $K$ ) com a profundidade.

Segundo Baguelin e outros (1978), existe alguma divergência entre os resultados obtidos mediante os diversos procedimentos, aconselhando a utilização de vários métodos. Neste trabalho, observa-se que não existem diferenças significativas entre os valores obtidos pelos métodos de Ghionna e Jezequel, mas os valores dados por Van Wambeke são de um 10 a 20 % menores que os outros. Em todos os ensaios a pressão limite foi determinada sem ambigüidades, uma vez que os pontos da fase plástica foram satisfatoriamente ajustados por uma linha reta, como é apresentado na Figura 5.14 para o ensaio EPMM1500.

Também foi determinada a pressão limite Ménard ( $P_{IM}$ ), que é a pressão para a qual dobra o volume inicial da cavidade ( $\Delta V/V = 0,5$ ), Tabela 5.5. Para a determinação da pressão limite Ménard ( $P_{IM}$ ) não foi necessário extrapolar a curva pressiométrica, pois o volume máximo atingido em todos os casos foi maior que duas vezes o volume inicial da cavidade (ou seja  $\Delta V/V > 0,5$ ), permitindo a medição direta de ( $P_{IM}$ ).

A Figura 5.15 mostra a variação da pressão limite ( $P_l$ ), obtida pelo critério de Ghionna, e a pressão ( $P_{IM}$ ) com a profundidade, juntamente com os resultados da resistência à penetração do cone elétrico ( $q_c$ ). Embora o mecanismo de ruptura provocado pela expansão da sonda pressiométrica seja associado a uma expansão de cavidade cilíndrica, e a penetração da ponteira do cone com uma expansão de cavidade esférica, pode ver-se nesta figura que existe semelhança nas variações das tensões de ruptura do solo com a profundidade.

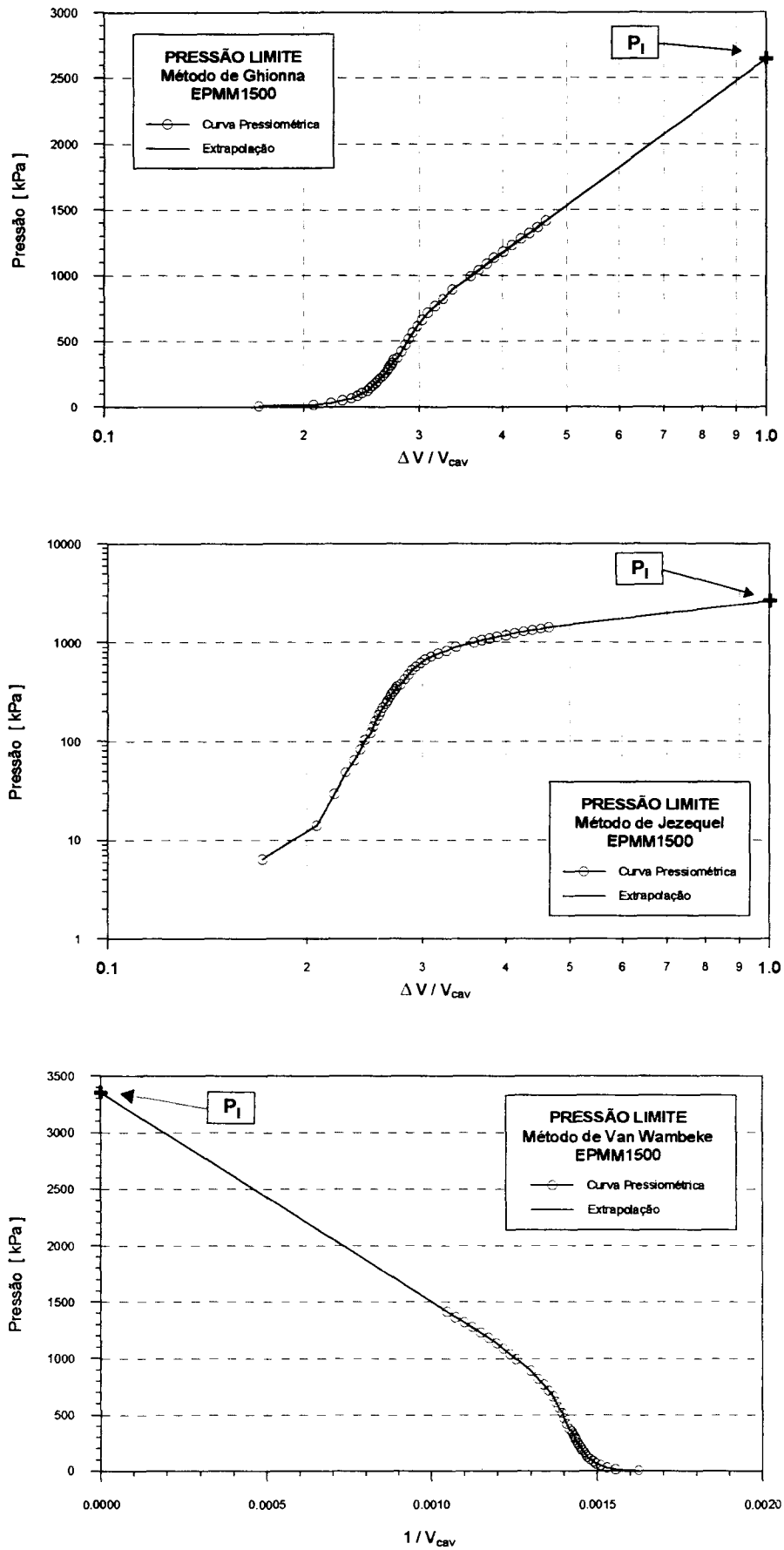


Figura 5.14: Diferentes critérios para a determinação da pressão limite ( $P_l$ ).

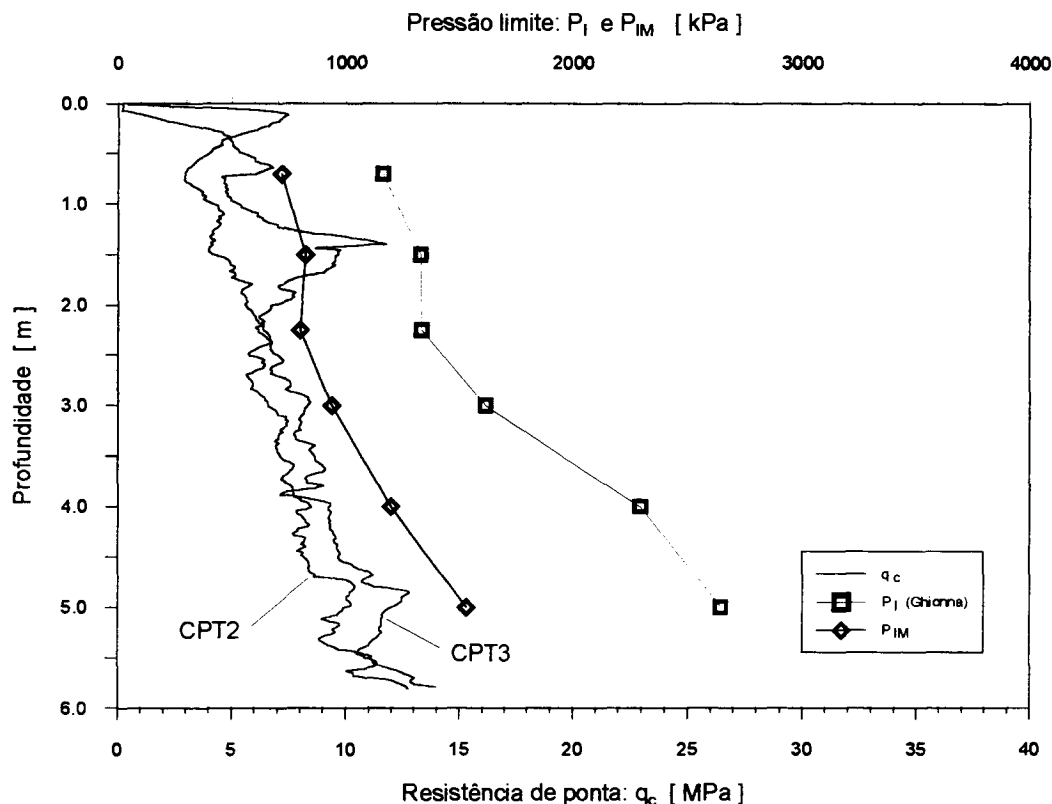


Figura 5.15: Comparação entre os valores de ( $P_1$ ) e ( $P_{IM}$ ) com os de ( $q_c$ ).

### 5.2.5 Ensaios pressiométricos especiais

A partir do procedimento normal de ensaio, descrito no Capítulo 4, podem-se realizar ensaios especiais introduzindo variações no método de execução, a fim de obter-se características específicas do solo estudado. Algumas técnicas especiais de ensaio foram reportadas por Briaud (1992) e Bufi (1990).

Com o objetivo de estudar a resposta do solo em função da velocidade de carregamento, em dois ensaios foi adotado um procedimento especial, o qual será descrito a seguir:

- Aplicaram-se incrementos de carga de 20 kPa, cada incremento foi mantido constante pelo tempo de um minuto registrando-se o volume injetado aos 15, 30 e 60 segundos.

- Quando a pressão aplicada supera a pressão ( $P_{oM}$ ), ou seja, a curva se encontra dentro da fase pseudo-elástica, aplicaram-se incrementos de carga de 100 kPa que foram mantidos constantes pelo tempo de 60 minutos, registrando-se o volume injetado aos 15, 30 e 60 s, 2, 4, 8, 15, 20, 30, 40, 50 e 60 min.
- Os ensaios foram concluídos quando: a) o volume injetado foi próximo ao limite de 700 cm<sup>3</sup> (ensaio EPMM4070); e b) devido à excessiva duração do ensaio (EPMM4225). Em ambos os ensaios a curva ficou bem definida em todas suas fases.

Como a curva “pressão-volume injetado” da calibração ao ar da sonda é dependente do tempo de duração de cada incremento de carga, foi executada uma calibração ao ar “especial” na qual os incrementos de carga foram mantidos por 60 minutos. Desta forma tentou-se estabelecer condições idênticas às de carregamento do ensaio. Esta calibração “especial” foi utilizada para corrigir os dados dos ensaios referidos acima.

As profundidades selecionadas para os ensaios especiais foram de 0,70 e 2,25 m, que correspondem aos horizontes B e C. Nestas profundidades foram realizados anteriormente dois ensaios com o procedimento padrão, o que permitiu estabelecer o grau de variação decorrente da heterogeneidade própria do solo, e que serão comparados com os ensaios especiais.

As curvas corrigidas dos ensaios especiais são apresentadas na Figura 5.16 (para o horizonte B) e Figura 5.17 (para o horizonte C). Nessas figuras também foram plotadas as curvas correspondentes aos dois ensaios padrão executados nas mesmas profundidades.

Os limites do tramo pseudo-elástico obtidos segundo a Norma Francesa P 94-110, e os parâmetros de deformabilidade ( $E_p$ ) e ( $G$ ) dos ensaios especiais são apresentados na Tabela 5.6. A pressão limite ( $P_l$ ) segundo os diferentes critérios e a pressão limite Ménard ( $P_{IM}$ ) são resumidos na Tabela 5.7.

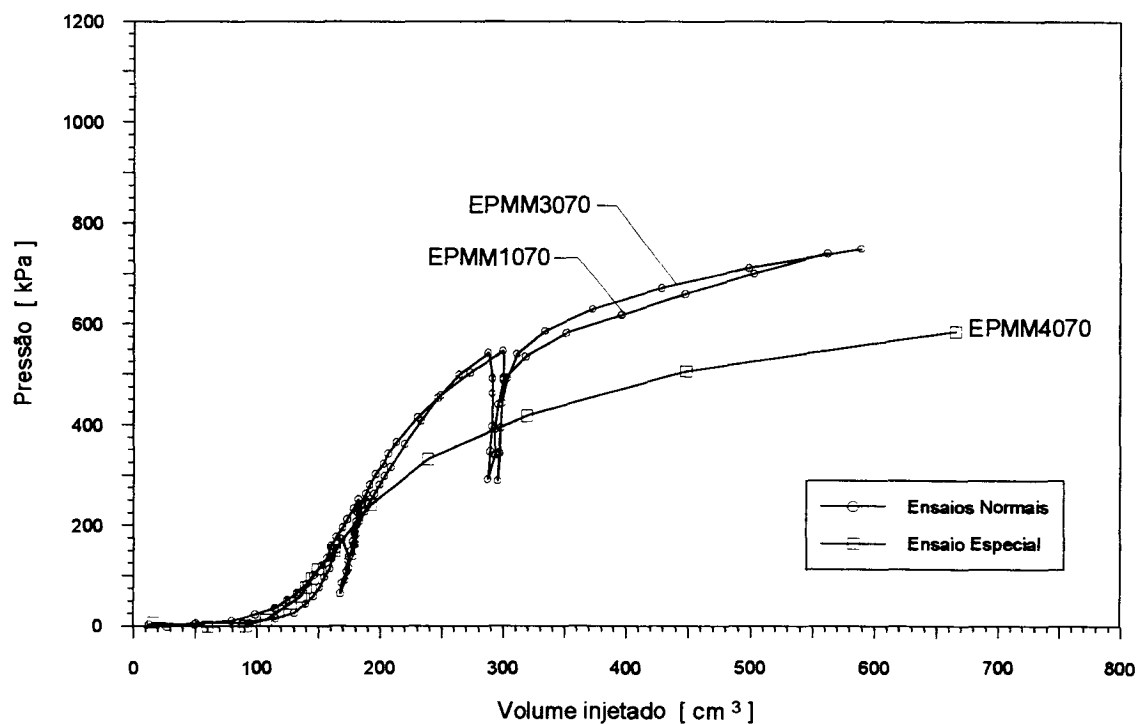


Figura 5.16: Curvas pressiométricas do ensaio especial EPMM4070, e dos ensaios padrão executados à profundidade de 0.70 m.

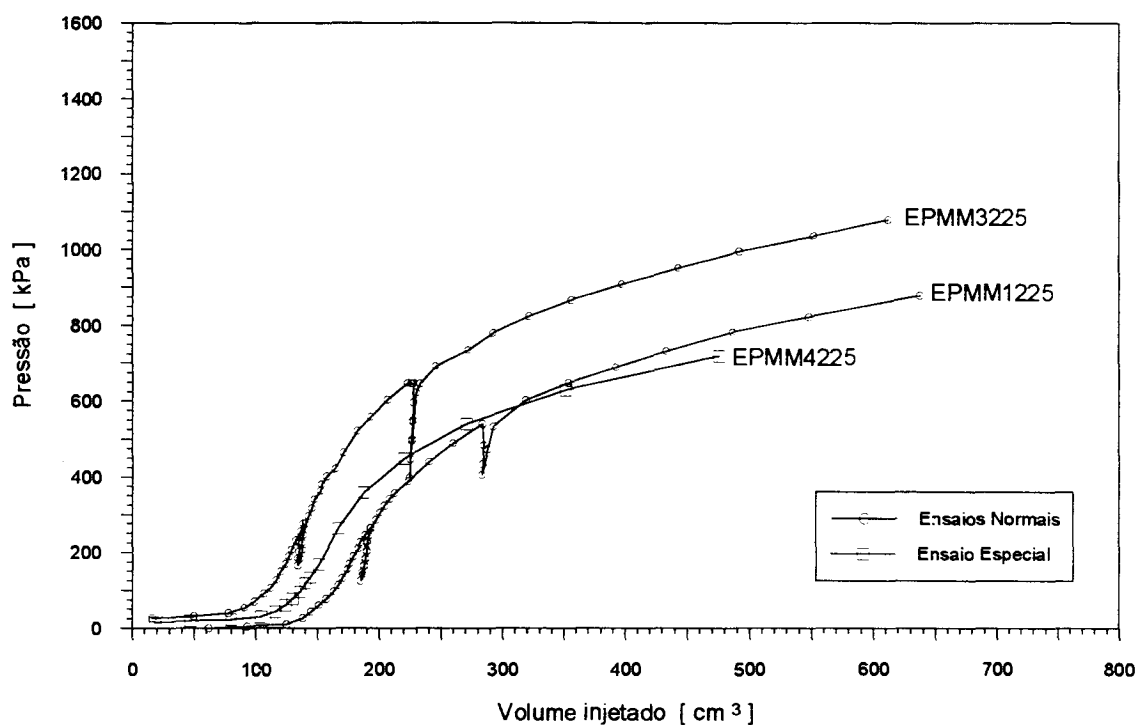


Figura 5.17: Curvas pressiométricas do ensaio especial EPMM4225, e dos ensaios padrão executados à profundidade de 2.25 m.



Tabela 5.6: Ensaio especiais e padrão, limites do tramo pseudo elástico segundo o critério da Norma Francesa.

Ensaio EPMM	Tipo	Prof. [m]	$P_{oM}$ [kPa]	$V_o$ [cm <sup>3</sup> ]	$P_f$ [kPa]	$V_f$ [cm <sup>3</sup> ]	$E_p$ [kPa]	G [kPa]	$\gamma$ [%]
4070	especial	0.70	45.2	127.8	331.1	238.2	4664	1794	15.9
1070	normal	0.70	60.0	140.1	345.0	203.9	7923	3047	9.4
3070	normal	0.70	70.0	134.5	360.0	212.0	6648	2557	11.3
4225	especial	2.25	60.8	123.8	450.4	220.1	7177	2760	14.1
1225	normal	2.25	40.0	143.2	378.0	219.3	7976	3068	11.0
3225	normal	2.25	70.0	98.1	460.0	170.2	9058	3484	11.2

Tabela 5.7: Ensaio especiais e padrão, valores da pressão limite segundo os diferentes critérios.

Ensaio EPMM	Tipo	Prof. [ m ]	Pressão limite ( $P_l$ ) - [ kPa ]			
			Ghionna	Jezequel	V. Wambeke	$P_{IM}$
4070	especial	0.70	837	829	737	532
1070	normal	0.70	1160	1131	986	717
3070	normal	0.70	1093	1093	972	707
4225	especial	2.25	1114	1114	953	739
1225	normal	2.25	1332	1324	1185	798
3225	normal	2.25	1519	1512	1363	1008

Analisando os valores das Tabelas 5.6 e 5.7 pode observar-se que:

- As pressões limite do tramo pseudo-elástico ( $P_{oM}$ ) e ( $P_f$ ) são da mesma ordem de grandeza que as dos ensaios normais.
- O módulo pressiométrico ( $E_p$ ) e o módulo de cisalhamento (G) são significativamente menores aos dos ensaios padrão.
- A pressão limite extrapolada pelos diversos métodos ( $P_l$ ) e a pressão limite Ménard ( $P_{IM}$ ) também são menores que as dos ensaios normais.

No entanto, os resultados da Figura 5.17 parecem sugerir que os efeitos da variabilidade espacial das propriedades do depósito podem ser ainda mais significativos que os efeitos da velocidade de carregamento.

O comportamento observado nos ensaios especiais pode estar associado às deformações de fluência do solo, que são aquelas que ocorrem a pressão efetiva constante. O tempo de permanência de cada incremento de pressão ( $\Delta P$ ) nos ensaios especiais foi muito maior que nos ensaios normais, permitindo estabilizar as deformações em cada incremento ( $\Delta P$ ) como pode ver-se nas Figuras 5.18 e 5.19. Em consequência, o volume injetado na cavidade para um mesmo nível de pressões será maior, e as curvas pressiométricas ficam abaixo das curvas normais, obtendo-se parâmetros de deformabilidade (módulos) e de resistência ( $P_1$ ) menores.

Plotando o volume injetado em função do tempo, para cada incremento de pressão, observa-se que as maiores deformações na cavidade se registram nos primeiros minutos, tendendo a estabilizar-se com o tempo, Figuras 5.18 e 5.19. Quando plotada a variação de volume ( $\Delta V$ ), em função do logaritmo do tempo, para cada incremento de carga, os pontos podem ser ajustados por uma linha reta em todos os casos, Figuras 5.20 e 5.21. Como nos dois ensaios, o último incremento de pressão aplicado não foi mantida por 60 minutos, pela excessiva duração do ensaio, esse valor foi obtido por extrapolação da linha reta correspondente a esse incremento de pressão.

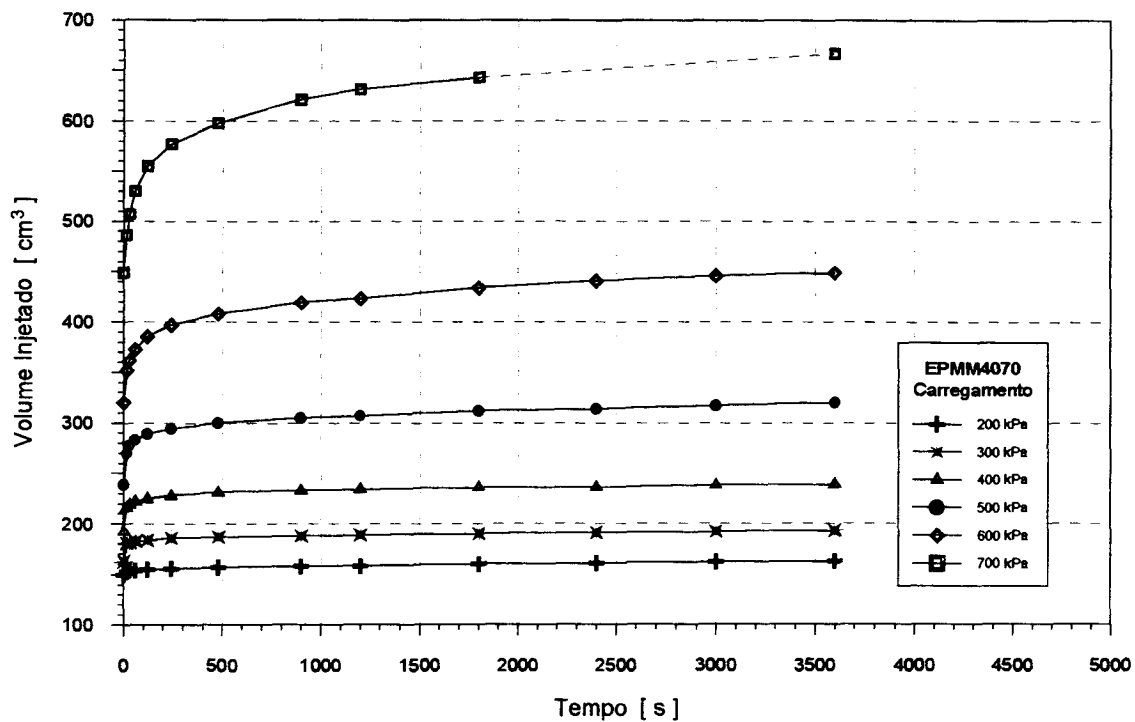


Figura 5.18: Variação do volume injetado com o tempo em cada incremento de pressão para o ensaio EPMM4070.

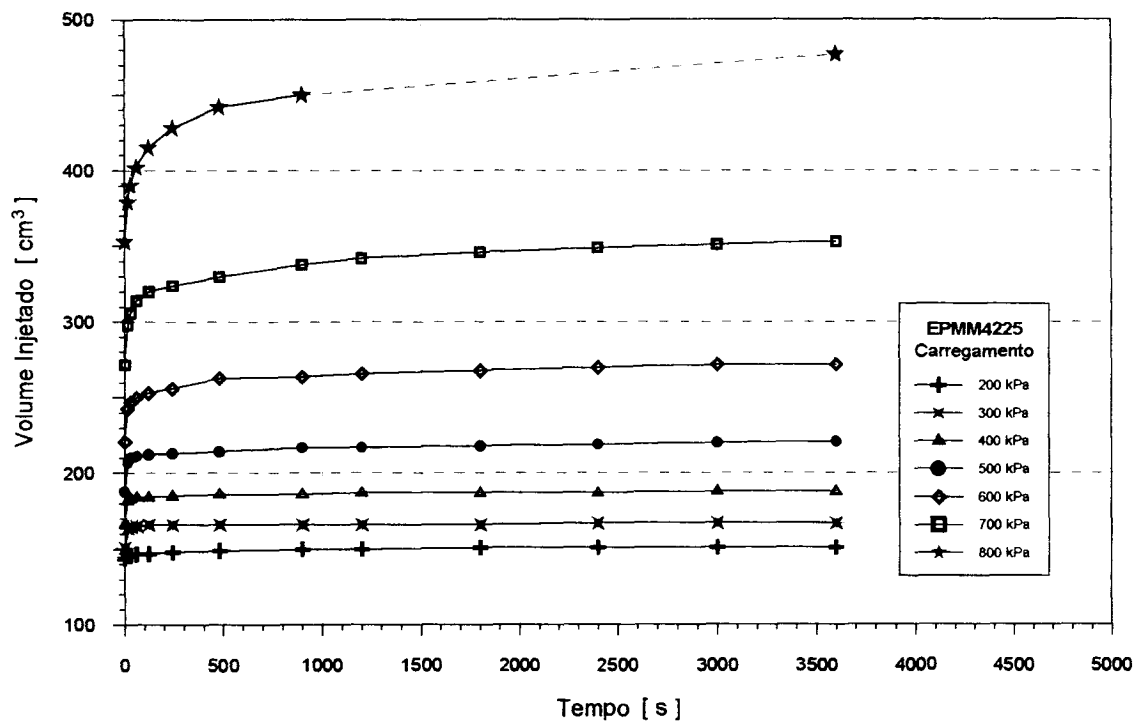


Figura 5.19: Variação do volume injetado com o tempo em cada incremento de pressão para o ensaio EPMM4225.

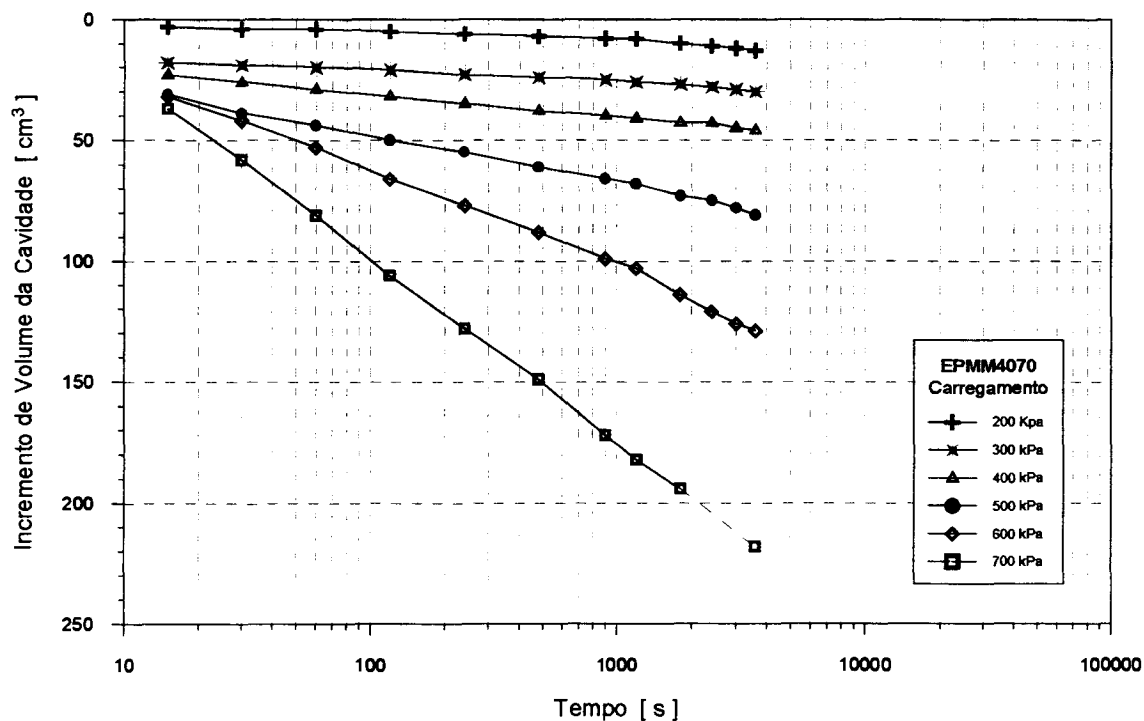


Figura 5.20: Variação do incremento de volume com o logaritmo do tempo, para o ensaio EPMM4070.

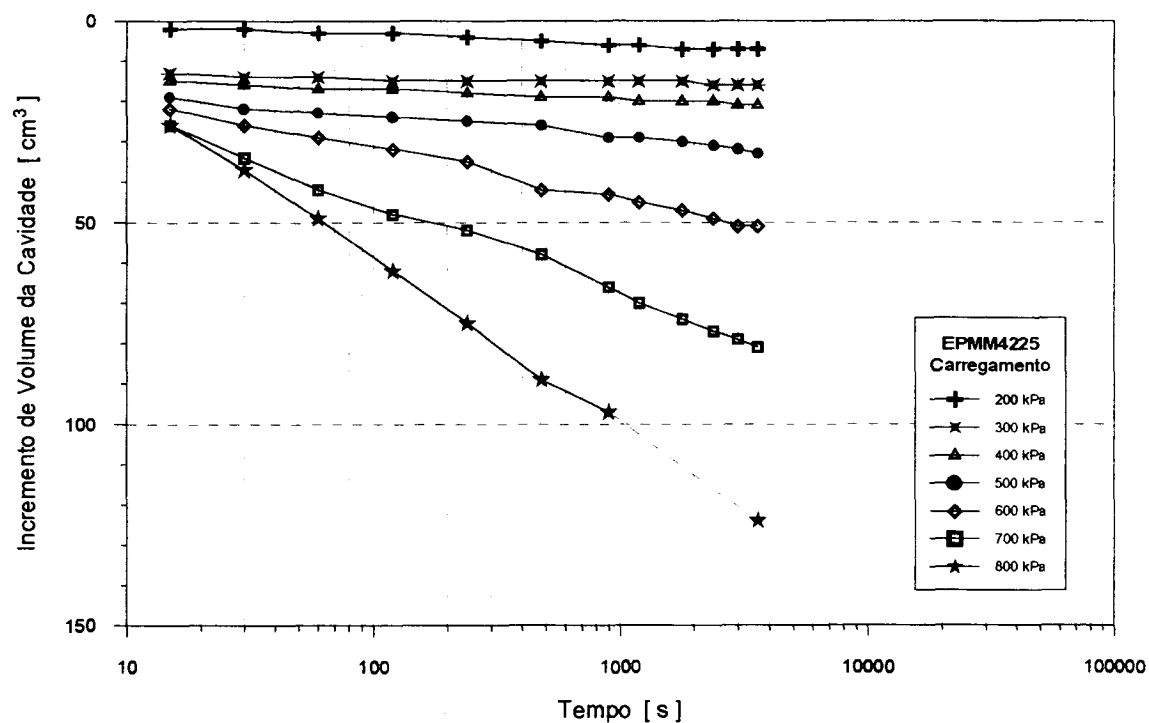


Figura 5.21: Variação do incremento de volume com o logaritmo do tempo, para o ensaio EPMM4225.

## **6 INTERPRETAÇÃO MEDIANTE A UTILIZAÇÃO DA TEORIA DE EXPANSÃO DE CAVIDADE**

A sonda pressiométrica é um elemento de forma cilíndrica, projetado para aplicar uma pressão uniforme através de uma membrana flexível, nas paredes de um furo de sondagem. O fenômeno pode ser associado com a expansão de cavidade cilíndrica dentro da massa de solo circundante. Durante esta expansão, a pressão aplicada às paredes e o volume da cavidade são conhecidos, permitindo avaliar as características tensão-deformação-resistência de solos coesivo-friccionais.

Neste capítulo será aplicada uma técnica aqui denominada como “Análise por Simulação Teórica”, a qual utiliza um método que permite simular numericamente a curva pressão-expansão obtida no ensaio pressiométrico. Para simular a curva experimental é necessário utilizar um método numérico (como o dos elementos finitos) ou analítico baseado em uma formulação fechada.

A análise por simulação teórica utilizando uma formulação fechada, foi proposta por Jefferies (1988) para estimar a pressão geostática em argilas saturadas a partir de resultados obtidos com o pressiômetro tipo autoperfurante. Embora existam diferenças de execução e interpretação entre o pressiômetro autoperfurante e o pressiômetro Ménard, nesta pesquisa será avaliada a adequabilidade desta análise na interpretação dos resultados experimentais, utilizando as formulações de Carter e outros (1986) e de Yu e Houlsby (1991).

O objetivo da análise consiste em ajustar as curvas pressão-expansão obtidas nos ensaios pressiométricos, de maneira a obter parâmetros de resistência e deformabilidade do solo a diferentes profundidades. Como antecedentes desta metodologia, aplicada a solos coesivo-friccionais, podemos citar os trabalhos de Ortigão e Alves (1994) e Mántaras (1995).

Ortigão e Alves (1994), realizaram uma simulação teórica de resultados de ensaios pressiométricos Ménard utilizando a formulação de Carter e outros (1986). Este estudo foi realizado para obter parâmetros geotécnicos da argila porosa de Brasília, com o objetivo de calibrar outros ensaios de campo cuja interpretação é basicamente empírica.

Mántaras (1995) apresenta um estudo paramétrico utilizando a solução proposta por Carter e outros (1986) para ajustar a pressão limite extrapolada de ensaios pressiométricos e o Método de Elementos Finitos (associado a um modelo hiperbólico) para ajustar as curvas experimentais. Os resultados experimentais correspondem a ensaios realizados em solos coesivo-friccionais oriundos de arenito da Grande Porto Alegre. Este autor propõe a determinação do intercepto coesivo, fixando-se os valores dos outros parâmetros do solo, estimados a partir do próprio ensaio pressiométrico e de ensaios de laboratório.

## 6.1 Considerações sobre as formulações utilizadas

As formulações que foram empregadas na análise por simulação teórica são as apresentadas por Carter e outros (1986) e por Yu e Houlsby (1991), as quais foram deduzidas a partir da teoria de expansão de cavidade cilíndrica.

As hipóteses adotadas nas formulações são citadas a seguir:

- A cavidade é expandida dentro de um meio infinito homogêneo e isotrópico.
- A expansão ocorre no estado plano de deformações (“plane strain”).
- O solo encontra-se inicialmente em estado hidrostático de tensões:  
 $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = P_0$ .
- Solo coesivo-friccional, onde a resistência ao cisalhamento é função dos parâmetros (c) e ( $\varphi$ )
- Material modelado como linear elástico perfeitamente plástico.
- A fase elástica responde à lei de Hooke.

- Critério de ruptura Mohr-Coulomb.
- Na fase plástica o material pode ter comportamento dilatante, seguindo uma lei constante representada pelo ângulo de dilatância ( $\psi$ ).

Para representar a relação pressão-expansão, Carter e outros (1986), desenvolveram uma solução exata considerando deformações infinitesimais e uma solução aproximada para grandes deformações. Para deformações finitas, estes autores adotaram aproximações numéricas que consistem em desconsiderar as deformações volumétricas elásticas na fase plástica. Desta forma, as deformações calculadas são inferiores aos valores reais, porém sugere-se que para fins práticos esta hipótese não introduz erros significativos.

A formulação dada por Yu e Houlsby (1991), não impõe restrições quanto a magnitude das deformações, fornecendo uma solução exata para representar toda a curva pressão-expansão. O volume da cavidade aumenta em função da pressão, e tende para um valor infinito quando o valor da pressão se aproxima a ( $P_l$ ), que também pode ser calculado em forma analítica.

Nas duas abordagens a curva pressão-expansão é função de seis parâmetros: a tensão horizontal in situ ( $P_o$ ), o módulo de cisalhamento ( $G$ ), o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), o intercepto coesivo ( $c$ ), o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ). As formulações necessárias à interpretação dos ensaios pressiométricos foram apresentados em detalhe no capítulo de Revisão Bibliográfica.

## **6.2 Influência dos parâmetros na forma da curva**

Com o objetivo de conhecer a influência dos diferentes parâmetros na forma da curva teórica, e conseqüentemente na pressão limite calculada, foi realizada uma análise onde, em cada caso, escolheu-se um parâmetro variável enquanto os demais eram mantidos constantes. A formulação utilizada nesta análise foi a de Yu e Houlsby (1991) por fornecer uma solução exata, e os resultados podem ser

observados nos gráficos das Figuras 6.1 a 6.12. Os gráficos são apresentados aos pares para demonstrar a influência de cada variável envolvida no ajuste. Primeiramente apresentam-se curvas pressão-expansão de cavidade e a seguir a variação da pressão limite normalizada ( $P_1 / P_o$ ) em função da variável adotada. Os parâmetros analisados parametricamente neste estudo, bem como sua faixa de variação, estão apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Análise paramétrica, resumo dos parâmetros analisados e os valores adotados em cada caso.

Parâmetro analisado	Valores adotados					
	$\nu$	$\psi$ [graus]	G [MPa]	$P_o$ [kPa]	c [kPa]	$\phi$ [graus]
$\nu$	0.1-0.2-0.3	0	10 e 20	100	40	34
$\psi$	0.3	0-10-20	10 e 20	100	40	34
G	0.3	0	10 e 20	100	40	30-35-40
$P_o$	0.3	0	10 e 20	80-100-120	40	34
c	0.3	0	10 e 20	100	25-35-45	34
$\phi$	0.3	0	10 e 20	100	40	20-30-40

Como resultado da análise paramétrica, pode observar-se que a variação do coeficiente de Poisson, dentro dos valores propostos pela bibliografia para solos não saturados,  $0.1 \leq \nu \leq 0.3$  (e.g. Berberian, 1986; Reddy e Saxena, 1992; Prietto, 1996), não tem influência significativa sobre a forma da curva nem na estimativa da pressão limite (Figuras 6.1 e 6.2).

Na Figura 6.3 observa-se a influência do ângulo de dilatância ( $\psi$ ) na curva pressão-expansão; na Figura 6.4 a variação da pressão limite normalizada ( $P_1 / P_o$ ) em função da dilatância. Para o caso analisado (módulo  $G = 10$  MPa), ( $P_1$ ) varia de (11,45. $P_o$ ) para  $\psi = 0^\circ$  a (18,35. $P_o$ ) para  $\psi = 20^\circ$ . Efeito semelhante foi reportado por Carter e Yeung (1985) em uma análise paramétrica utilizando o método dos elementos finitos. Porém, como será explicado mais adiante, existem fundamentos para não considerar a dilatância na interpretação de ensaios pressiométricos em solos coesivo-friccionais.



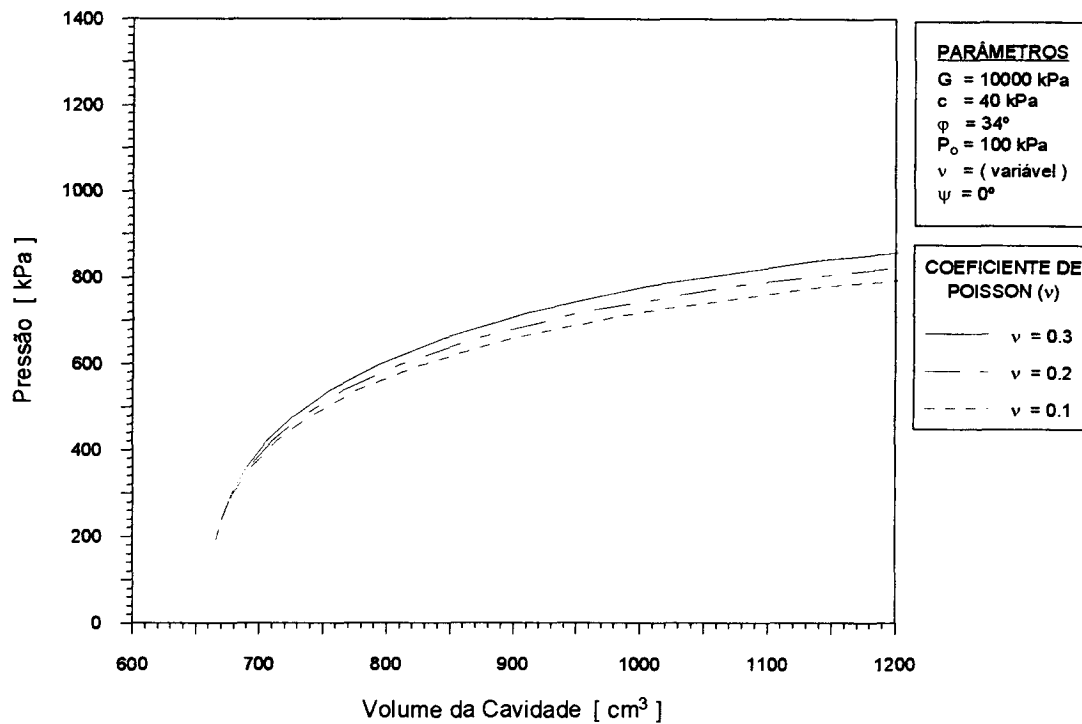


Figura 6.1: Influência do coeficiente de Poisson na forma da curva teórica.

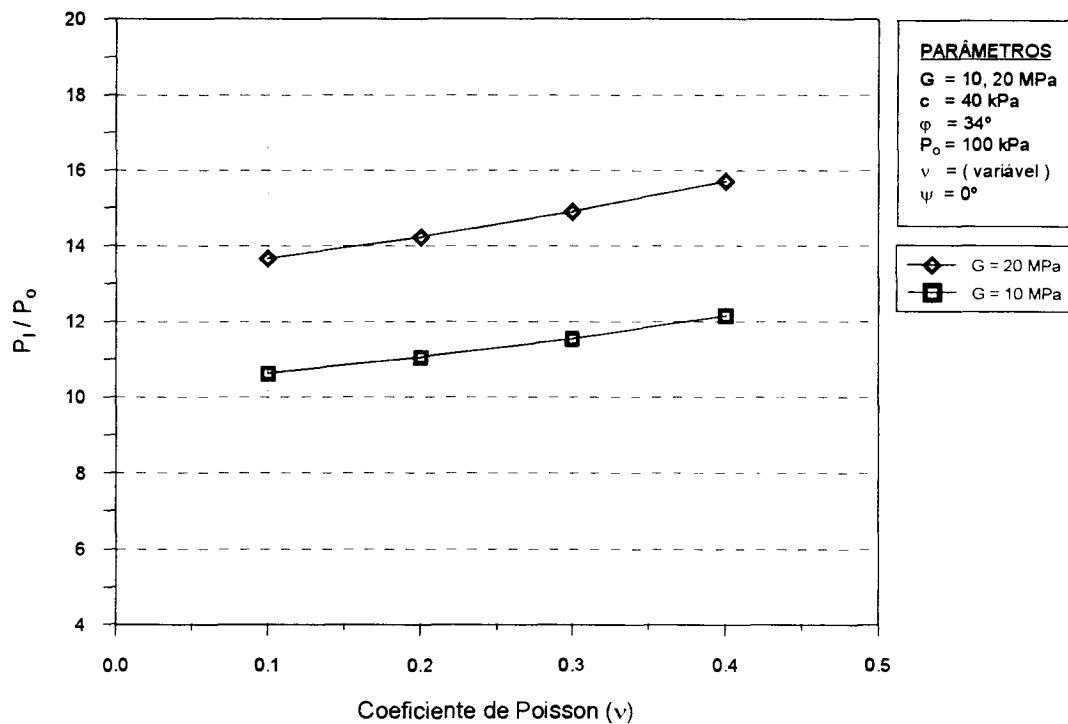


Figura 6.2: Influência do coeficiente de Poisson na pressão limite.

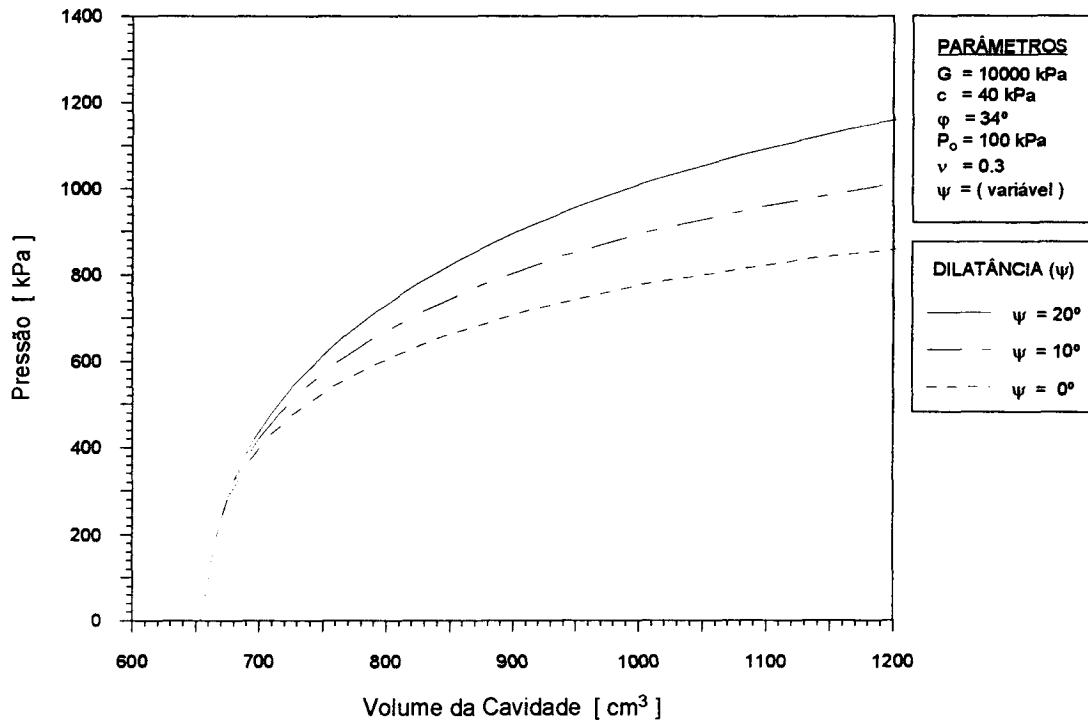


Figura 6.3: Influência da dilatância na forma da curva teórica.

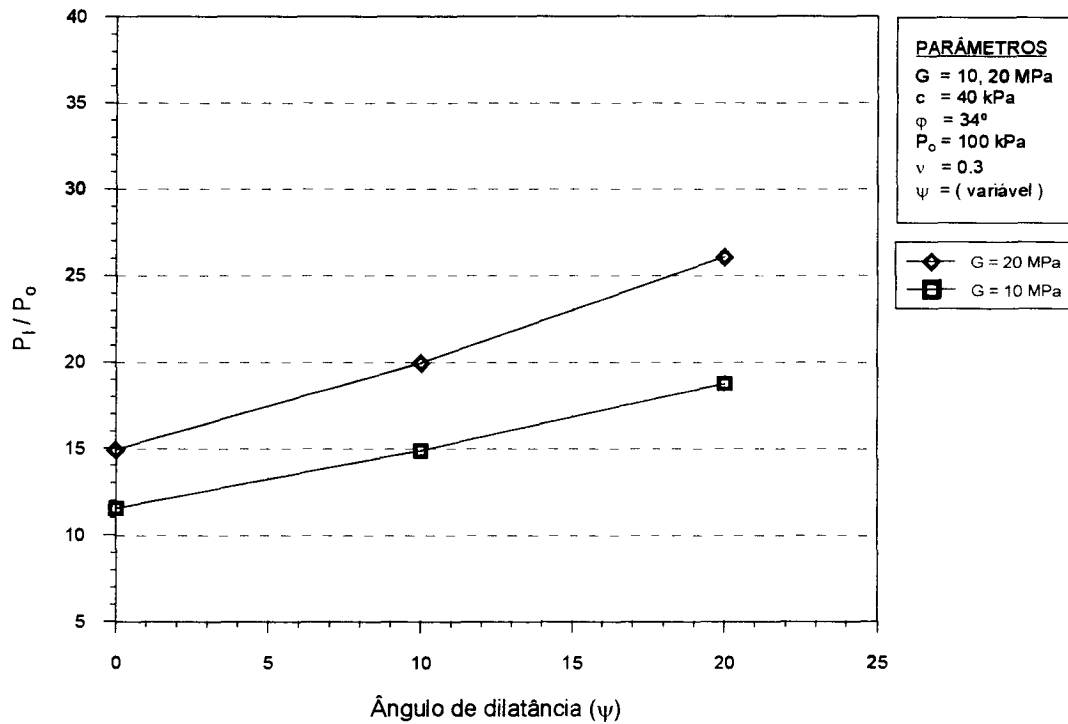


Figura 6.4: Influência da dilatância na pressão limite.

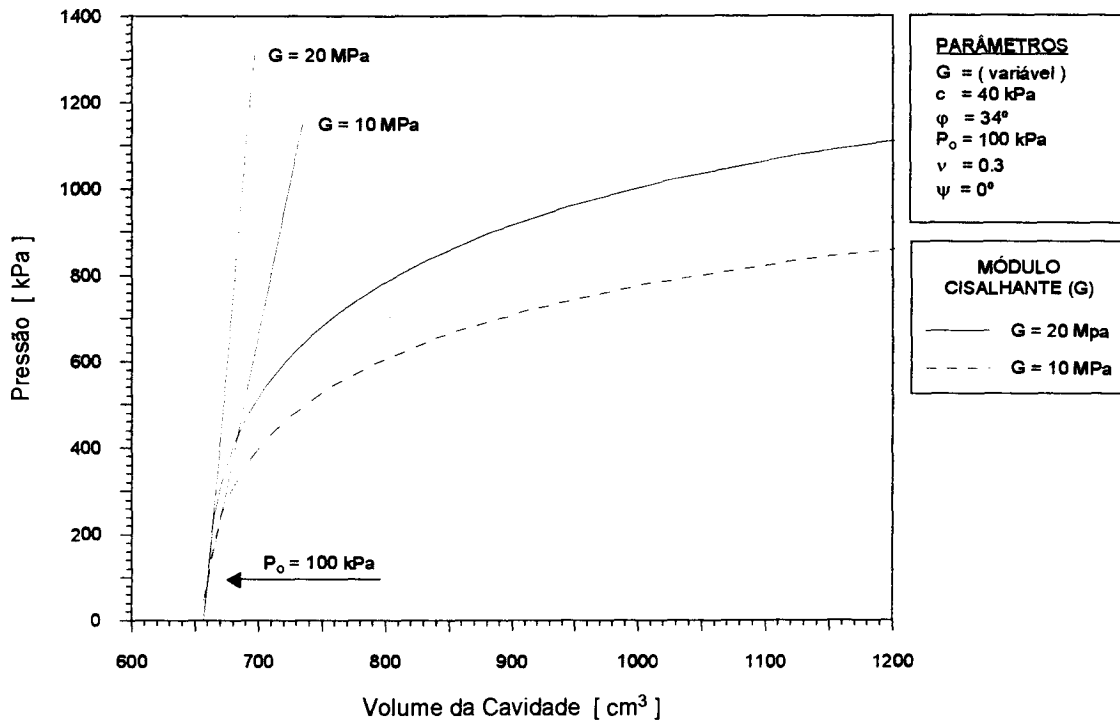


Figura 6.5: Influência do módulo cisalhante na forma da curva teórica.

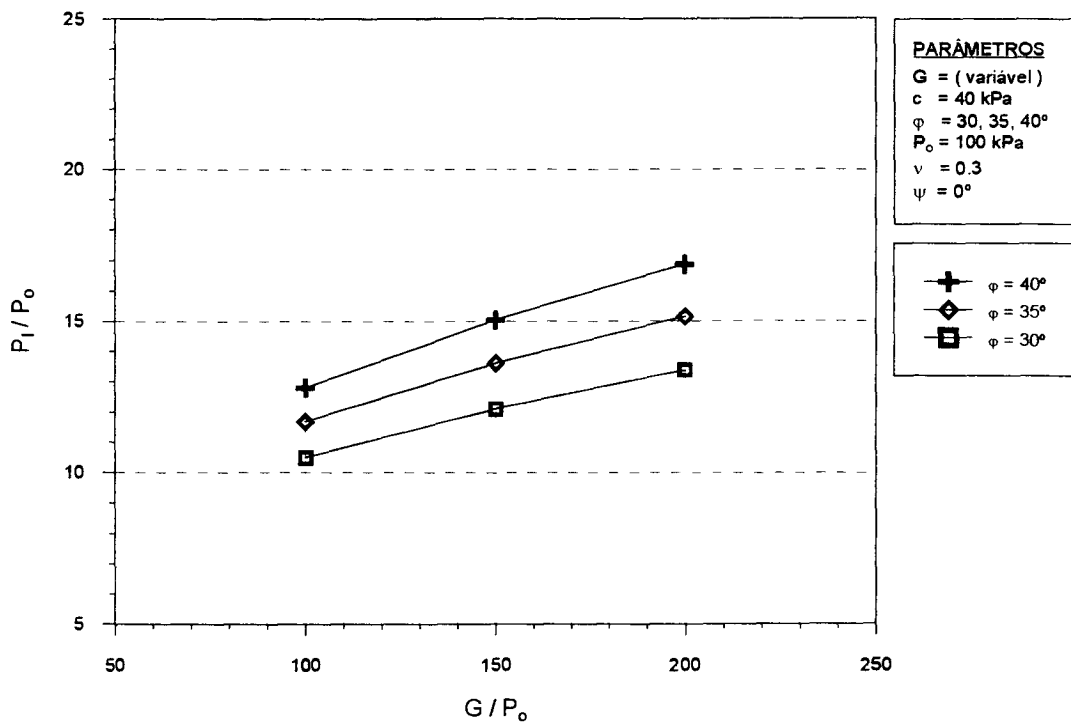


Figura 6.6: Influência do módulo cisalhante na pressão limite.

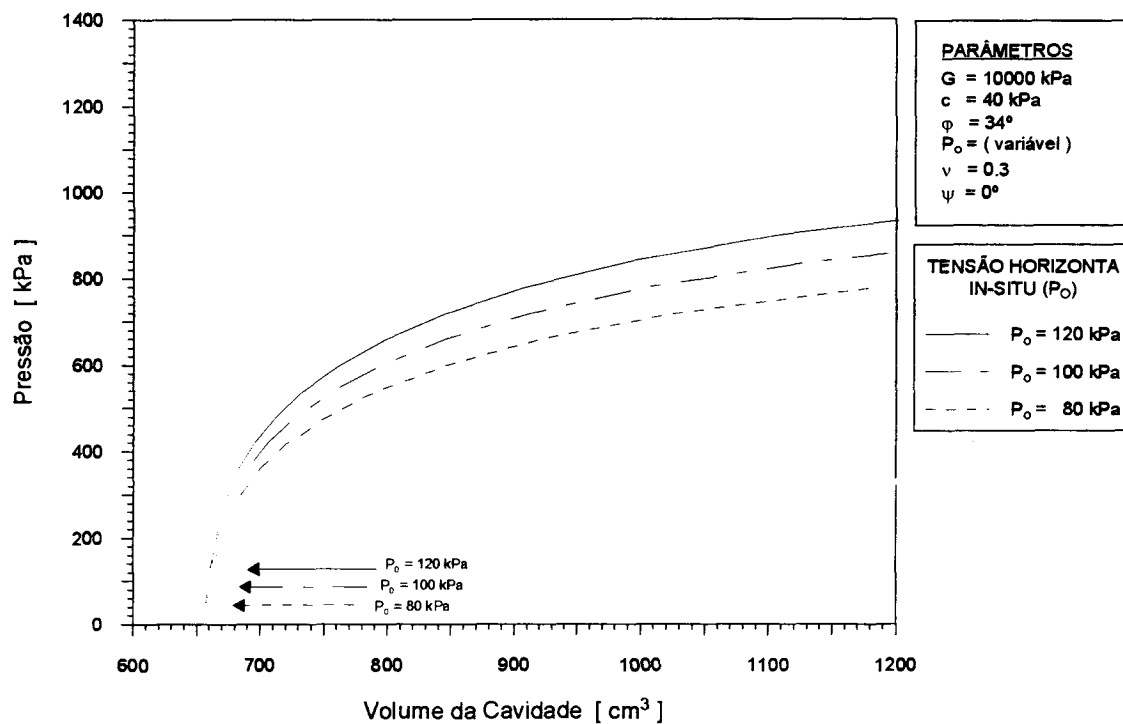


Figura 6.7: Influência da pressão geostática na forma da curva teórica.

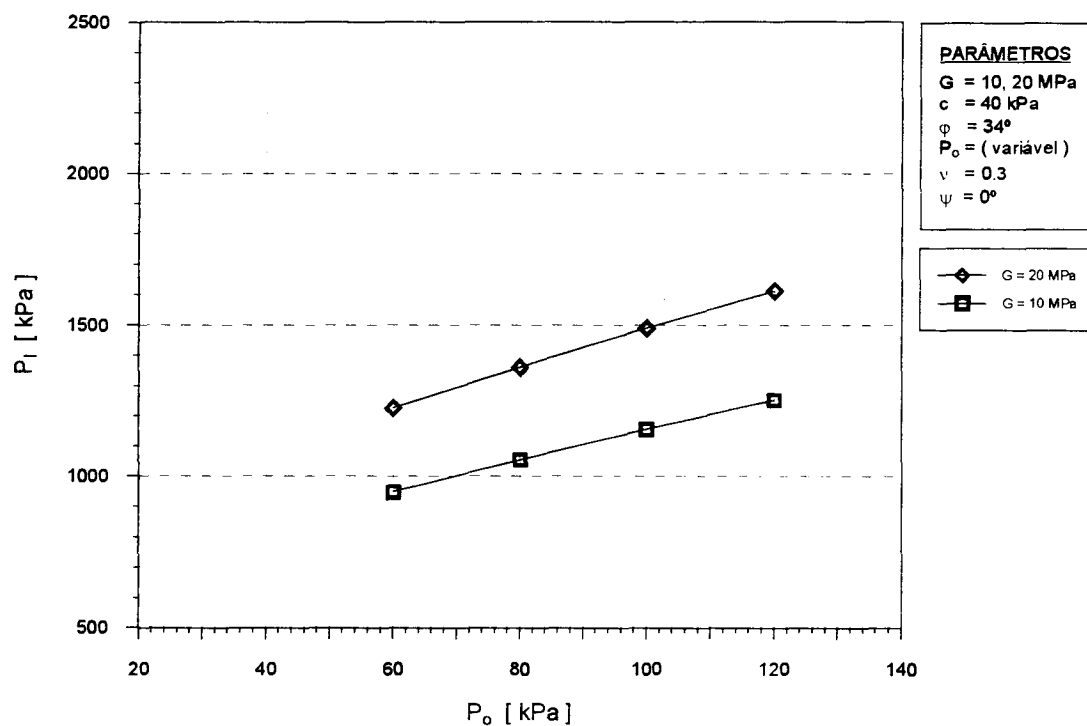


Figura 6.8: Influência da pressão geostática na pressão limite.

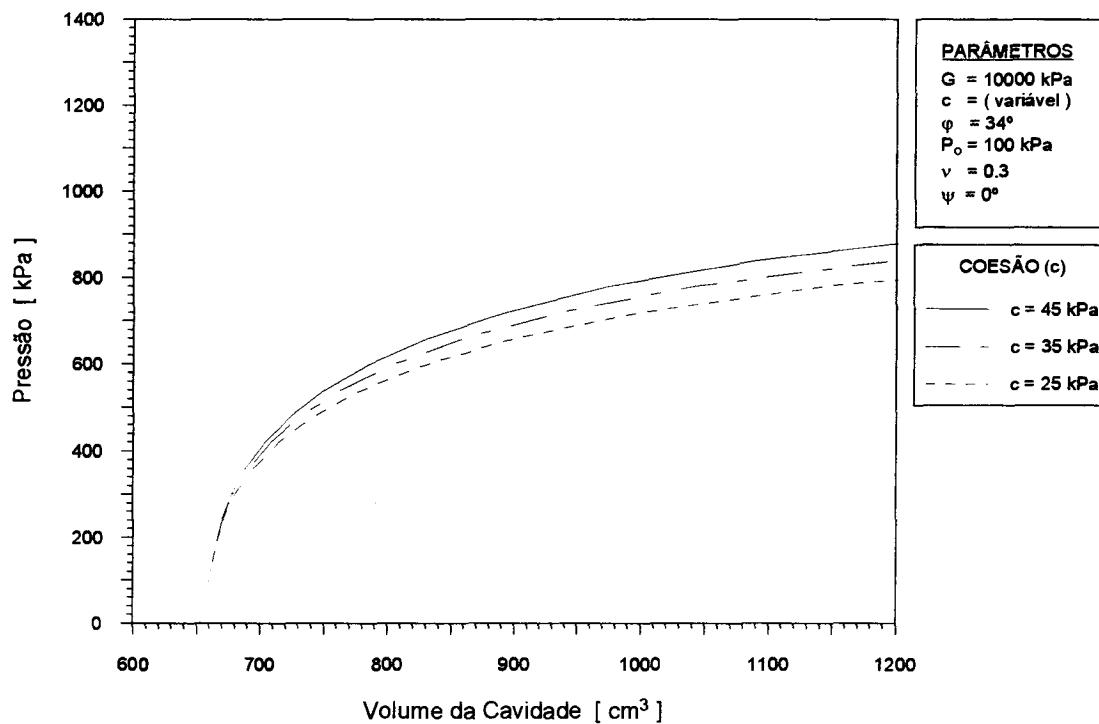


Figura 6.9: Influência do intercepto coesivo na forma da curva teórica.

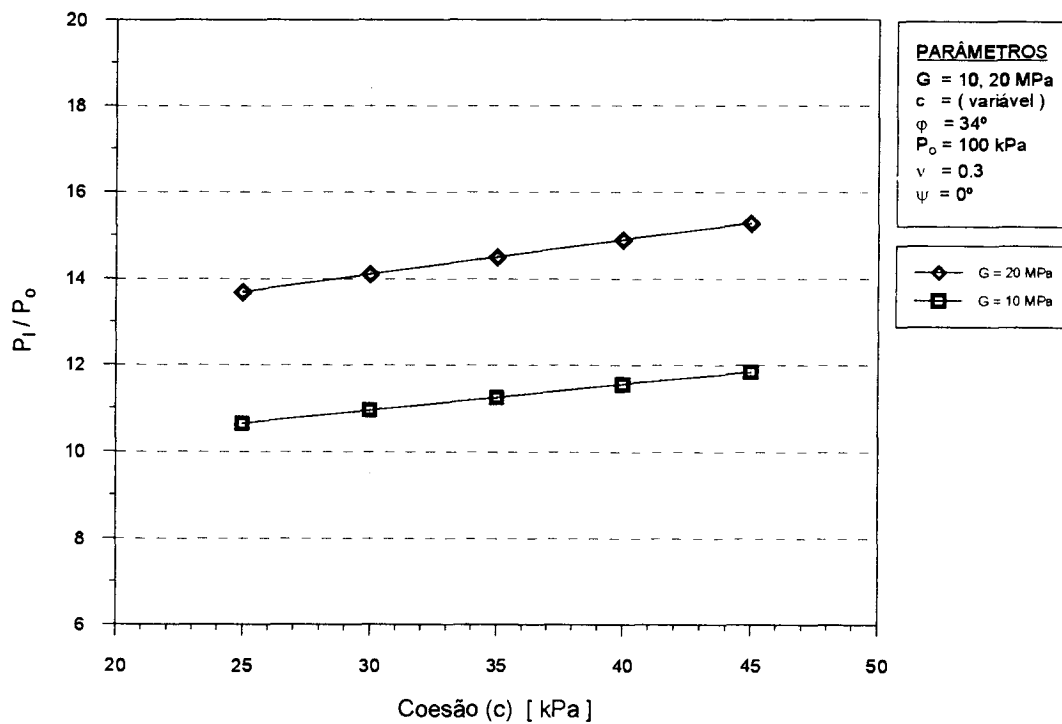


Figura 6.10: Influência do intercepto coesivo na pressão limite.

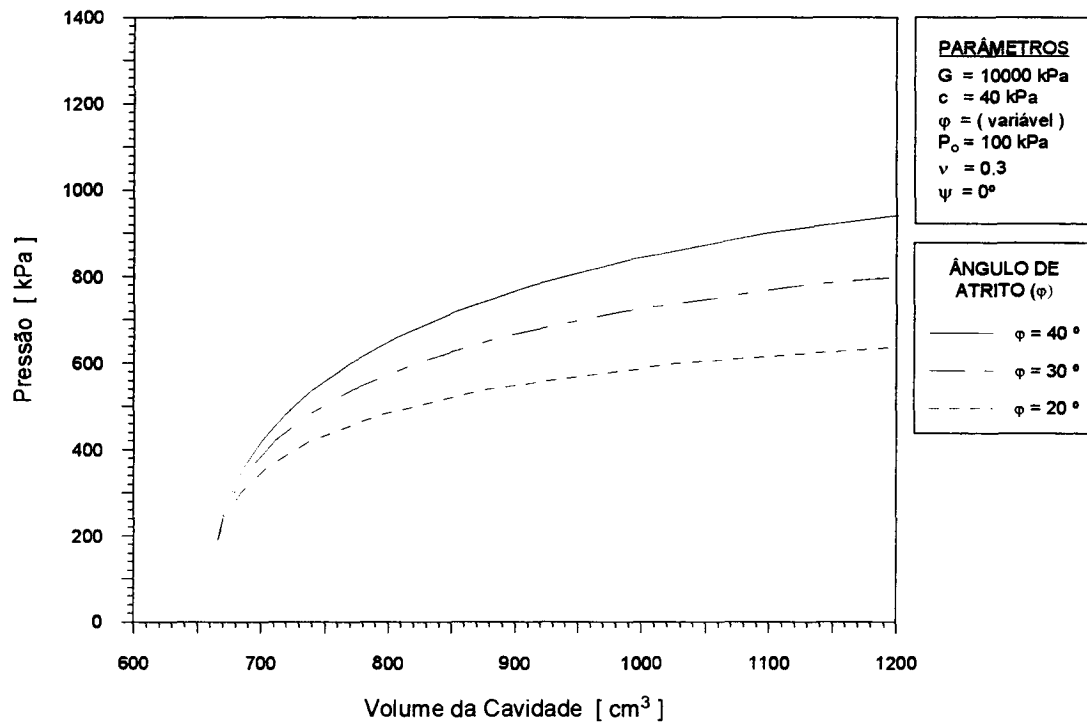


Figura 6.11: Influência do ângulo de atrito interno na forma da curva teórica.

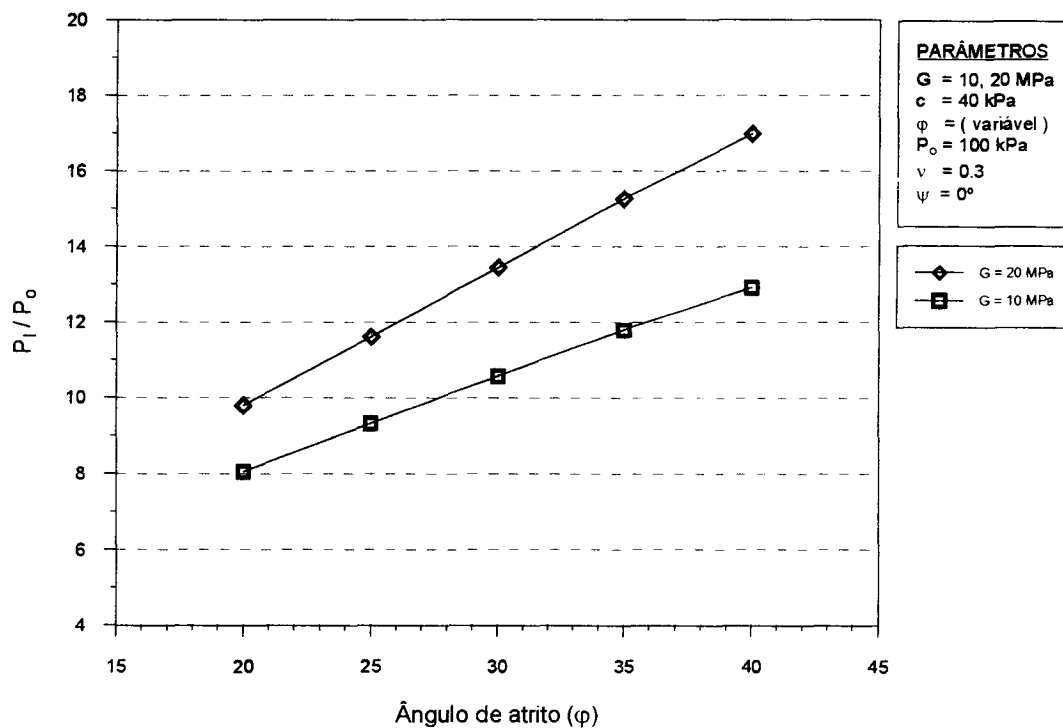


Figura 6.12: Influência do ângulo de atrito interno na pressão limite.

A influência dos demais parâmetros: coesão, ângulo de atrito, módulo cisalhante e tensões horizontais in situ, fica evidenciada na seqüência apresentada nas Figuras 6.5 a 6.12. Os quatro parâmetros influenciam de forma significativa, não só a pressão limite, como também o comportamento pressão-expansão de cavidade como um todo. Há forte interação entre parâmetros, o que dificulta consideravelmente o método de ajuste.

Uma tentativa de demonstrar o efeito preponderante de cada parâmetro sobre a curva pressão-expansão é mostrado na Figura 6.13. A inclinação inicial da curva é controlada pelo valor do módulo cisalhante ( $G$ ); a translação vertical da curva é controlada pelo valor da pressão geostática ( $P_o$ ); a curvatura é controlada pelos valores do intercepto coesivo ( $c$ ), o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), juntamente com o módulo cisalhante ( $G$ ). Desta forma, sugere-se utilizar a Figura 6.13 como referência para realizar o ajuste da curva experimental.

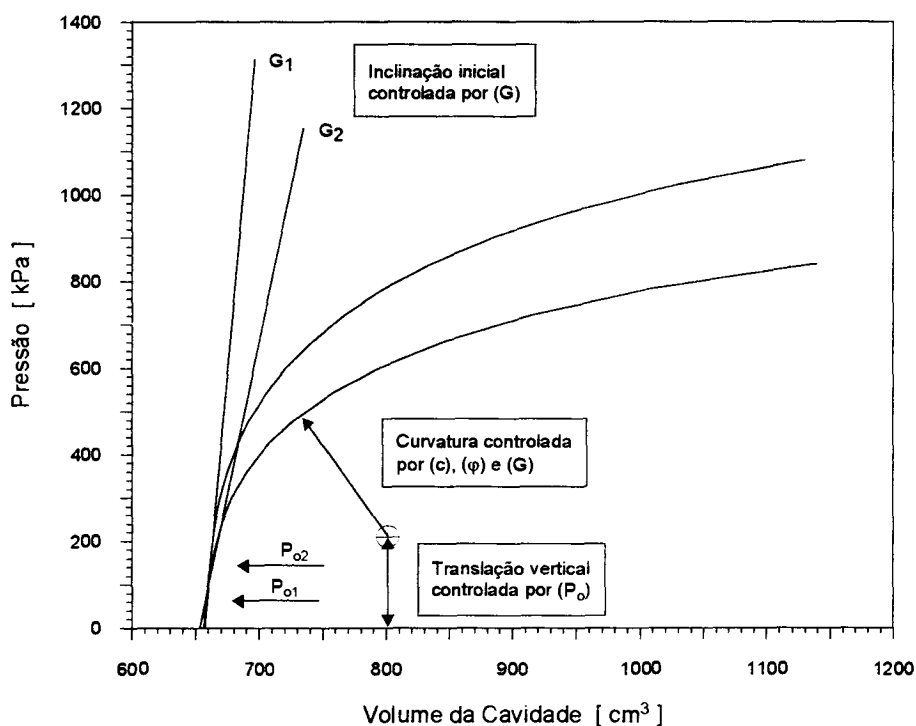


Figura 6.13: Influência dos diferentes parâmetros na forma da curva teórica.

### 6.3 Procedimento de ajuste

O método de ajuste só é justificável quando aplicado a uma curva experimental de excelente resolução, sobretudo nos pontos de inflexão no início e no fim do tramo pseudo-elástico. Com este propósito a curva experimental deve ser obtida com pequenos incrementos de pressão, objetivando contar com um expressivo número de medidas.

O procedimento de ajuste é realizado mediante o emprego de um microcomputador, através de uma planilha eletrônica. Os dados corrigidos de pressão e volume do ensaio pressiométrico são introduzidos na planilha representando a curva experimental, a qual será ajustada a uma curva teórica calculada mediante as formulações adotadas.

Para realizar a simulação selecionam-se valores iniciais dos parâmetros do solo requeridos pelo modelo. Com esses valores, o programa calcula uma curva teórica que é apresentada na tela do microcomputador superposta à curva experimental, como mostra a Figura 6.15. O usuário julga visualmente se o ajuste das curvas é aceitável; caso contrário, novos valores são escolhidos (dentro de uma faixa de variação pré-selecionada) e uma nova curva teórica é recalculada. O procedimento é repetido até que se consiga o melhor ajuste visual possível. A Figura 6.14, apresenta um fluxograma resumindo o procedimento de ajuste descrito acima.

### 6.4 Seleção dos parâmetros

Na análise por simulação teórica, utilizando-se as formulações de Carter e outros (1986) e de Yu e Houlsby (1991), é necessário definir seis parâmetros ( $c$ ,  $\phi$ ,  $G$ ,  $P_o$ ,  $\nu$  e  $\psi$ ). Alguns destes parâmetros podem ser estimados a partir da interpretação tradicional do ensaio pressiométrico, tais como ( $G$ ) e ( $P_o$ ), ou ser avaliados segundo o tipo de solo, como ( $\nu$ ) e ( $\psi$ ). Portanto, as incertezas relacionadas ao ajuste da curva experimental, podem ser reduzidas consideravelmente.



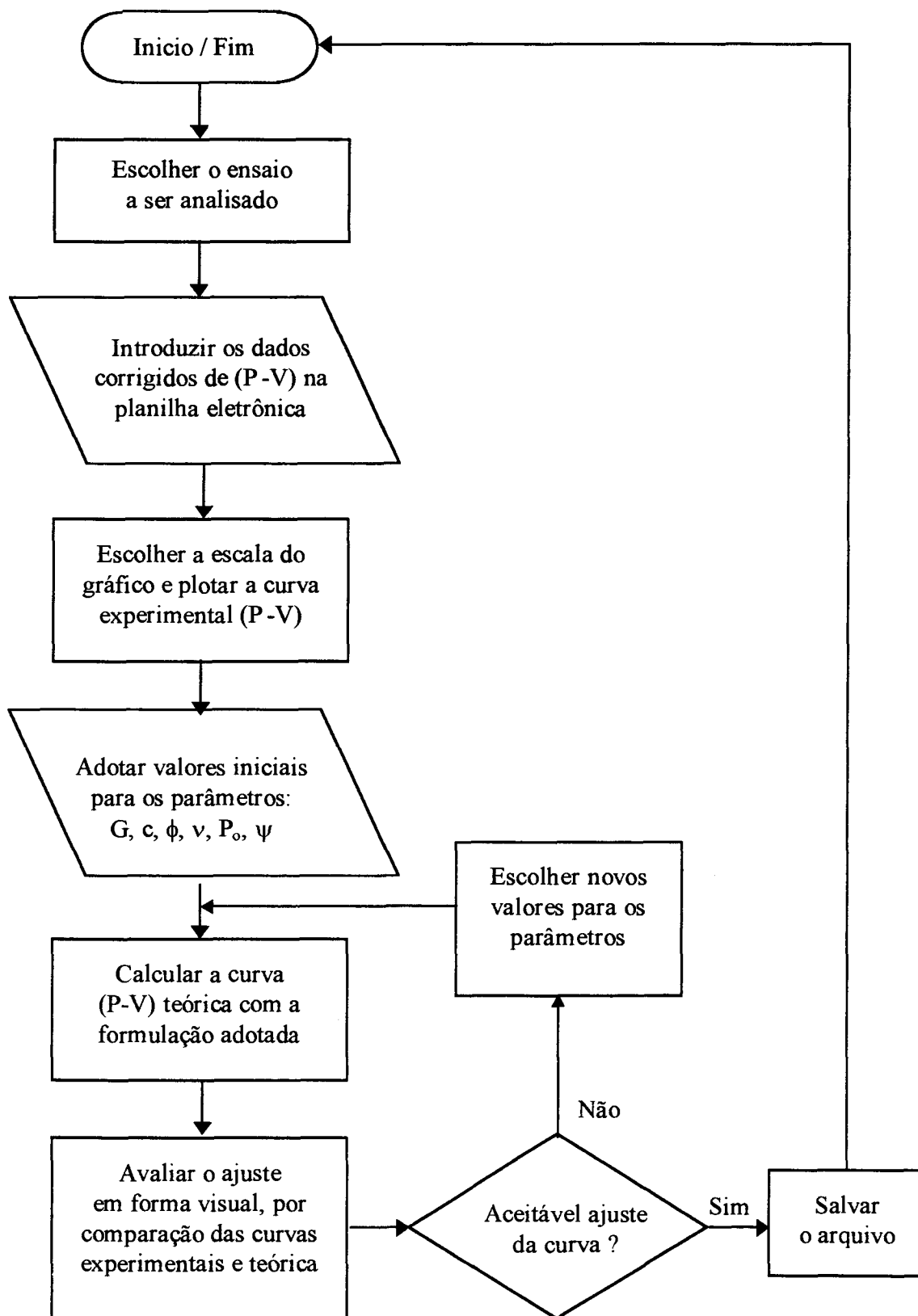


Figura 6.14: Fluxograma para o procedimento de ajuste.

A seguir serão feitas algumas considerações sobre o critério adotado na escolha de cada parâmetro envolvido na análise, no sentido de auxiliar o engenheiro no processo de ajuste, diminuindo a possibilidade de erros através da seleção de variáveis não representativas.

#### 6.4.1 Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )

Valores do coeficiente de Poisson em função do tipo de solo são propostos por Berberian (1986), conforme apresentado na Tabela 6.2. O valor mais aproximado ao tipo de solo estudado corresponde à argila não saturada ( $0.10 \leq \nu \leq 0.30$ ). No entanto, como foi observado no estudo paramétrico (Figuras 6.1 e 6.2), o valor do coeficiente de Poisson tem pouca influência na forma da curva teórica e no valor da pressão limite. Neste caso foi adotado o valor de  $\nu = 0.3$ .

Tabela 6.2: Valores típicos do coeficiente de Poisson, Berberian (1986).

Tipo de solo	Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )
Argila saturada	0.40 - 0.50
Argila não saturada	0.10 - 0.30
Areia siltosa	0.20 - 0.30
Silte	0.30 - 0.35
Areia compacta	0.20 - 0.40
Areia grossa ( $0.4 < e < 0.7$ )	0.15
Areia fina ( $0.4 < e < 0.7$ )	0.35

#### 6.4.2 Ângulo de dilatação ( $\psi$ )

No estudo paramétrico observou-se que a dilatação tem um importante efeito sobre a forma da curva teórica e conseqüentemente sobre o valor da pressão limite, Figuras 6.3 e 6.4. Porém, o fenômeno da dilatação é característico de areias

densas e argilas pré-adensadas, as quais apresentam um comportamento de pico nas curvas tensão-deformação. Neste caso, foi observado nas curvas tensão-deslocamento dos ensaios de cisalhamento direto (Horn, 1996) que o solo não apresenta comportamento de pico, sendo o ângulo de atrito de pico igual ao ângulo de atrito para grandes deformações ( $\varphi_{\text{pico}} = \varphi_{\text{cv}}$ ).

Isto sugere, como já foi reportado por outros autores em estudos similares (*e.g.* Ortigão e Alves, 1994; Mántaras, 1995) e verificado neste trabalho, que não existem evidências experimentais para considerar o efeito da dilatância em solos não saturados, lateríticos ou saprolíticos. Em consequência foi adotado um valor de  $\psi = 0$ . A seleção de valores de ( $\psi$ ) representativos do solo, para cada programa experimental, será responsabilidade do engenheiro, devendo ser objeto de avaliação crítica em função de experiências anteriores.

#### 6.4.3 Módulo de cisalhamento (G)

O ensaio pressiométrico permite conhecer as propriedades de deformabilidade do solo, mediante a determinação de módulos obtidos diretamente a partir da curva pressiométrica (módulo cisalhante “G” ou de Young “E”). Dependendo da metodologia de ensaio podem ser determinados os módulos no carregamento inicial, em ciclos de descarga-recarga e no descarregamento final, todos eles associados ao nível de tensões e de deformações para os quais foram calculados (*e.g.* Bellotti e outros, 1989; Houlsby e Schnaid, 1994). Os ensaios realizados nesta pesquisa permitiram determinar: o módulo inicial ( $G_i$ ), módulos de descarga-recarga na fase pseudo-elástica ( $G_{ur}^1$ ) e plástica ( $G_{ur}^2$ ), e o módulo de descarga final ( $G_u$ ).

No processo de perfuração se produzem perturbações nas paredes do furo, originando uma camada de solo plastificado em volta da cavidade; a espessura desta camada depende da técnica empregada na tradagem. Desta forma, o módulo obtido no início da expansão corresponderá ao módulo do solo amolgado, e sua magnitude será função da espessura da camada, sendo em geral menor quanto maior sua espessura

(Clark, 1995). Conforme comprovado experimentalmente por diversos autores (e.g. Wroth, 1984; Robertson e Hughes, 1986; Powell, 1990; Houlsby e Schnaid, 1994), esta influência tende a ser reduzida ou praticamente eliminada no estágio de recarregamento. Assim, é natural que o método de ajuste adote como valor de referência o módulo de deformabilidade ( $G$ ) (ou  $E$ ) obtido através de ciclos de descarga-recarga. O valor de ( $G$ ) adotado como referência para iniciar os ajustes deste estudo, foi o obtido no ciclo de descarga-recarga executado na fase pseudo-elástica ( $G_{ur}^1$ ).

#### 6.4.4 Tensão horizontal in situ ( $P_o$ )

A teoria de expansão de cavidade cilíndrica assume como dados de referência o raio inicial da cavidade ( $a_o$ ), e a correspondente pressão aplicada às paredes da mesma ( $P_o$ ). Quando o ensaio pressiométrico é interpretado através de expansão de cavidade cilíndrica, a partir das condições in situ, a magnitude de ( $P_o$ ) é numericamente igual à pressão horizontal in situ ( $\sigma_h$ ). Esta interpretação requer que a pressão e o raio inicial da cavidade ( $P_o, a_o$ ) sejam claramente identificados.

Teoricamente, os valores de ( $P_o, a_o$ ) poderiam ser estimados identificando o início do tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica. Porém, como foi discutido no Capítulo 5, o segmento inicial da curva é influenciado pelos efeitos decorrentes da escavação, e como decorrência o início do comportamento linear da curva pressiométrica (correspondente à pressão  $P_{oM}$ ), não coincide com a pressão geostática ( $P_o$ ).

Segundo Marsland e Randolph (1977), a pressão de referência ( $P_o$ ) estaria dentro, mas não necessariamente no início, do tramo linear da curva. Segundo Clarke (1995), existe um ponto dentro do tramo linear cuja pressão ( $P_o$ ) é igual a ( $\sigma_h$ ), embora este ponto não possa ser claramente identificado. Enfatiza-se ainda que não existem trabalhos relativos a experiências de ensaios em solos coesivo-friccionais.

A interpretação tradicional do ensaio pressiométrico permite determinar a pressão ( $P_{oM}$ ), cujo valor pode estar relacionado à pressão ( $P_o$ ). Concluiu-se do Capítulo 5, que a curva de fluência é apropriada para determinar o valor de ( $P_{oM}$ ), de forma fácil e inequívoca, sendo este o valor tomado como referência para iniciar o procedimento de ajuste. Entretanto, considerando-se que ( $P_{oM}$ ) não corresponde a ( $P_o$ ), sugere-se que haja necessidade de variar o valor original obtido a partir das curvas de fluência, de forma a obter-se um ajuste realista entre as curvas experimental e teórica.

#### 6.4.5 Ângulo de atrito interno ( $\phi$ )

Com o objetivo de prever parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos não saturados, vários autores realizaram estudos com base em ensaios de laboratório executados com condições de sucção controlada (*e.g.* Fredlund, 1978; Escario e Saenz, 1986; Alonso e outros, 1990; Wheeler e Sivakumar, 1992; e Gens, 1993). As evidências experimentais obtidas por esses autores, parecem indicar que o ângulo de atrito não depende da magnitude da sucção aplicada ao solo, ao menos para níveis limitados de tensão e sucção; sendo da mesma ordem de magnitude tanto para a condição saturada, quanto para a condição não saturada.

Desta forma, o ângulo de atrito poderia ser determinado através de ensaios convencionais de laboratório, tais como, ensaios triaxiais drenados com amostras saturada, ou mais simplesmente, ensaios de cisalhamento direto com amostras inundadas.

Trabalhos realizados em solos cimentados (*e.g.* Clough e outros 1979, 1981; Acar e El-Thair, 1986; Rad e Tumay, 1986; O'Rourke e Crespo, 1988) sugerem ainda que o ângulo de atrito não varia significativamente em função do grau de cimentação do solo, enquanto que a coesão é fortemente influenciada. Neste caso é possível prever, com razoável precisão, o valor de ( $\phi$ ) em laboratório, devendo-se avaliar a variabilidade espacial e vertical da coesão através de ensaios de campo.

Em um estudo realizado em paralelo à presente pesquisa, foram obtidos parâmetros de resistência através de ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas (Bressani e outros, 1995; Horn, 1996). Os resultados, já discutidos no Capítulo 3, mostraram uma variação do ângulo de atrito entre 29 e 34° para o horizonte B, e entre 32 e 38° para o horizonte C. Considerando que o ângulo de atrito independe do nível de sucção e do grau de cimentação, estes valores foram utilizados na realização das simulações.

#### 6.4.6 Coesão (c)

Em solos não saturados, o intercepto coesivo depende fundamentalmente da sucção e da estrutura cimentante. Um limite inferior pode ser determinado a partir de ensaios de cisalhamento direto com amostras inundadas, já que a inundação reduz praticamente a zero a coesão gerada pela sucção, ficando somente a coesão produzida pela cimentação. Entretanto, valores assim determinados não são representativos das condições *in situ*, na medida que a sucção de campo gera um considerável aumento no intercepto coesivo, e conseqüentemente da resistência ao cisalhamento do solo. Ademais, variações locais de cimentação alteram substancialmente os valores de coesão.

Sugere-se, com base neste argumento, que a realização de ensaios *in situ* é essencial à determinação do intercepto coesivo, cuja magnitude não pode ser avaliada de forma expedita em laboratório. Neste estudo propõe-se prever o valor do intercepto coesivo, através da análise por simulação teórica de ensaios pressiométricos. Fixados os valores de referência dos demais parâmetros ( $G$ ,  $P_o$ ,  $\phi$ ,  $v$  e  $\psi$ ), varia-se a coesão até conseguir-se o melhor ajuste visual entre a curva experimental e a curva teórica.

#### 6.4.7 Considerações finais

Em resumo, o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e o ângulo de dilatância ( $\psi$ ), foram adotados considerando o tipo de solo ensaiado. O valor da pressão geostática ( $P_o$ ) e o módulo cisalhante ( $G$ ), foram ajustados tomando como valores de referência ( $P_{oM}$ ) e ( $G_{ur}^1$ ), obtidos na interpretação tradicional do ensaio pressiométrico. Para o ângulo de atrito ( $\phi$ ) observou-se a faixa de variação fornecida pelos ensaios de cisalhamento direto. E finalmente, o intercepto coesivo ( $c$ ), parâmetro incógnita, foi ajustado livremente.

### 6.5 Resultados da análise

O parâmetro a ser determinado mediante esta análise foi o intercepto coesivo ( $c$ ). Além da determinação de ( $c$ ), foram avaliados o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ), o módulo cisalhante ( $G$ ) e a pressão geostática ( $P_o$ ).

Nas Figuras 6.15 a 6.23, são apresentadas para cada ensaio, as simulações das curvas pressão-expansão superpostas com as curvas experimentais. Em todos os casos observa-se uma boa concordância entre a curva experimental e a simulação teórica. As dificuldades do ajuste ocorrem principalmente no tramo inicial, uma vez que a curva experimental, neste trecho, é influenciada pelo amolgamento do solo decorrente da escavação do furo de sondagem. Por esta razão as curvas teóricas situam-se, em geral, ligeiramente acima das curvas experimentais no início da expansão de cavidade. Na Tabela 6.3 são resumidos os valores dos parâmetros obtidos na simulação, juntamente com os que foram tomados como referência para iniciar a análise.

Tabela 6.3: Resumo dos parâmetros resultantes da simulação e valores de referência.  
(Valores adotados:  $\nu = 0.3$ , e  $\psi = 0$ ).

Ensaio	Prof. [m]	Horiz.	Valores de referência			Análise por Simulação Teórica					
			$G_{ur}^1$ [MPa]	$P_{oM}$ [kPa]	$\phi$ [graus]	G [MPa]	$P_o$ [kPa]	Carter e outros		Yu e Houlsby	
								c [kPa]	$\phi$ [graus]	c [kPa]	$\phi$ [graus]
1070	0.70	B	7.00	60.0	29-34	7.5	100	35	34	40	34
1150	1.50	BC	13.35	65.0	32-38	12.0	93	34	34	40	34
1225	2.25	C	12.32	40.0	32-38	12.3	77	38	36	44	36
1300	3.00	C	15.68	60.0	32-38	12.5	111	40	36	46	36
1400	4.00	C	12.01	30.0	32-38	13.5	184	46	38	50	38
1500	5.00	C	18.37	40.0	32-38	18.5	198	46	38	50	38
3070	0.70	B	10.52	70.0	29-34	7.0	100	35	34	42	34
3150	1.50	BC	10.72	70.0	32-38	13.5	110	45	35	50	35
3225	2.25	C	10.53	70.0	32-38	13.0	110	38	36	48	36

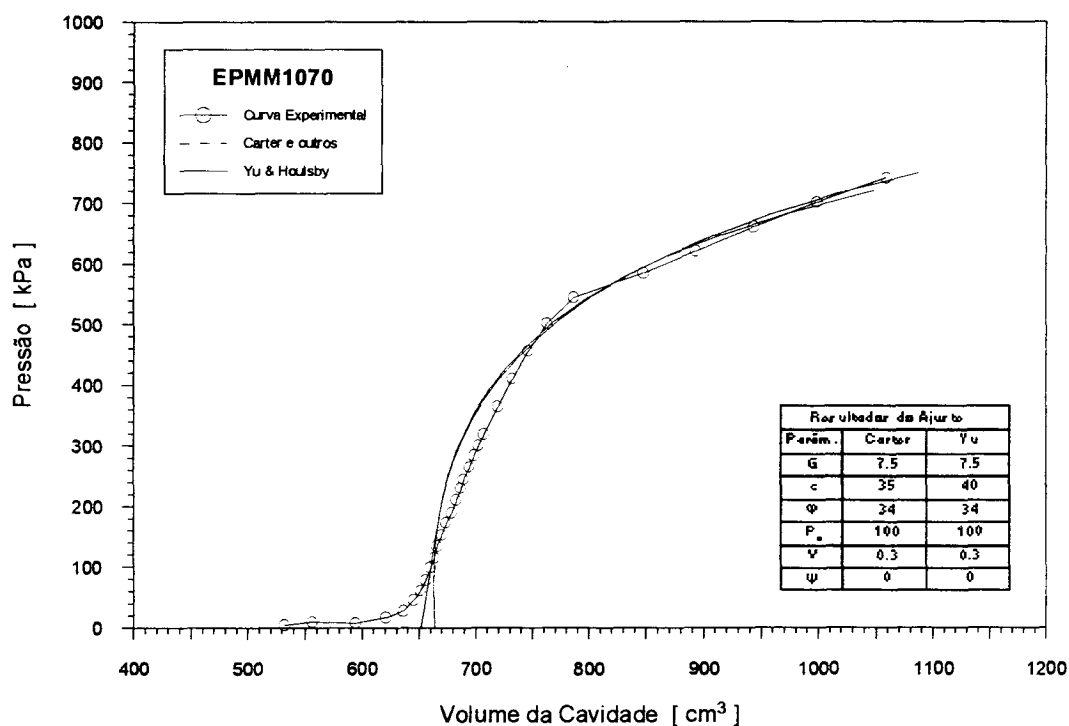


Figura 6.15: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1070.



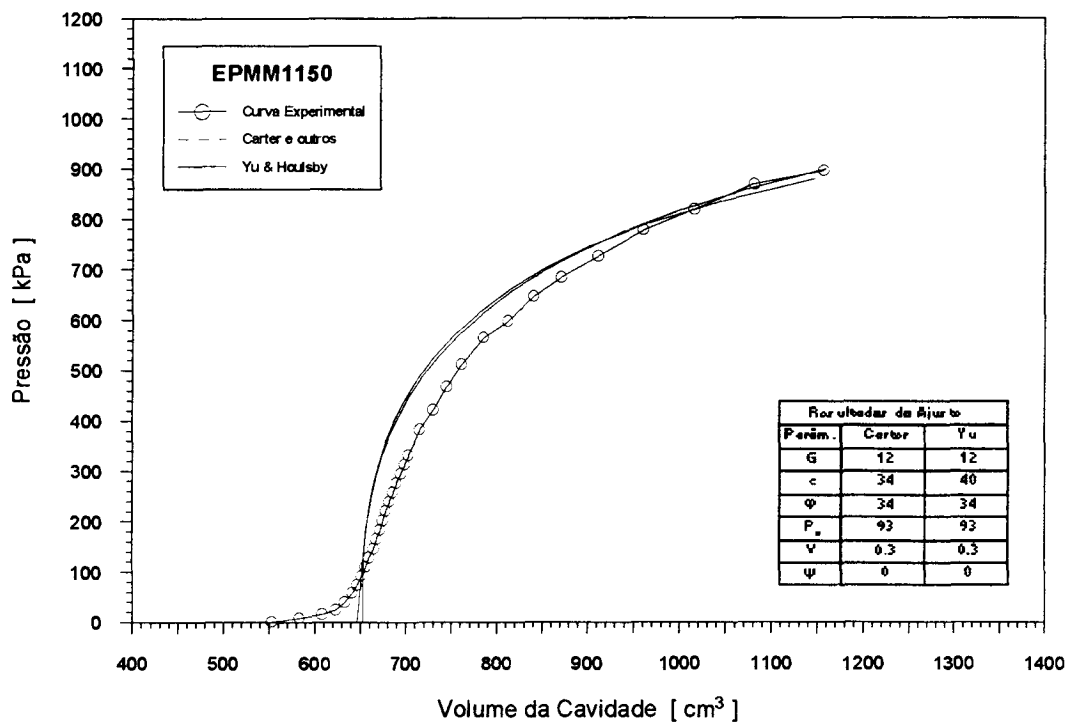


Figura 6.16: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1150.

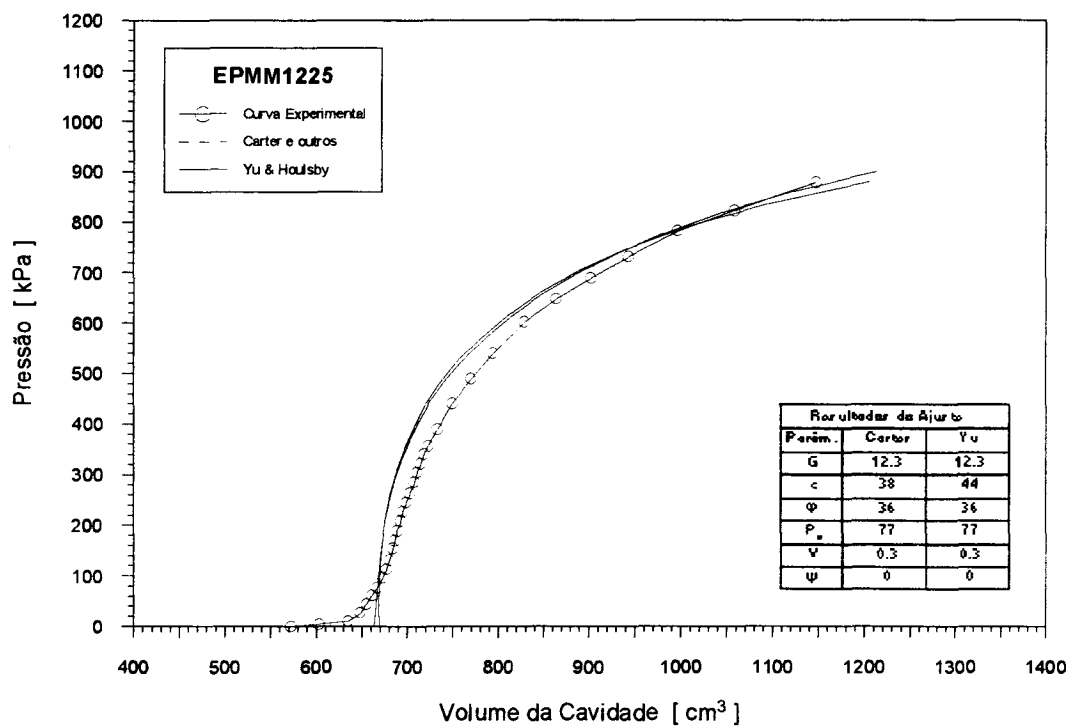


Figura 6.17: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1225.

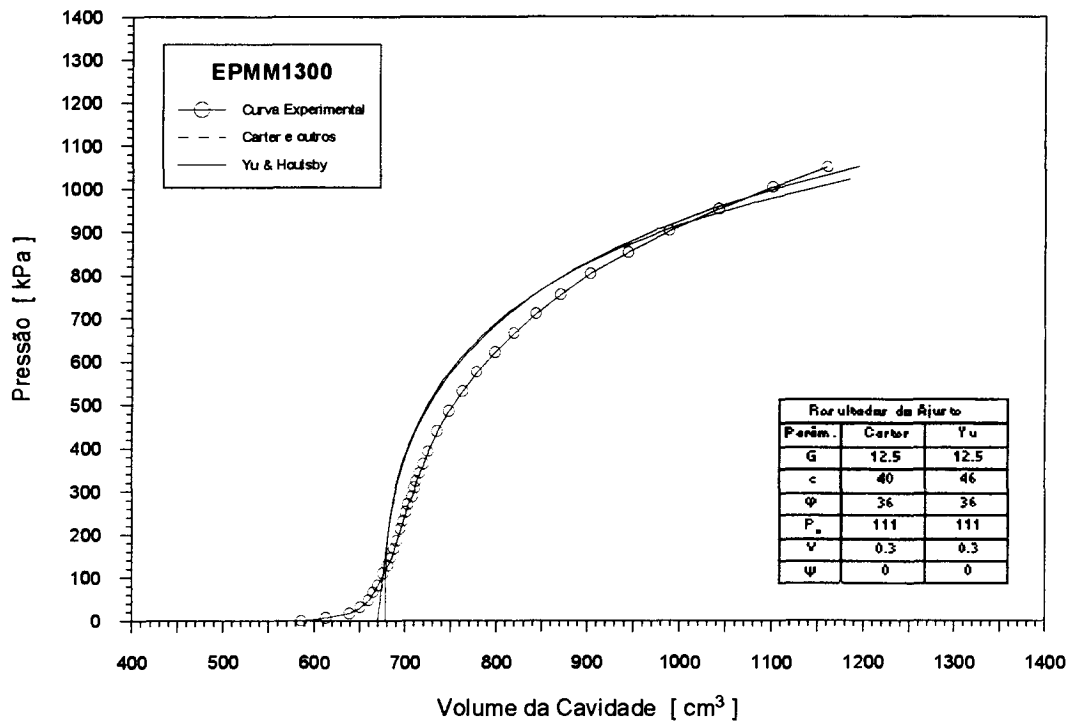


Figura 6.18: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1300.

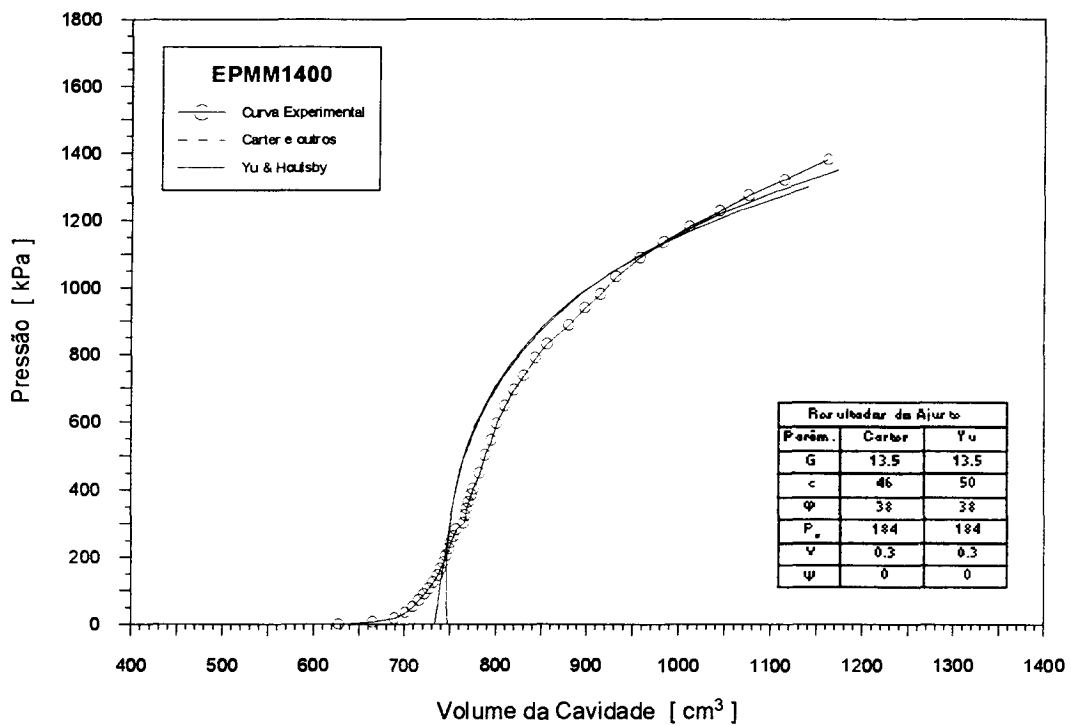


Figura 6.19: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1400.

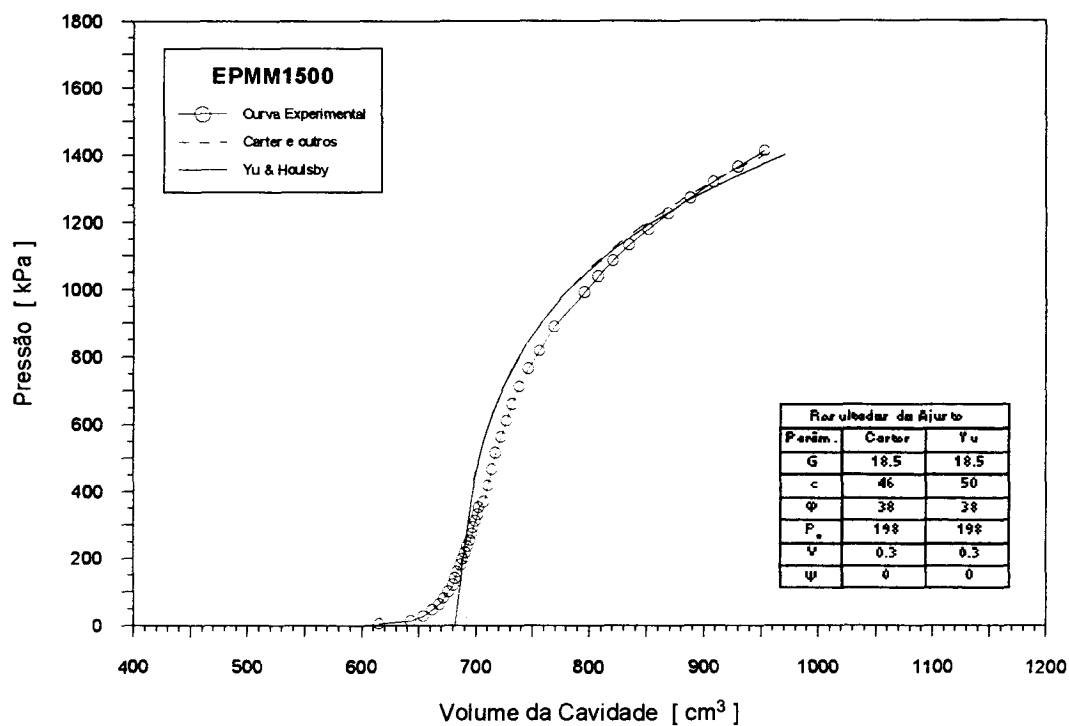


Figura 6.20: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM1500.

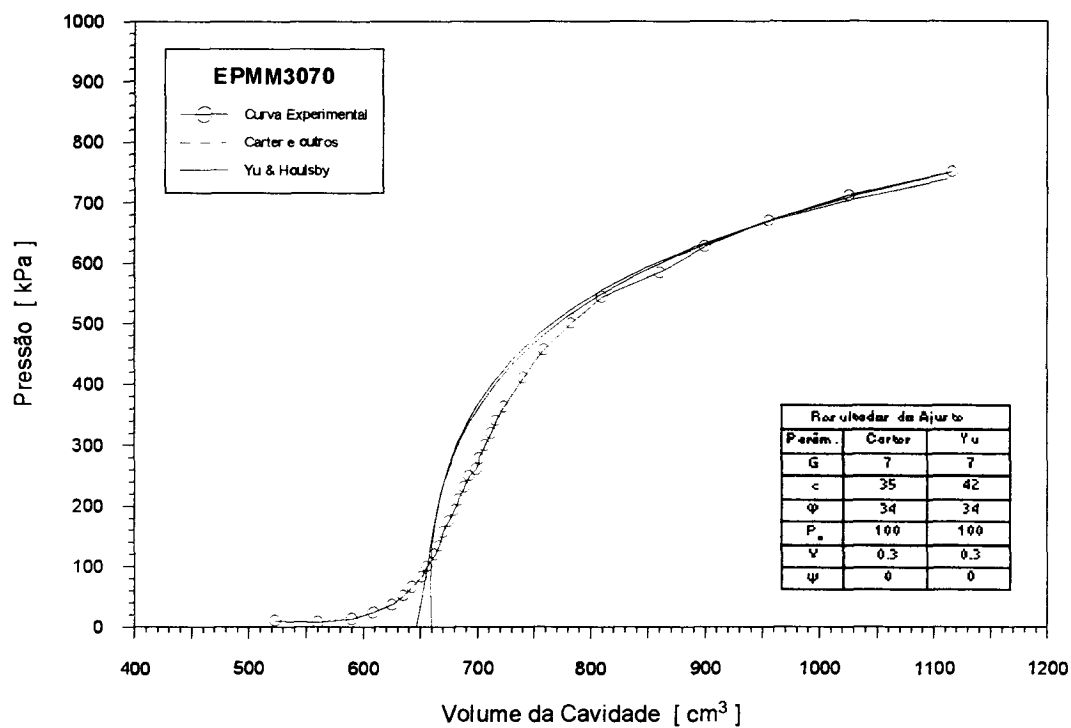


Figura 6.21: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM3070.

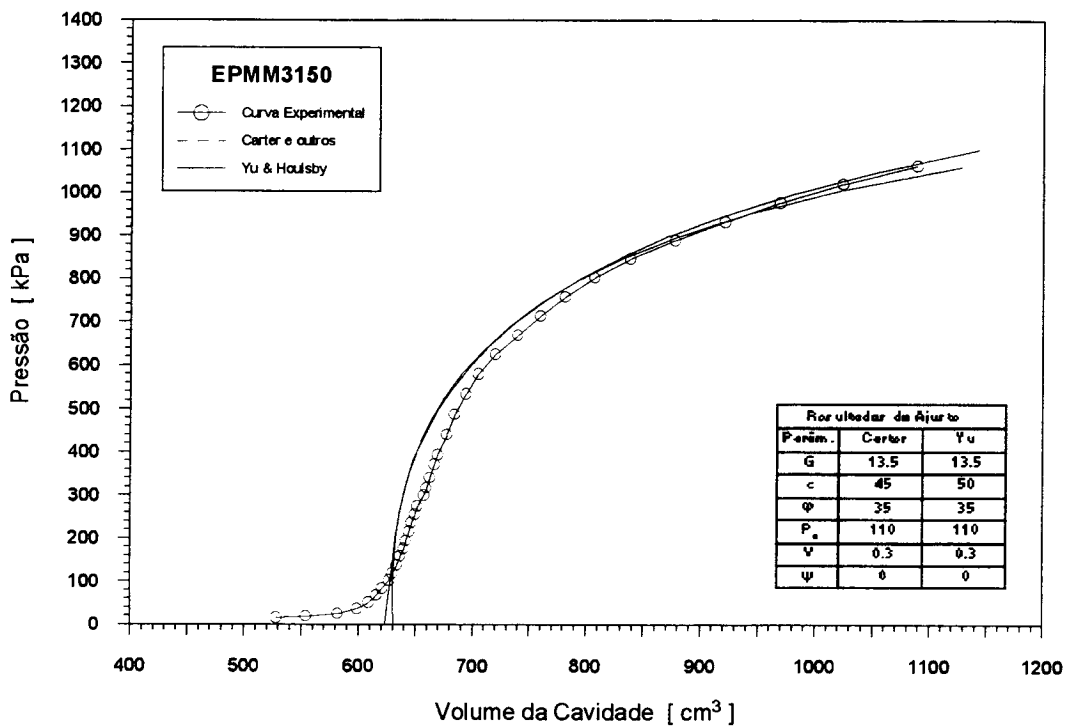


Figura 6.22: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM3150.

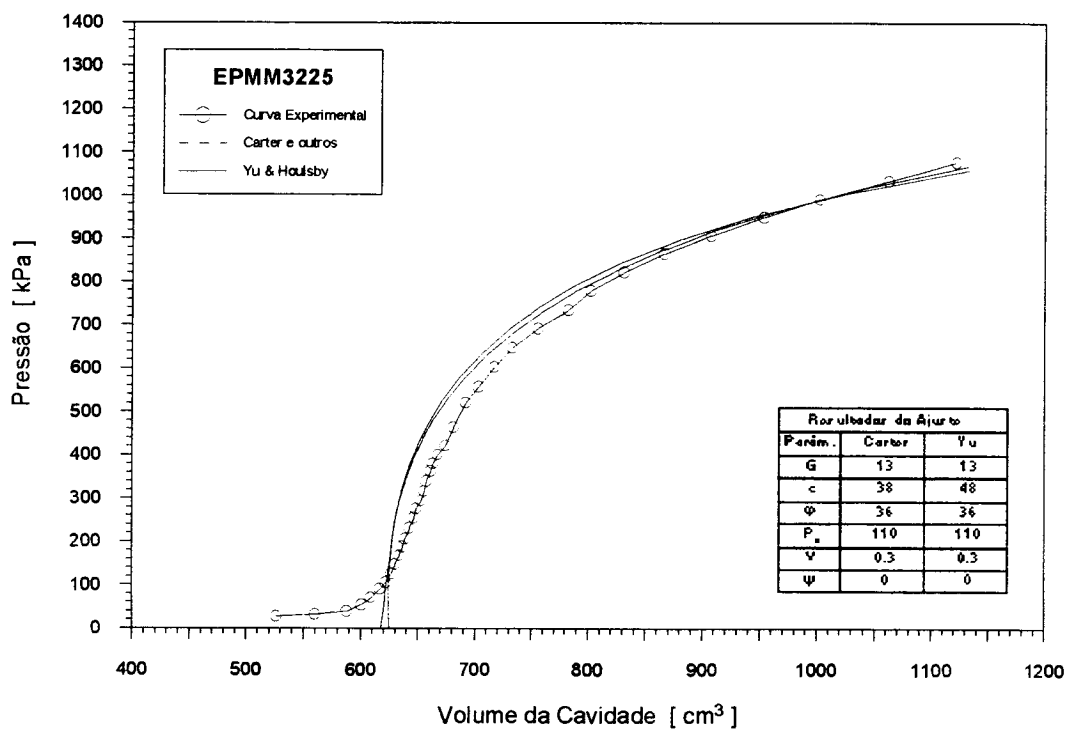


Figura 6.23: Ajuste do ensaio pressiométrico EPMM3225.

Um resumo dos valores de  $(c)$  obtidos é mostrado na Figura 6.24, na qual apresenta-se a variação do intercepto coesivo com a profundidade; na mesma figura foram colocados os valores obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

O valor do ângulo de atrito foi confirmado em  $34^\circ$  para o horizonte B e entre  $36$  e  $38^\circ$  para o horizonte C, correspondendo para cada caso ao limite superior da faixa de variação obtida nos ensaios de cisalhamento direto, Figura 6.25. Esta comparação parece confirmar o procedimento de seleção de parâmetros, no qual sugere-se obter o ângulo de atrito independentemente através de ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas e utilizá-lo como referência na simulação teórica.

Os resultados dos módulos cisalhantes  $(G)$  são apresentados na Figura 6.26, na qual os módulos  $(G_i)$  e  $(G_{ur})$  obtidos na análise tradicional são comparados aos módulos de ajuste  $(G_{aj})$ . Os resultados da análise mostraram que os valores de  $(G)$  que melhor ajustaram as curvas experimentais foram da mesma ordem de magnitude de  $(G_{ur}^1)$ . O módulo inicial  $(G_i)$  é sistematicamente inferior aos valores de  $(G_{ur}^1)$  e  $(G_{aj})$ , confirmando a premissa de que  $(G_i)$  é fortemente influenciado pelos efeitos da tradagem e que o módulo de descarga-recarga  $(G_{ur}^1)$  representa melhor as propriedades de deformabilidade do solo. Sugere-se, portanto, determinar o valor de  $(G_{ur})$  através de um ciclo de descarga-recarga executado na fase pseudo-elástica e utilizá-lo inicialmente como dado de entrada no processo de ajuste (Conforme justificado no item Seleção de parâmetros).

Com respeito à pressão geostática, os resultados mostraram que os melhores ajustes foram obtidos para valores de  $(P_o)$  sempre superiores aos medidos nas curvas de fluência, Figura 6.27. Esta evidência confirma os trabalhos anteriormente referenciados, destacando a influência negativa produzida pela perfuração (amolçamento e descarregamento) na determinação de  $(\sigma_h)$ . Sugere ainda que o valor da pressão geostática encontra-se ligeiramente acima do início do tramo pseudo-elástico, conforme reportado por Marsland e Randolph (1977) e Clark (1995). Os valores do coeficiente de empuxo em repouso calculados a partir de  $(P_o)$  ajustado são comparados com os obtidos pelo método tradicional na Figura 6.28.

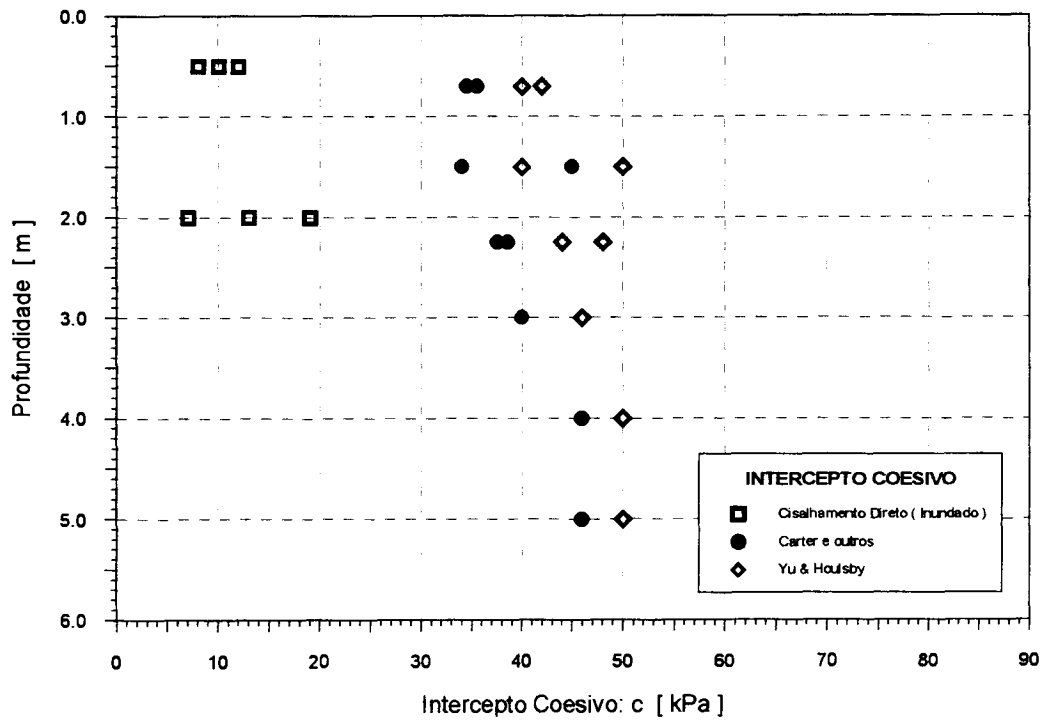


Figura 6.24: Perfil do intercepto coesivo.

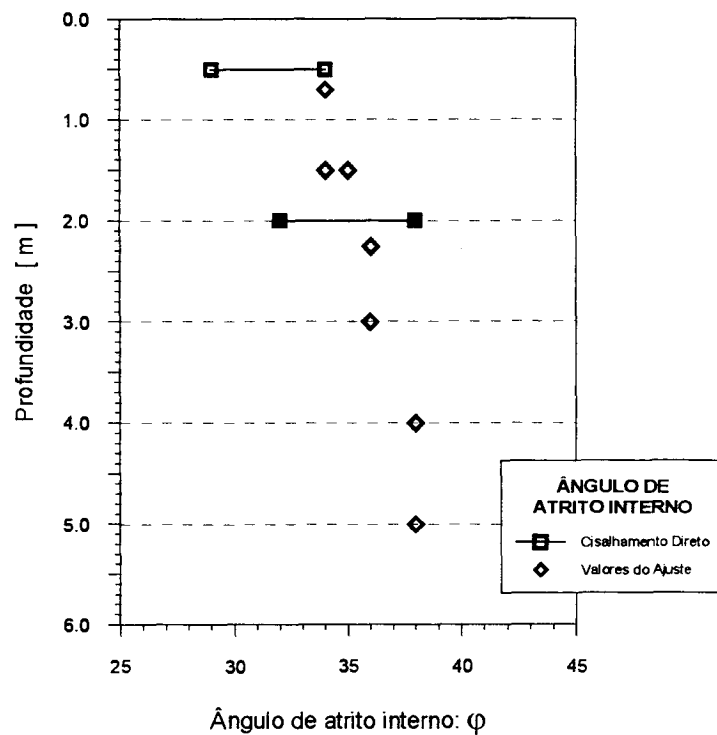


Figura 6.25: Perfil do ângulo de atrito interno.

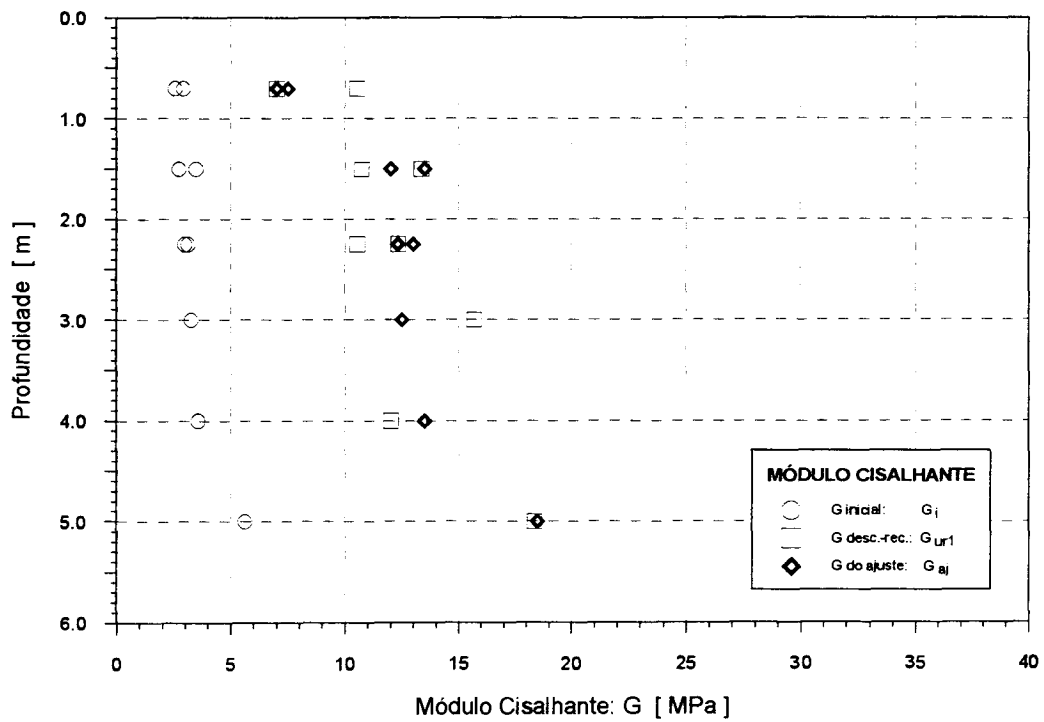


Figura 6.26: Perfil de módulos cisalhantes.

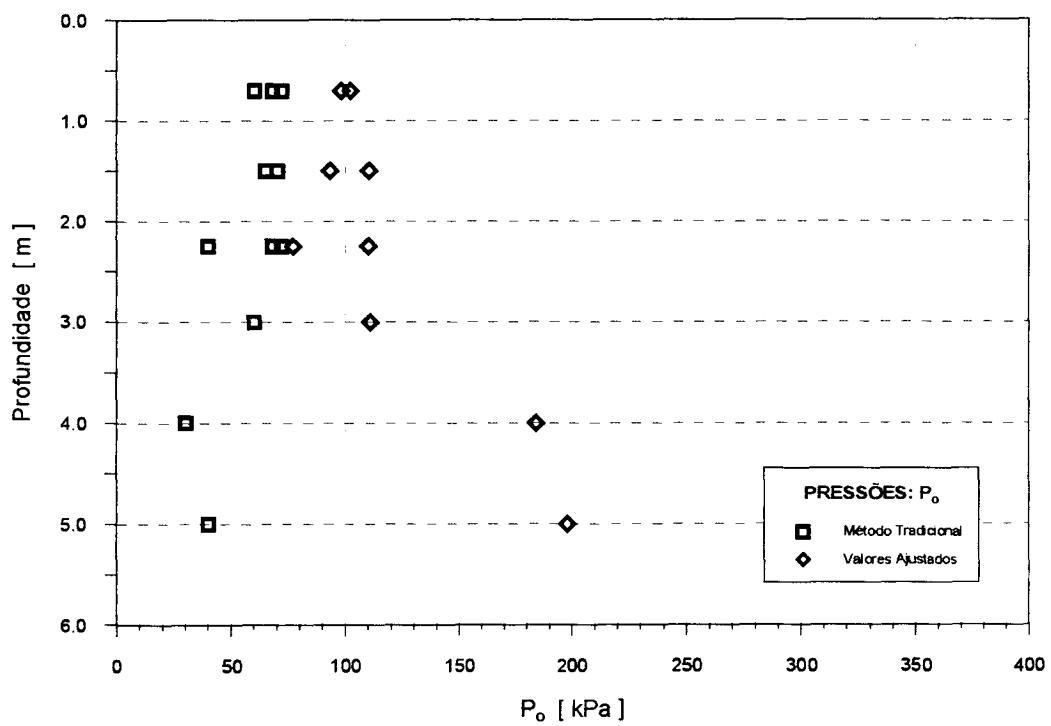


Figura 6.27: Perfil das pressões geostáticas.

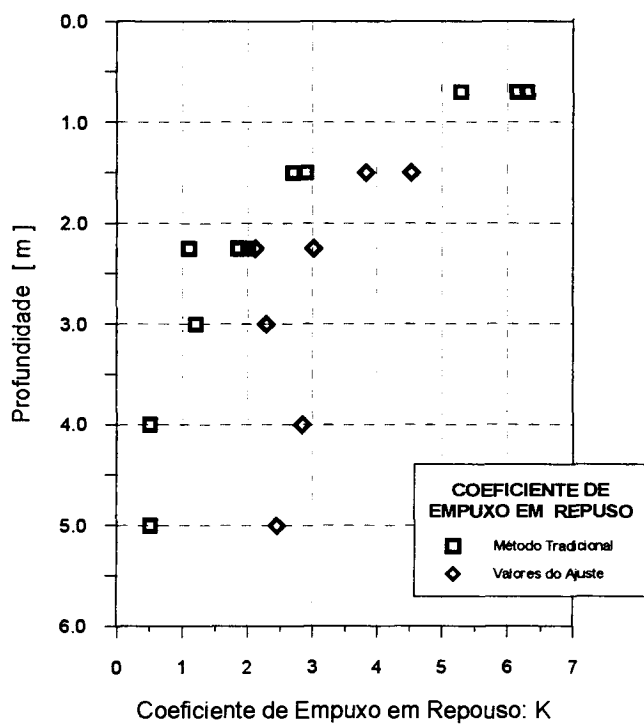


Figura 6.28: Perfil do coeficiente de empuxo em repouso.



## 6.6 Procedimento alternativo de ajuste

Na metodologia descrita anteriormente fica claramente evidenciada a adequabilidade e aplicabilidade dos modelos de Carter e outros (1986) e Yu e Houlsby (1991) em modelar o comportamento pressão-expansão de cavidade dos solos coesivo-friccionais. As maiores dificuldades de ajuste referem-se ao início da curva experimental, uma vez que a mesma é influenciada pelos efeitos de instalação da sonda, comportamento que não pode (ou deve) ser considerado pela simulação quando do emprego de formulações analíticas.

Segundo foi sugerido por vários autores, e verificado na análise anterior, o módulo de descarga-recarga ( $G_{ur}$ ) é mais representativo das propriedades de deformabilidade do solo que o módulo inicial ( $G_i$ ). Sendo a magnitude ( $G_{ur}$ ) consideravelmente maior que ( $G_i$ ), a utilização de ( $G_{ur}$ ) no procedimento de simulação gera uma diferença apreciável entre as curvas experimental e teórica no trecho inicial das mesmas, embora o ajuste seja aceitável no trecho final.

Um procedimento alternativo de ajuste foi proposto neste estudo objetivando eliminar ou minimizar os efeitos do amolgamento no ensaio pressiométrico que utiliza a técnica de pré-furo. O procedimento consiste na translação de eixos no início do ensaio, deslocando o ponto de referência do início do tramo pseudo-elástico (ponto:  $P_o, a_o$ ) para novas coordenadas estabelecidas a partir do primeiro ciclo de descarga-recarga. Neste caso as coordenadas de referência são obtidas trasladando o eixo das ordenadas do raio ( $a_o$ ) para ( $a_{our}$ ), onde ( $a_{our}$ ) é obtido pela interseção da projeção da linha que define a inclinação do ciclo de descarga-recarga com a linha horizontal traçada a partir de ( $P_o$ ). Estas coordenadas estão ilustradas na Figura 6.29, na qual são representados os pontos ( $P_o, a_o$ ) e ( $P_o, a_{our}$ ).

É importante notar que este procedimento modifica somente o raio a partir do qual inicia-se a expansão da cavidade (de  $a_o$  para  $a_{our}$ , sendo  $a_{our} = a_o + \Delta_r$ ). Ao executar-se o ciclo de descarga-recarga no início do tramo pseudo-elástico o valor medido de ( $\Delta_r$ ) é necessariamente muito pequeno e não tem influência expressiva sobre os parâmetros do solo obtidos no método de ajuste.

Nas Figuras 6.30 e 6.31 apresentam-se dois ensaios típicos, que foram analisados mediante este procedimento alternativo de ajuste. Observa-se uma excelente concordância em toda a curva ajustada, isto é, desde o início do recarregamento do primeiro ciclo de descarga-recarga até o fim do carregamento. Na Tabela 6.4 apresenta-se um resumo dos parâmetros das curvas ajustadas comparados com os obtidos na análise anterior.

Tabela 6.4: Resumo dos valores obtidos na simulação alternativa.

(Valores adotados:  $\nu = 0.3$ , e  $\psi = 0$ ).

Ensaio	Análise por Simulação Teórica					Análise alternativa				
	G	$P_o$	$\phi$	$c_{Carter}$	$c_{Yu}$	G	$P_o$	$\phi$	$c_{Carter}$	$c_{Yu}$
	[MPa]	[kPa]	[kPa]	[graus]	[graus]	[MPa]	[kPa]	[kPa]	[graus]	[graus]
1150	12.0	93	34	35	40	13.3	93	34	32	38
1225	12.3	77	36	34	40	12.3	77	36	42	48

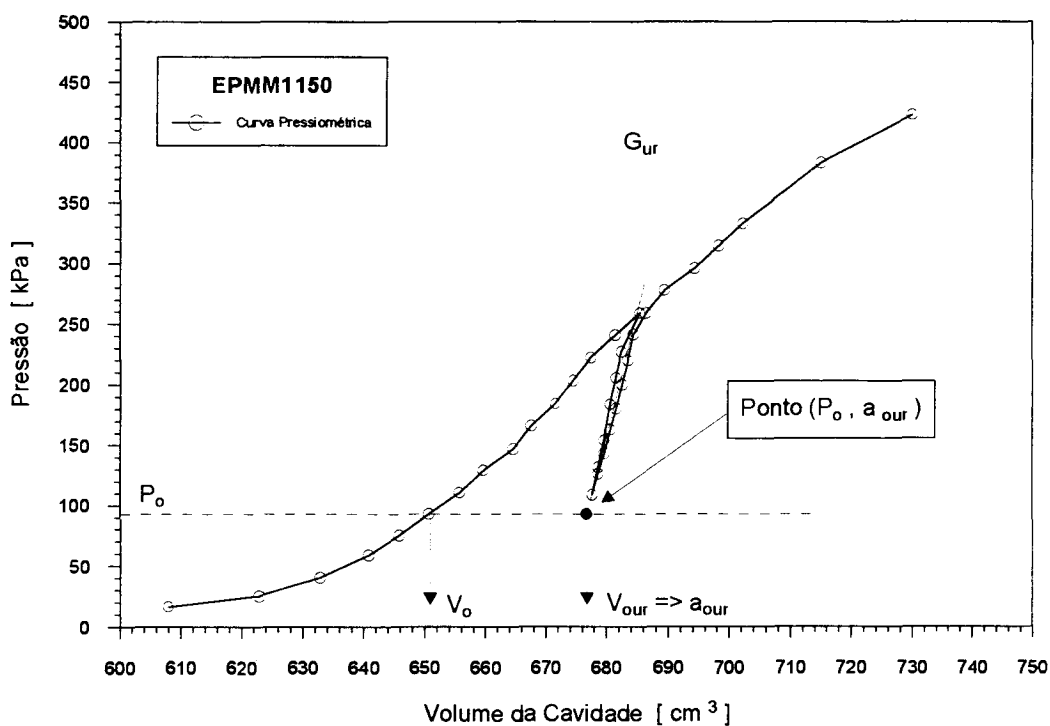


Figura 6.29: Obtenção do ponto de referência  $(P_o, a_{our})$ .

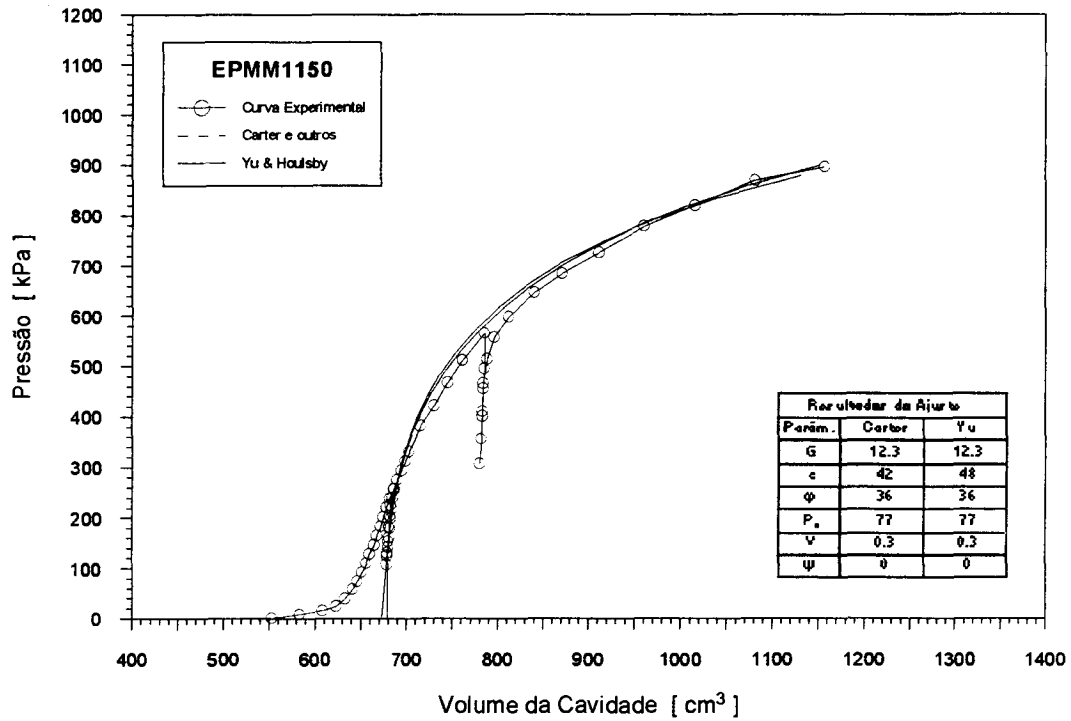


Figura 6.30: Ajuste pelo procedimento alternativo do ensaio EPMM1150.

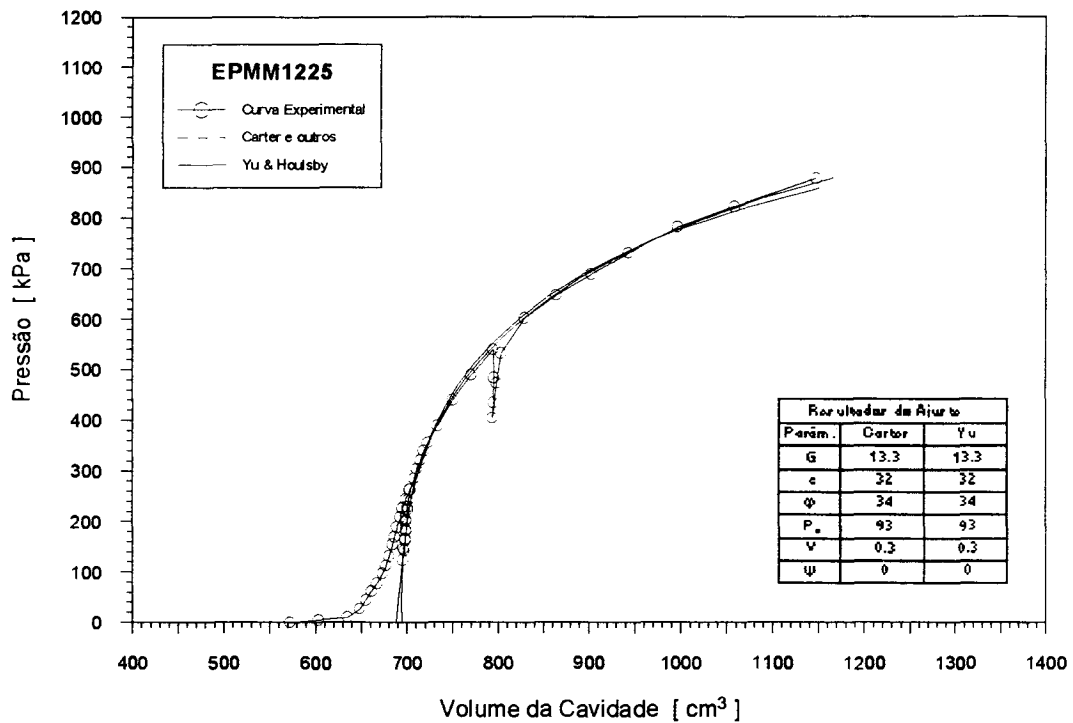


Figura 6.31: Ajuste pelo procedimento alternativo do ensaio EPMM1225.

## 6.7 Considerações finais

A utilização do método de ajuste da curva pressão-expansão a partir das Teorias de Expansão de Cavidade, aplicadas ao solo coesivo-friccional proveniente da decomposição de granito, permite que se definam algumas considerações:

1. As soluções de Carter e outros (1986) e de Yu e Houlsby (1991) possibilitam um ajuste preciso da curva pressiométrica, no trecho de carregamento.
2. As duas soluções produzem resultados muito semelhantes, independentemente das hipóteses envolvidas no desenvolvimento matemático dos métodos (ver Capítulo 2).
3. Os parâmetros obtidos pelo ajuste parecem ser realistas, quando comparados a resultados obtidos através de ensaios de laboratório.
4. Um método alternativo de translação de eixos foi proposto para minimizar os efeitos de amolgamento do pré-furo sobre a curva pressiométrica, reduzindo as ambigüidades existentes na aplicação do processo de ajuste.

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 7.1 Conclusões

As conclusões obtidas na presente pesquisa, algumas das quais já foram enunciadas no decorrer do trabalho, são apresentadas a seguir.

#### *Conclusões sobre a interpretação dos ensaios de cone penetrometria (CPT).*

1. Observa-se uma alta repetibilidade nos valores de resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) nos três ensaios de CPT realizados, sugerindo que existe uma homogeneidade horizontal na resistência do solo estudado. Entretanto, as medidas apresentam um nível de dispersão considerado característico em solos coesivo-friccionais. Fica comprovado que o cone elétrico constitui-se em ferramenta adequada à descrição do perfil de resistência do subsolo.
2. O aumento da resistência a penetração do cone poderia refletir a diminuição do grau de intemperismo com a profundidade, uma vez que o perfil de ( $q_c$ ) independe do nível topográfico em que o ensaio é realizado.
3. A tentativa de utilizar gráficos para a identificação do tipo de solo em função de ( $q_c$ ) e ( $R_f$ ), foi consistente com os ensaios de granulometria e a identificação visual mediante as sondagens a trado, permitindo a identificação da camada de solo mais argilosa (entre os 0.50 e 2.00 m). No entanto os gráficos de identificação desenvolvidos para depósitos sedimentares não podem ser diretamente transpostos a solos tropicais uma vez que ( $R_f$ ) não varia significativamente nestes materiais.

4. Observando os valores de resistência de ponta ( $q_c$ ) e os valores de pressão limite extrapolada das curvas pressiométricas ( $P_1$ ), pode-se ver que embora os mecanismos de ruptura sejam associados a expansões de cavidades diferentes, esférica para o cone e cilíndrica para o pressiômetro, existe semelhança nas variações das tensões de ruptura do solo com a profundidade. Os valores obtidos não permitem diferenciar camadas para a identificação de horizontes.

### ***Considerações sobre a interpretação tradicional dos ensaios pressiométricos***

5. As curvas pressiométricas obtidas na fase experimental apresentam comportamento típico de ensaios de boa qualidade, nas quais é possível identificar os trechos pseudo-elástico e plástico. Sugere-se portanto que os ensaios possam ser utilizados na determinação de propriedades geotécnicas do local de estudo.
6. Na determinação dos limites da fase pseudo-elástica observou-se que os valores de ( $P_f$ ) dados pelo critério da Norma Francesa P94-110 encontraram-se visualmente dentro do tramo plástico da curva. O método baseado na curva de fluência, ao contrário, permite uma identificação precisa de ( $P_{oM}$ ) e ( $P_f$ ), próximos aos limites do segmento linear e, por esta razão foi adotado neste trabalho.
7. Observou-se que em todos os ensaios o módulo pressiométrico inicial ( $G_i$ ) é consideravelmente menor que os módulos de descarga recarga ( $G_{ur}$ ) e de descarga final ( $G_u$ ), evidenciando a influência do nível de deformações e do amolgamento das paredes do furo produzido na instalação da sonda.
8. Para o nível de deformações analisado, o módulo cisalhante diminui de forma aproximadamente exponencial com o aumento da deformação volumétrica específica.
9. Mediante a realização dos ensaios pressiométricos especiais, observou-se que a forma da curva pressiométrica é função da velocidade de carregamento, sugerindo

a necessidade de adotar um procedimento de ensaio normalizado, a fim de obter parâmetros confiáveis e comparáveis com resultados de outros estudos.

10. Nos ensaios pressiométricos especiais, os parâmetros de deformabilidade ( $E_p$  e  $G$ ) e os valores de pressão limite ( $P_{IM}$  e  $P_l$ ) são menores que os obtidos nos ensaios normais, devido a fluência do material. Esta evidencia é, no entanto, resultado de um número pequeno de ensaios, em um solo que apresenta variabilidade espacial de propriedades.

***Conclusões sobre a interpretação dos ensaios pressiométricos utilizando formulações analíticas da Teoria de Expansão de Cavidade.***

11. Na análise paramétrica utilizando a formulação de Yu e Houlsby (1991) observou-se que o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) tem pouca influência na forma da curva pressão expansão teórica; porém, os outros parâmetros ( $G$ ,  $P_o$ ,  $c$ ,  $\phi$  e  $\psi$ ) influenciam de maneira significativa tanto a forma da curva teórica quanto o valor da pressão limite.
12. Dos parâmetros que necessitam ser definidos para utilizar as formulações de Carter e outros (1986) e de Yu e Houlsby (1991), dois podem ser estimados a partir da interpretação tradicional do ensaio pressiométrico, ( $G$ ) e ( $P_o$ ), e dois podem ser avaliados segundo o tipo de solo, ( $\psi$ ) e ( $\nu$ ). Portanto o ajuste da curva experimental, necessita a determinação de ( $c$ ) e ( $\phi$ ).
13. Onze ensaios pressiométricos foram ajustados de forma satisfatória, observando-se em geral uma boa concordância entre a curva experimental e a simulação teórica. As dificuldades do ajuste ocorrem principalmente na fase inicial, uma vez que a curva experimental, neste trecho, é influenciada pelo amolgamento do solo decorrente da escavação do furo de sondagem. Por esta razão as curvas teóricas situam-se ligeiramente acima das curvas experimentais no início da expansão de cavidade.

14. Os módulos cisalhantes ajustados foram da mesma ordem de magnitude que os módulos obtidos no primeiro ciclo de descarga-recarga. O módulo inicial foi sistematicamente inferior aos valores ajustados, confirmando que ( $G_i$ ) é influenciado pela magnitude das deformações volumétricas específicas ( $\gamma$ ) e pelos efeitos da instalação da sonda; sendo que o módulo de descarga-recarga representa melhor as propriedades de deformabilidade do solo.
15. As pressões geostáticas ajustadas foram superiores aos valores de ( $P_{oM}$ ) obtidos a partir da curva de fluência, situando-se ligeiramente acima do início do tramo pseudo-elástico.
16. O valor de ângulo de atrito ajustado correspondeu, para cada caso, ao limite superior da faixa de variação obtida nos ensaios de cisalhamento direto. Esta evidência parece confirmar o procedimento recomendado na seleção de parâmetros, no qual sugere-se obter o ângulo de atrito independentemente através de ensaios de cisalhamento direto em amostras inundadas e utilizá-lo como referência na simulação teórica.
17. Um procedimento alternativo de ajuste foi proposto neste estudo objetivando eliminar ou minimizar os efeitos do amolgamento no ensaio pressiométrico que utiliza a técnica de pré-furo. Nos ensaios que foram ajustados por este procedimento alternativo, observa-se uma excelente concordância em toda a curva ajustada, ou seja, desde o recarregamento do primeiro ciclo de descarga-recarga até o fim do carregamento.
18. Na metodologia empregada nesta pesquisa fica claramente evidenciada a adequabilidade e aplicabilidade dos modelos de Carter e outros (1986) e Yu Houlsby (1991) em modelar o comportamento pressão-expansão de cavidade de solos coesivo-friccionais. Não há diferenças significativas entre os resultados de ajuste obtidos por estes métodos de análise.



## 7.2 Sugestões para pesquisas futuras

Para dar continuidade ao trabalho, são feitas algumas sugestões para pesquisas futuras.

1. Avaliar os parâmetros de deformabilidade e resistência obtidos nos ajustes mediante a execução de outros tipos de ensaios de campo o laboratório, ou pelo retroanálise do desempenho de fundações. Em particular, comparar os parâmetros previstos com o pressiômetro com resultados de ensaios triaxiais com controle de sucção.
2. Estender a simulação para a fase da descarga final utilizando formulações analíticas da Teoria de Expansão de Cavidade e obter um ajuste completo da curva pressiométrica. Os dados relativos a fase de descarregamento foram medidos nos ensaios pressiométricos, porém não era objetivo do presente estudo implementar soluções analíticas para o descarregamento.
3. Determinar o valor do módulo cisalhante máximo ( $G_o$ ) mediante ensaios sísmicos com o objetivo de determinar a variação de ( $G/G_o$ ) com a deformação volumétrica específica ( $\gamma$ ).
4. Realizar ensaios pressiométricos com diferentes velocidades de carregamento, visando estudar de forma mais aprofundada seus efeitos sobre a curva pressiométrica e conseqüentemente sobre os parâmetros previstos.
5. Determinar a pressão de pré-adensamento mediante ensaios de laboratório, e verificar a existência de relações com a pressão de plastificação ( $P_f$ ) do ensaio pressiométrico, reconhecida sua utilidade na previsão do comportamento de fundações.
6. Desenvolver equipamentos e procedimentos que permitam avaliar se a expansão de cavidade produzida pela sonda altera o valor inicial de sucção, objetivando verificar a hipóteses da metodologia empregada nesta análise. Transdutores para medidas diretas de poro-pressões negativa incorporados ao pressiômetro, podem ser utilizados para esta finalidade.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACAR, Y.B.; EL-TAHIR, A.E. Low strain dynamic properties of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.112, n.11, p.1001-1015, 1986.
- AKINMUSURU, J.O. The effects of cementation on the stress-strain behaviour of a sand. In: REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Lagos. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1987. 2v. v.1, p.435-442.
- ALONSO, E.E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, London, v.40, n.3, p.405-430, 1990.
- 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, 1987.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS. **Standard test method for cone penetration testing: D3441-75T**. Annual Book of ASTM Standards V.04.08. New York, 1987.
- ARNOLD, M. Empirical evaluation of pressuremeter test data. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.18, n.3, p.455-459, 1981.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Análise granulométrica: NBR 7181**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Ensaio de cone penetrometria: MB-3406**. Rio de Janeiro, 1981.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Aferição de instrumentos de medição de força adequados à verificação de máquinas de ensaio: NBR 6674**. Rio de Janeiro, 1981.
- AVERBECK, J.H. **O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivo-friccionais**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)-Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. .
- BAGUELIN, F.; JÉZÉQUEL, J.F.; SHIELDS, D.H. **The pressuremeter and foundation engineering**. 1.ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publications, 1978. 617p.
- BALIGH, M.M. Cavity expansion in sand with curved envelopes. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.102, n.GT11, p.1131-1146, 1976.

- BALMER, G.G. Shear strength and elastic properties of soil cementet under triaxial loading. **ASTM Proceedings**, Philadelphia, v.58, p.1187-1204, 1958.
- BASTOS, C.A.B. **Mapeamento e caracterização geomecânica das unidades geotécnicas de solos oriundos dos granitos, gnaisses e migmatitos de Porto Alegre**. Porto Alegre, 1991. 155p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- BEGEMANN, H.K.S.P. The use of static penetrometer in Holland. **New Zealand Engineering**, v.18, n.2, p.41-49, Feb. 1963.
- BELLOTTI, R. e outros. Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter test in sand. **Geotechnique**, London, v.40, n.2, p.269-292, 1989.
- BERBERIAN, D. **Sondagens do subsolo para fins de engenharia**. Infrasolo Ltda./L.A. Falcão Bauer. Universidade de Brasília/Senai-DF, 1986. 552 p.
- BIAREZ, J.; FLEUREAU, J.M.; TAIBI, S. Modele microstructural de comportement des sols non saturés. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 13., 1994, New Delhi. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1994. v.1, p.121-124.
- BISHOP, A.W. e outros. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils. In: RESEARCH CONFERENCE ON SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, 1960, Boulder, Colorado. **Proceedings...** New York: ASCE, 1960. p.503-532.
- BISHOP, R.F.; HILL, R.; MOTT, N.F. The theory of indentation and hardness test. **Proceedings of the Physical Society**, London, v.57, n.321, pt. 3, p.147-159, May 1945.
- BRASIL. **Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul**. Recife: Departamento Nacional de Pesquisas Agropecuária - Divisão de Pesquisa Pedológica, 1973. 431p. (Boletim Técnico, 30).
- BRESSANI, L.A. e outros. Alguns Resultados Experimentais de um Solo Residual de Granito. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO-SATURADOS, 1., 1995, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1995. p.272-280.
- BRIAUD, J.L. **The pressuremeter**. 1.ed. Rotterdam: Balkema, 1992. 322p.
- BUFI, G. New long-term pressuremeter creep test. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETERS, 3., 1990, Oxford. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1990. p.95-104.
- CARTER, J.P.; BOOKER, J.R.; YEUNG, S.K. Cavity expansion in coesive frictional soils. **Géotechnique**, London, v.36, n.3, p.349-358, 1986.

- CARTER, J.P.; YEUNG, S.K. Analysis of cylindrical cavity expansion in a strain weakening material. **Computers and Geotechnics**, v.1, p.161-180, 1985.
- CASSAN, M. Méthode presiométrique d'étude de sols. **Revue de l'ingénieur Constructeur**, Paris, p.3-16, Mai. 1960.
- CLARKE, B.G. **Pressuremeter in geotechnical design**. 1.ed. London: Blakie Academic & Professional, 1995. 364p.
- CLOUGH, W.G. e outros. Cemented sand under static Loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.GT6, p.799-817, Jun. 1981.
- CLOUGH, W.G.; KÜCK, W.M.; KASALI, G. Silicate-Stabilized sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.105, n.GT1, p.65-82, Jan. 1979.
- DIAS, R.D. **Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão**. Rio de Janeiro, 1987. 349p. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ.
- DIAS, R.D.; MILITITSKY, J. Metodologia de classificação de unidades e perfis geotécnicos na UFRG. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.17, n.7, p.81-92, Agosto 1994.
- DONALD, I.B. Shear strength measurements in unsaturated, non-cohesive soils with negative pore pressure. In: AUSTRALIAN AND NEW ZELAND CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1956, **Proceedings...** 1956. p.200-205.
- DOUGLAS, B.J.; OLSEN, R.S. Soil classification using electric cone penetrometer. In: SESSION ON CONE PENETRATION TESTING AND EXPERIENCE, 1981, St. Luis. **Proceedings...** New York: ASCE, 1981. p.209-227.
- ESCARIO, V. Efectos de la succión en los cambios de volumen y resistencia de los suelos. In: CONGRESO CHILENO DE INGENIERIA GEOTECNICA, 3., 1993. **Proceedings...** 1993.
- ESCARIO, V. Strength and deformation testing of soils under controlled suction. In: COLLOQUE SUR LES SOLS NON SATURÉS, 1990, Lausanne. **Proceedings...** Lausanne: EPFL, 1990.
- ESCARIO, V. Suction controlled penetration and shear test. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 4., 1980, Denver. **Proceedings...** 1980. v.2, p.781-797.
- ESCARIO, V.; JUCÁ, J.F.T. Strength and deformation of partly saturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION

- ENGINEERING, 12, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1989. v.1, p.43-46.
- ESCARIO, V.; SAEZ, J. The strength of partly saturated soils. **Géotechnique**, London, v.36, n.3 p.453-456, 1986.
- FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, New York, v.103, n.GT5, p.447-466, 1977.
- FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R.; WIDGER, N.R. The shear strength of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.15, n.3, p.313-321, 1978.
- FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. Theoretical context for understanding residual soil behaviour. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL, LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS, 1., 1985, Brasilia. **Proceedings...** Brasilia: ABMS, 1985. 4v. v.1, p.295-306.
- FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H; GAN, J.K.M. Nonlinearity of strength envelope for unsaturated soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON EXPANSIVE SOILS, 6., 1987, New Delhi. **Proceedings...** 1987. v.1, p.49-54.
- GAN, J.K-M.; FREDLUND, D.G. Shear strength behavior of two saprolitic soils. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1., 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1995. v.1, p.71-76.
- GAN, J.K.; FREDLUND, D.G. Multistage direct shear testing of unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.11, p.132-138. 1988.
- GAN, J.K.; FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. Determination of the shear strength parameters of an unsaturated soil using the direct shear test. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.25, p.500-510, 1988.
- GENS, A.; NOVA, R. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1993.
- GHIONNA, V. e outros. **Performance of self-boring pressuremetre test in cohesive deposits**. Boston: Dep. of Civil Engineering - MIT, 1981. (Report FHWA/RD-81/173).
- GIBSON, R.E.; ANDERSON, F.W. In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. **Civil Engineering & Public Works Review**, London, v.56, p.615-620, 1961.

- HO, D.Y.F.; FREDLUND, D.G. Increase in strength due to suction for two Hong-Kong soils. In: CONFERENCE ON ENGINEERING AND CONSTRUCTION IN TROPICAL AND RESIDUAL SOILS, 1982, Honolulu. **Proceedings...** New York: ASCE, 1982. p.263-295.
- HORN, M.R. **Estudo do comportamento mecânico de um solo não saturado oriundo de granito**. Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. (Trabalho em conclusão).
- HOULSBY, G.T.; SCHNAID, F. Interpretation of shear moduli from cone-pressuremeter test in sand. **Geotechnique**, London, v.44, n.1, p.147-164, 1994.
- HOULSBY, G.T.; TEH, C.I. Analysis of the piezocone in clay. In: ISOPT, 1., 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1988. 2v. v.2, p.777-783.
- HUGHES, J.M. 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, 1982, Santa Barbara. **Proceedings...** Santa Barbara: ASCE, 1982. p.279-289.
- JEFFERIES, M.G. Determination of horizontal geostatic stress in clay with self-bored pressuremeter. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.25, p.559-573, 1988.
- JÉZÉQUEL, J.F.; LEMÉE, E.; SAINTILAN, D. Exploitation de l'essai pressiométrique normal par méthode numérique. **Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, n.69, p.105-114, 1974.
- JUCÁ, J.F.T. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada**. Madrid, 1990. Tese de Doutorado. Universidad de Madrid.
- JUCÁ, J.F.T.; FRYDMAN, S. State of the Art Report: Experimental Techniques. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO-SATURADOS, 1., 1995, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1995. p.76-111.
- LADANYI, B. Evaluation of pressuremeter test in granular soil. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1963, Brasil. **Proceedings...** 1963. v.1, p.3-20.
- LAMÉ, G. Leçons sur la théorie mathématique de l'élasticité des corps solides. Bachelier, Paris, France, 1852.
- MAIR, R.J.; WOOD, D.M. **Pressuremeter testing: methods and interpretation**. 1.ed. London: Butterworths, 1987. 160p.

- MANASSERO, M. Stress-strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands. **Geotechnique**, London, v.39, n.2, p.295-307, 1989.
- MÁNTARAS, F.M. **Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicado à previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados**. Porto Alegre, 1995. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- MARCHETTI, S. On the field determination of  $K_0$  in sand. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11, 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. v.5, p.2667-2672.
- MARSLAND, A.; RANDOLPH, M.F. Comparison of the results from pressuremeter tests and large in situ plate test in London Clay. **Geotechnique**, v.27, n.2, p.217-243, 1977.
- MEIGH, A.C. **Cone penetration testing: methods and interpretation**. 1.ed. London: Butterworths, 1987. 141p.
- MÉNARD, L. Rules for calculation and design of foundation elements on the basis of pressuremeter investigations in the ground. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 6., 1965, Montreal. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1965. v.2.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soils behavior**. 1ed. New York: John Wiley & Sons Inc., 1976. 422p.
- MITCHELL, J.K.; KEAVENY, J.M. Determining sand strength by cone penetrometer. In: SPECIAL CONFERENCE GED ASCE - IN SITU 86, 1986, Blacksburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. v.1, p.823-839.
- NAKAHARA, S. **Determinação de propriedades de um solo não saturado através de ensaios pressiométricos e de laboratório**. Porto Alegre, 1995. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- NORME FRANÇAISE. **Essai pressiométrique Ménard**: P94-110. Paris, 1989.
- NUNEZ, W. e outros. **O pressiômetro Ménard: manual de operação e experiência regional**. Porto Alegre: CPGEC-UFRGS, 1994. 78 p. (Caderno Técnico, CE-45/94)
- O'RURKE, T.D.; CRESPO, E. Geotechnical properties of cemented volcanic soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.114, n.10, p.1226-1147, 1988.
- ORTIGÃO J.A.R.; ALVES L.S. **Análise de ensaios pressiométricos na argila porosa de Brasília**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E

- ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. 4v. v.2, p.335-342.
- PALMER, A.C. Undrained plane-strain expansion of cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test. **Geotechnique**, London, v.22, n.3, p.451-457, 1972.
- POWEL, J.J.M. A comparison of four different pressuremeters and their methods of the interpretation in a stiff heavily overconsolidated clay. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PRESSUREMETERS, 3., 1990, Oxford. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1990. p.287-298.
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. Porto Alegre, 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- PUPPALA, A.J. e outros. Cone penetration in very weakly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.121, n.8, p.589-600, 1995.
- RAD, N.S.; TUMAY, M.T. Effect of cementation on the cone penetration resistance of sand: a model study. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.9, n.3, p.117-125, 1986.
- RADAMBRASIL. **Folha SH.22 Porto Alegre e parte das folhas SH.21 Uruguaiana e SI.22 Lagoa Mirim**. Rio de Janeiro: IBGE, 1986. 796p. (Levantamento de Recursos Naturais, 33).
- RAMIRES, M.P. **Estudo do comportamento a compressão de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo parcialmente saturado**. Porto Alegre, 1993. 119p. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.
- REDDY, K.R.; SAXENA, S.K. Constitutive modeling of cemented sand. **Mechanics of Materials**, v.14, n.2, p.155-178, 1992.
- RIDLEY, A.M.; BURLAND, J.B. A pore water pressure probe for the in situ measurement of a wide range of soil suctions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ADVANCES IN SITE INVESTIGATION PRACTICE, 1995. **Proceedings ...** London: The Institution of Civil Engineers, 1995.
- ROBERTSON, P.K. e outros. Use of piezocone data. In: SYMPOSIUM ON USE OF IN SITU TEST IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1986, Blacksburg. **Proceedings...** New York: ASCE, 1986. p.1263-1280.



- ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. Interpretation of cone penetration test: part I and part II. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v.20, n.4, p.718-745. 1983.
- ROBERTSON, P.K.; HUGHES, J.M. Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter test. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON THE PRESSUREMETER AND ITS MARINE APPLICATIONS, 2., 1986, Texas. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1986. STP 950, p.283-302.
- SANDRONI, S.S.; BRANDT, J.R. Ensaios pressiométricos em solos residuais gnáissicos jóvens. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.6, n.1, p.3-18, Abr. 1983.
- SAXENA, S.K.; LASTRICO, R.M. Static properties of lightly cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.104, n.GT12, p.1449-1465, Dec. 1978.
- SCHMERTMAN, J.H. **Dutch friction-cone penetration exploration of research area at field 5**. Vicksburg, Mississippi. U.S. Army Waterways Experimental Station, 1969. (Contract Report S-69-4).
- SCHMERTMAN, J.H. **Guidelines for cone penetration test: performance and design**. Washington (DC). U.S. Dept. of Transp., Fed. Highways Admin., Offices of Research and Development, 1978. (Report FHWA-TS-78-209).
- SCHNAID F.; ROCHA FILHO, P. Experiência de aplicação do ensaio pressiométrico em solos estruturados parcialmente saturados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu, PR. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. 4v. v.2, p.475-482.
- SEARLE, I.W. The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1979, Brighton. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1979. v.2, p.265-270.
- SEED H.B. e outros. Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, n.GT11, p.1016-1032, 1986.
- SOARES, J.M. **Estudo do comportamento de depósitos de argilas moles de Porto Alegre**. Porto Alegre, 1996. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. (Trabalho em conclusão).
- VAN WAMBECKE, A.; D'HENRICOURT, J. Courbes pressiométriques inverses, Méthode d'interprétation de l'essai pressiométrique. **Royal Military School Publication**, Bruxelles, 1971.

- VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHATAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soils. **Quartely Journal of Engineering Geology**, London, v.21, p.69-84, 1988.
- VESIC, A.S. Expansion of cavities in infinite soil mass. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, New York, v.98, n.SM3, p.265-290, Mar. 1972.
- WHEELER, S.J.; SIVAKUMAR, V. Development and application of critical state model for unsaturated soil. In: **PREDICTIVE SOIL MECHANICS, THE WROTH MEMORIAL SYMPOSIUM**, 1992, Oxford. **Proceedings...** London: Thomas Telford, 1992. p. 709-728.
- WITHER, N.J. e outros. Performance and analysis of cone pressuremeter tests in sand. **Geotechnique**, London, v.39, n.3, p.433-454, 1989.
- WOOD, D.M.; WROTH, C.P. Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter test. **Géotechnique**, London, v.27, n.2, p.181-201, 1977.
- WROTH, C.P. The interpretation of in situ soil test. **Géotechnique**, London, v.34, n.4, p.449-489, Dec. 1984.
- WROTH, C.P.; WINDLE, D. Analysis of the pressuremeter test allowing for volume change. **Géotechnique**, London, v.25, n.3, p.598-604, 1975
- YU S.H.; HOULSBY G.T. Finite cavity expansion in dilatant soils: loading analysis. **Géotechnique**, London, v.41, n.2, p.173-183, 1991.