



Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**CARACTERÍSTICAS DE DEPÓSITOS DE ARGILAS MOLES NO ESTADO DO RIO
GRANDE DO SUL**

Mestrando: **Rafael Rosa Hallal**

Orientador: **Fernando Schnaid**

Co-orientador: **Cláudio Renato Rodrigues Dias**

Porto Alegre, agosto de 2003.

RAFAEL ROSA HALLAL

**CARACTERÍSTICAS DE DEPÓSITOS DE ARGILAS MOLES
NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL.**

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo Orientador, Co-orientador e pelo Programa de Pós-Graduação.

Porto Alegre, 26 de agosto de 2003.

Prof. Américo Campos Filho

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Coordenador do PPGEC/UFRGS

Prof. Fernando Schnaid

PhD. pela Oxford University, U. K.
Orientador

Prof. Cláudio Renato Rodrigues Dias

Dr. pela COPPE / UFRJ
Co-orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Márcio Almeida (COPPE/UFRJ)

PhD. pela University of Cambridge, Inglaterra

Prof. José Mário Soares (UFSM)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dr. Fernando Maria Mántaras (UFRGS)

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

AGRADECIMENTOS

A todas as pessoas e instituições que contribuíram para conclusão deste trabalho, no qual gostaria de destacar algumas aqui citadas, expressando meus sinceros agradecimentos.

Aos meus orientadores, Professor Fernando Schnaid, por sua amizade, incentivo e dedicação em todas as fases deste trabalho, e ao Professor Cláudio Renato Rodrigues Dias, pelo apoio e orientação qualificada durante esta pesquisa.

Ao Dr. Fernando Mántaras pelo incansável apoio, amizade e aprendizado durante a realização deste trabalho.

Aos meus colegas do curso, sempre me apoiando e me incentivando para a tomada de algumas decisões importantíssimas para a execução deste trabalho.

A todos os Professores do Grupo de Geotecnia do PPGEC/UFRGS pelos conhecimentos adquiridos ao longo do curso, em especial ao Professor Nilo Cesar Consoli, pelo apoio e motivação que sempre passou quando da realização deste trabalho.

Ao CNPq, pelo financiamento destes trabalhos ao longo de parte de meu curso.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul, por ter me concedido a oportunidade deste curso de pós-graduação.

À minha família, pelo incentivo nos momentos difíceis indispensáveis à conclusão deste trabalho.

A todos os meus amigos e amigas não citados aqui, pelo companheirismo, compreensão, amizade e apoio nos diversos momentos e situações vividas ao longo deste curso, ajudando em muito a concretização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	VI
LISTA DE QUADROS.....	XII
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	XIII
RESUMO.....	XVI
ABSTRACT.....	XVIII
1. INTRODUÇÃO.....	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1. SOLOS MOLES; NATUREZA E COMPOSIÇÃO.....	6
2.2. FORMAÇÃO GEOLÓGICA.....	7
2.3. ESTRUTURAÇÃO DAS ARGILAS.....	9
2.4. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA.....	10
2.5. REPRESENTATIVIDADE E PERTURBAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	10
2.5.1. Método de Reconsolidação para as Tensões in situ.....	12
2.5.2. Método Shansep.....	13
2.5.3. Aplicação dos Métodos de Reconsolidação.....	14
2.6. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	16
2.7. TEORIA DO ESTADO CRÍTICO.....	18
2.8. SUPERFÍCIE DE ROSCOE.....	26
2.9. SUPERFÍCIE DE HVORSLEV.....	29
2.10. SUPERFÍCIE DE ESTADO LIMITE.....	33
3. CARACTERIZAÇÃO.....	35
3.1. PEDOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO - PORTO ALEGRE.....	35
3.2. PEDOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO - RIO GRANDE.....	36
3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA GEÓTECNICA.....	36
3.3.1. CEASA.....	39
3.3.2. Aeroporto Internacional Salgado Filho.....	39

3.3.3. Tabai-Canoas	39
3.3.4. Porto Novo	40
3.3.5. Superporto e Tecon	40
3.3.6. Molhes	41
3.3.7. Comparações e Generalizações	41
4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	50
4.1. ENSAIOS DE ADENSAMENTO.....	50
4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS CIU.....	58
4.3. ENSAIOS TRIAXIAIS UU.....	65
4.4. PROPRIEDADES DE COMPOSTAMENTO DE RESISTÊNCIA.....	67
5. ENSAIOS DE CAMPO	72
5.1. ENSAIOS SPT (<i>Standart Penetration Test</i>).....	72
5.2. ENSAIO CPTU (<i>Piezocone Penetration Test</i>).....	78
5.3. ENSAIO DE PALHETA (<i>Vane Test</i>).....	105
5.4. VALIDAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	107
6. CONCLUSÕES	117
6.1. CARACTERÍSTICAS DAS REGIÕES ESTUDADAS	117
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Localização dos depósitos estudados na região de Rio Grande	2
Figura 1.2 - Localização dos depósitos estudados na região de Porto Alegre	3
Figura 2.3.1 - Arranjo estrutural das partículas argilosas: a) estrutura dispersa; b) estrutura flocular; c) argilas naturais (Mitchell, 1976).....	9
Figura 2.5.1 - Trajetórias de tensões em amostras de diferentes qualidades (Baligh et al., 1987).....	11
Figura 2.5.2 - Curva de Adensamento real e laboratorial para amostras (Coelho, 2000).....	12
Figura 2.6.1 – Célula Triaxial.....	17
Figura 2.7.1 - Ensaios triaxiais não drenados no plano ε_a -q (Atkinson e Branby, 1978).....	19
Figura 2.7.2 – Normalização das trajetórias ε_a -q (Atkinson e Branby, 1978).....	19
Figura 2.7.3 - Amostras normalmente adensadas sujeitas a corte CIU – plano p' -q e p' -v (Atkinson e Branby, 1978).....	20
Figura 2.7.4 - Trajetória de ensaio não-drenado em representação tridimensional: q, p' , n (Atkinson e Branby, 1978).....	22
Figura 2.7.5 - LIC e LEC para o gráfico $\log p' \times v$ (Atkinson e Branby, 1978).....	22
Figura 2.7.6 - Ensaios triaxiais drenados – plano ε_a -q (Atkinson e Bransby, 1978).....	23
Figura 2.7.7 – Gráfico ε_a - ε_v (Atkinson e Bransby, 1978).....	23
Figura 2.7.8 – Normalização com a tensão de pré-adensamento p'_0 (Atkinson e Bransby, 1978).....	24
Figura 2.7.9 – Caminhos de tensões de ensaios não drenados – planos p' -q e p' -v (Atkinson e Bransby, 1978).....	24
Figura 2.7.10 – Trajetórias de ensaios drenados e não drenados no espaço tridimensional - p' -q-v (Atkinson e Bransby, 1978).....	25
Figura 2.7.11 – Planos seguidos pelas trajetórias de tensões: a) drenados e b) não drenados (Atkinson e Bransby, 1978).....	26
Figura 2.8.1 – Ensaios triaxiais drenados e não drenados (Atkinson e Bransby, 1978).	27
Figura 2.8.2 – Conjunto de ensaios drenados e curvas de mesmo v (Atkinson e Bransby, 1978).....	27
Figura 2.8.3 – Ensaios triaxiais drenados e não drenados (Atkinson e Bransby, 1978)	28

Figura 2.8.4 – Normalização dos ensaios não drenados (Atkinson e Bransby, 1978)...	28
Figura 2.9.1 - Amostras NA e SA com trajetórias de tensão total e efetiva (Atkinson e Bransby, 1978).....	30
Figura 2.9.2 – Ensaios drenados e não drenados normalizados através de p'_0 (Atkinson e Bransby, 1978).....	31
Figura 2.9.3 – Superfície de Hvorslev (Atkinson e Bransby, 1978).....	32
Figura 2.10.1 – Trajetórias de amostras com diferentes níveis de pré-adensamento (Atkinson e Bransby, 1978).....	33
Figura 2.10.2 – Superfície de Estado Limite (Atkinson e Bransby, 1978).....	34
Figura 2.10.3 – Idealização da superfície de estado limite tridimensionalmente (Atkinson e Bransby, 1978).....	34
Figura 3.3.1. Gráfico de Plasticidade de Casagrande para os solos do Rio Grande do Sul.....	37
Figura 3.3.2. - Perfis dos depósitos estudados.....	38
Figura 3.3.3 - Limites de Atterberg e umidade natural dos solos moles da região de Porto Alegre.....	42
Figura 3.3.4 - Limites de Atterberg e umidade natural dos solos moles da região de Rio Grande.....	43
Figura 3.3.5 - Índice de vazios x profundidade nos depósitos estudados.....	44
Figura 3.3.6 - Peso específico versus profundidade.....	45
Figura 3.3.7 – Porcentagem de argila x profundidade.....	45
Figura 3.3.8 – Porcentagem de matéria orgânica x profundidade para Porto Alegre..	48
Figura 3.3.9 – Grau de saturação x profundidade para a região de Rio Grande.....	49
Figura 4.1.1 - Ensaios de adensamento para Tecon/Rio Grande.....	51
Figura 4.1.2 - Ensaios de adensamento para região de Porto Alegre.....	51
Figura 4.1.3 – C_c x z para os depósitos estudados.....	52
Figura 4.1.4 - $C_c/1+e_0$ x z para os depósitos estudados.	52
Figura 4.1.5 - Correlação C_c x e_0 para os depósitos estudados.....	54
Figura 4.1.6 - Correlação C_c x w para os depósitos estudados.....	54
Figura 4.1.7 - Correlação C_c x w_1 para os depósitos estudados.....	55
Figura 4.1.8 - Correlação C_c x IP para os depósitos estudados.....	56
Figura 4.1.9 – Gráfico σ'_{vm} x z para os depósitos estudados.....	57
Figura 4.1.10 - Gráfico característico do nível de pré-adensamento dos solos: OCR x z	58

Figura 4.2.1 - Tensão x deformação para ensaios triaxiais CIU – Tecon/Rio Grande..	59
Figura 4.2.2 - Tensão x deformação para ensaios triaxiais CIU – Molhes/Rio Grande	59
Figura 4.2.3 - Tensão x deformação para ensaios triaxiais CIU – Ceasa/Porto Alegre.	59
Figura 4.2.4.a - Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura para ensaios CIU – Tecon.....	60
Figura 4.2.4.b - Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura para ensaios CIU – Tecon.....	60
Figura 4.2.4.c - Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura para ensaios CIU – Tecon.....	61
Figura 4.2.4.d - Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura para ensaios CIU – Tecon.....	61
Figura 4.2.5.a - Trajetória de tensões efetivas e envoltórias de ruptura para ensaios CIU – Ceasa.....	62
Figura 4.2.5.b - Trajetória de tensões efetivas e envoltórias de ruptura para ensaios CIU – Ceasa.....	62
Figura 4.2.5.c - Trajetória de tensões efetivas e envoltórias de ruptura para ensaios CIU – Ceasa.....	62
Figura 4.2.6 - Envoltória de resistência PA para a região de Rio Grande.....	63
Figura 4.2.7 - Envoltória de resistência NA para a região de Rio Grande.....	64
Figura 4.2.8 - Envoltória de resistência para a região do Ceasa/Porto Alegre.....	64
Figura 4.3.1 – Tensão x deformação UU para os ensaios do depósito do Tecon.....	65
Figura 4.3.2 - Tensão x deformação UU para os ensaios do depósito do Molhes.....	66
Figura 4.3.3 - Tensão x deformação UU para os ensaios do depósito da Ceasa.....	66
Figura 4.4.1 - Variação de S_u x z para Porto Alegre.....	67
Figura 4.4.2 - Variação de S_u x z para Rio Grande.....	67
Figura 4.4.3 - Gráfico característico do nível de pré-adensamento dos solos de Porto Alegre: S_u/σ'_{v0} x z.....	69
Figura 4.4.4 - Gráfico característico do nível de pré-adensamento dos solos de Rio Grande: S_u/σ'_{v0} x z.....	69
Figura 4.4.5 – $E_u(25)$ x z para a região de Porto Alegre.....	70
Figura 4.4.6 – $E_u(50)$ x z para a região de Porto Alegre.....	70
Figura 4.4.7 – $E_u(25)/S_u$ x z para a região de Porto Alegre.....	71
Figura 4.4.8 – $E_u(50)/S_u$ x z para a região de Porto Alegre.....	71

Figura 4.4.9 – G x z para o depósito do Ceasa.....	71
Figura 5.1.1 – Perfil SPT para a Ceasa/Porto Alegre.....	73
Figura 5.1.2 – Perfil SPT para a Tabai-Canoas/Porto Alegre.....	74
Figura 5.1.3 – Perfil SPT para o Aeroporto/Porto Alegre.....	75
Figura 5.1.4 – Perfil do terreno no depósito do Tecon/Rio Grande.....	76
Figura 5.1.5 – Perfil SPT para o depósito dos Molhes/Rio Grande.....	77
Figura 5.2.1 – N_{kt} para Molhes/Rio Grande.....	79
Figura 5.2.2 – N_{kt} para Porto Alegre (Soares, 1997).....	79
Figura 5.2.3 – Piezocone típico do depósito Molhes/Rio Grande.....	81
Figura 5.2.4 – Classificação do solo do depósito dos Molhes/Rio Grande segundo ensaio CPTU.....	82
Figura 5.2.5 – Piezocone típico do depósito Porto Novo/Rio Grande.....	83
Figura 5.2.6 – Classificação do solo do depósito dos Porto Novo/Rio Grande segundo ensaio CPTU.....	84
Figura 5.2.7 – Piezocone típico do depósito Hospital da FURG/Rio Grande.....	87
Figura 5.2.8 – Classificação do solo do depósito do Hospital da FURG/Rio Grande segundo ensaio CPTU.....	88
Figura 5.2.9 – Piezocone típico do depósito Rua Portugal/Rio Grande.....	89
Figura 5.2.10 – Classificação do solo do depósito do Rua Portugal/Rio Grande segundo ensaio CPTU.....	90
Figura 5.2.11 – Piezocone típico do depósito Acesso Aeroporto/Porto Alegre.....	92
Figura 5.2.12 – Classificação do solo do depósito do Acesso ao Aeroporto/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.....	93
Figura 5.2.13 – Piezocone típico do depósito Concepa/Porto Alegre.....	94
Figura 5.2.14 – Classificação do solo do depósito da Concepa/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.....	95
Figura 5.2.15 – Piezocone típico do depósito ETE São Joao/Porto Alegre.....	96
Figura 5.2.16 – Classificação do solo do depósito do ETE São Joao/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.....	97
Figura 5.2.17 – Piezocone típico do depósito Gedore/Porto Alegre.....	98
Figura 5.2.18 – Classificação do solo do depósito do Gedore/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.....	99
Figura 5.2.19 – Piezocone típico do depósito Laçador/Porto Alegre.....	100

Figura 5.2.20 – Classificação do solo do depósito do Laçador/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.....	101
Figura 5.2.21 – Piezocone típico do depósito Tabai-Canoas/Porto Alegre.....	102
Figura 5.2.22 – Classificação do solo do depósito da Tabai-Canoas/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.....	103
Figura 5.3.1 – S_u x z para região de Porto Alegre segundo ensaios de palheta.....	105
Figura 5.3.2 - S_u x z para o depósito dos Molhes em Rio Grande segundo ensaios de palheta.....	106
Figura 5.4.1.a – S_u x z dos diversos ensaios para os depósitos das duas regiões de estudo.....	108
Figura 5.4.1.b – S_u x z dos diversos ensaios para os depósitos das duas regiões de estudo.....	108
Figura 5.4.1.c – S_u x z dos diversos ensaios para os depósitos das duas regiões de estudo.....	108
Figura 5.4.1.d – S_u x z dos diversos ensaios para os depósitos das duas regiões de estudo.....	108
Figura 5.4.2.a – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Porto Alegre.....	110
Figura 5.4.2.b – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Porto Alegre.....	110
Figura 5.4.2.c – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Porto Alegre.....	110
Figura 5.4.2.d – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Porto Alegre.....	110
Figura 5.4.2.e – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Porto Alegre.....	110
Figura 5.4.3.a – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Rio Grande.....	111
Figura 5.4.3.b – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Rio Grande.....	111
Figura 5.4.3.c – S_u/σ'_{v0} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Rio Grande.....	111
Figura 5.4.4 – OCR x z para o depósito dos Molhes/Rio Grande.....	113

Figura 5.4.5 – OCR x z para o depósito do Porto Novo/Rio Grande.....	114
Figura 5.4.6 – OCR x z para o depósito do Hospital da FURG/Rio Grande.....	114
Figura 5.4.7 – OCR x z para o depósito do Acesso Aeroporto/Porto Alegre.....	116
Figura 5.4.8 – OCR x z para o depósito da Tabai-Canoas/Porto Alegre.....	115

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.3.1 – Granulometria dos depósitos da região de Rio Grande.....	46
Quadro 3.3.2 – Granulometria dos depósitos de Porto Alegre.....	47

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A_f -	parâmetro de poro-pressão
c' -	intercepto coesivo efetivo
C_c -	índice de compressão
CC -	Cam Clay
CCM -	Cam Clay Modificado
CIU -	ensaio triaxial consolidado isotropicamente e não drenado
CPTU -	ensaio de piezocone
CR -	relação de recompressão
C_s -	índice de recompressão
e -	índice de vazios
e_0 -	índice de vazios inicial
E_u -	módulo de Young não-drenado
E_{ur} -	módulo de Young em ciclos de carregamento e descarregamento
E_M -	módulo de Ménard
g -	ordenada na origem da linha que define a superfície de Hvorslev no plano normalizado $p'/p'_e - q/p'_e$
G -	módulo cisalhante
G_{ur} -	módulo cisalhante de carregamento e descarregamento
h -	declividade da linha que define a Superfície de Hvorslev no plano normalizado - $p'/p'_e - q/p'_e$
IP -	índice de plasticidade
k_0 -	coeficiente de empuxo no repouso
LEC -	linha de estado crítico
LIC -	linha de compressão isotrópica
LL -	limite de liquidez
LP -	limite de plasticidade
LRC -	linha de recompressão
m -	parâmetro da relação $S_u/\sigma'_{v0} = S_xOCR^m$
M -	declividade da projeção da linha do estado crítico num plano de v constante
MO -	teor de matéria orgânica

N -	volume específico do solo na linha de compressão isotrópica para um valor unitário de p'
NA -	normalmente adensada
OCR -	razão de pré-adensamento
PA -	pré-adensada
p' -	tensão média efetiva
p'_0 -	tensão média efetiva de campo
p'_e -	tensão de normalização referente ao valor de p' situado sobre a linha de compressão isotrópica, para um dado valor de v
PMP -	pressiômetro de Ménard
q -	tensão desviadora
qc -	carga de ponta (piezocone)
qt -	carga de ponta corrigida (piezocone)
S -	parâmetro da relação $S_u/\sigma'_{v0} = S_xOCR^m$
SEL -	superfície de estado limite
S_u -	resistência ao cisalhamento não-drenada
SPT -	<i>Standart Penetration Test</i>
S(%) -	grau de saturação
u -	poro-pressão
u_0 -	poro-pressão hidrostática
UU -	ensaio triaxial não consolidado e não drenado
w -	teor de umidade
Z -	profundidade
Z_{mar} -	profundidade em relação ao nível do mar
$\Delta\sigma$ -	tensão desviadora
ε_a -	deformação axial
ε_v -	deformação volumétrica
ϕ' -	ângulo de atrito interno efetivo
γ_n -	peso específico natural
λ -	declividade das LIC e LEC no plano v - $\ln p'$
v -	volume específico
σ'_{vm} -	tensão vertical efetiva de pré-adensamento
σ'_{v0} -	tensão vertical efetiva inicial

σ_{v0} -	tensão vertical total inicial
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ -	tensões principais
Γ -	volume específico do solo na LEC para um valor unitário de v
κ -	declividade da linha de recompressão/expansão no plano v - $\ln p'$

RESUMO

Esta pesquisa tem por objetivo reunir, compilar e analisar as informações relacionadas à caracterização geotécnica dos depósitos de solos moles do Estado do Rio Grande do Sul, através de dados obtidos de pesquisas anteriores e de projetos de infra-estrutura. O conjunto das informações obtidas nesta dissertação constitui-se em um banco de dados valioso, no qual são disponibilizadas as principais propriedades geotécnicas de argilas e as correlações que possibilitam suas estimativas. O estudo foi dividido em duas regiões, nas quais a ocorrência destes solos é mais freqüente e o investimento em infra-estrutura é importante: Porto Alegre e Rio Grande. Dentro destas regiões, temos ainda algumas subdivisões de vários depósitos estudados, que fornecem as características particulares de cada região.

O estudo conta com uma caracterização geológica e um histórico das formações dos solos moles do estado do Rio Grande do Sul. Um extenso levantamento dos índices físicos é apresentado para caracterização e comparação dos dois locais, através do qual são reunidas informações relacionadas a granulometria, índice de vazios, limites de Atterberg, peso específico natural, umidade natural e outros.

Os ensaios de laboratório forneceram o comportamento tensão-deformação-resistência para amostras retiradas dos locais de estudo, fornecendo os parâmetros indispensáveis à completa descrição do comportamento do material, como: resistência não-drenada ao cisalhamento, S_u , índice de compressão, ângulo de atrito efetivo, coesão efetiva e nível de pré-adensamento, OCR. Correlacionando-se também alguns destes parâmetros, é possível estabelecer padrões de comportamento que são consistentes com outros locais já estudados nacional e internacionalmente.

A análise dos ensaios de campo completa a caracterização dos depósitos, fornecendo uma visão geral dos perfis de subsolo. O cruzamento de dados de campo e laboratório possibilita o estabelecimento de correlações para a estimativa de S_u e OCR para os depósitos. Resultados espúrios são desconsiderados nas análises apresentadas.

Ao final, são apresentadas as conclusões sobre o comportamento tensão-deformação-resistência dos depósitos, que poderão servir de consulta para futuras pesquisas nesta área do conhecimento e em projetos de engenharia geotécnica.

ABSTRACT

This thesis aims at searching, compiling and analysing information related to the geotechnical characterization of soft clays deposits in the State of Rio Grande do Sul, Brazil, from data obtained from other research work as well as engineering activities. The information compiled in the present work forms a valuable database in which engineering properties and geotechnical correlations are available. The study is divided into two main regions where soft clays are frequently encountered and there are important economical activities: the Cities of Porto Alegre and Rio Grande. Various deposits and their own characteristics are reported in each of these two areas.

The study starts with a geological characterization of the State of Rio Grande do Sul. An extensive work was performed to summarise all physical indexes from which granulometry, voids ratio, Atterberg Limits, density and natural water content are reported.

The stress-strain-strength properties of the clay deposits have been evaluated from laboratory test results. Undrained shear strength, S_u , compression index, effective friction angle, effective cohesion and stress history, OCR, are all analysed. These parameters are correlated in order to establish patterns of behaviour that are similar to the whole area. Applicability of correlations published nationally and internationally has been critically evaluated.

The work is completed by the analysis of field testing data which provides with an overall view of subsoil condition in each area. The cross-information between field and laboratory data allows an assessment to soil properties such as S_u , C_c and OCR from selected correlations. Spurious data have been disconsidered in the analysis.

In conclusion, the results are presented showing the behaviour of the stress-strain-strength of the deposits, which may then be used as a guideline for future research in this field and/or in geotechnical engineering projects.

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tornou-se comum e necessário a construção de várias formas de infraestrutura para desenvolvimento dos grandes centros urbanos e da utilização de determinadas áreas estratégicas para o crescimento econômico de uma região. Geralmente esses locais já possuem estrutura civil e do crescimento do tecido urbano resultam áreas de periferia delimitadas por terrenos cujos materiais apresentam baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. Nestas áreas é comum a ocorrência de depósitos de argilas moles, objeto de estudo da presente pesquisa.

Outras construções exigem também a utilização de locais de deposição de solos moles devido a sua localização, como portos, pontes e hidroelétricas. Estas obras combinam a compressibilidade de solos a carregamentos expressivos (as chamadas cargas excepcionais definidas pela Norma Brasileira de Fundações), o que exige um maior cuidado para a sua execução, exigindo também um estudo mais aprofundado do solo em que será construída tal estrutura. Por outro lado, desde o início da civilização, o ser humano procura locais próprios para desenvolver uma melhor qualidade de vida e para o seu desenvolvimento econômico, lugares onde hoje se encontram grandes concentrações populacionais e turísticas, que em sua maioria são áreas litorâneas ou imediações de rios, locais propícios para a formação de solos moles, fazendo com que sempre ocorram novos empreendimentos nestas regiões (Coelho, 2000).

Em conseqüência destas características observa-se um desenvolvimento acentuado do conhecimento do comportamento de solos moles para subsidiar projetos geotécnicos nestas áreas. Extensos depósitos de argilas moles distribuídos ao longo da costa brasileira têm sido objeto constante de estudo, cuja caracterização é fundamental à implantação de infra-estrutura industrial e urbana. Neste cenário, investigações geotécnicas extensivas são determinantes na construção de aeroportos, rodovias, ferrovias, portos, hidroelétricas, pontes e grandes condomínios e edificações. No Rio Grande do Sul identificam-se dois grandes pólos de desenvolvimento econômico nos quais a presença de solos moles é ocorrência constante. São eles a região metropolitana de Porto Alegre e a área costeira de Rio Grande. Em Porto Alegre os estudos têm sido desenvolvidos pelo Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS (Soares, 1997; Nacci, 2000; Mántaras, 1995; Mántaras, 1998; Schnaid, 2000 e

Schnaid et al, 2001) e em Rio Grande as pesquisas são desenvolvidas pela FURG (e.g. Dias, 1992; Dias, 2001 e Dias e Bastos, 1997). No levantamento dos dados geotécnicos disponíveis na literatura identificaram-se alguns locais nos quais existem informações relevantes à construção de um banco de informações: CEASA- Porto Alegre, situado na região da várzea do Rio Gravataí; Aeroporto Internacional Salgado Filho-Porto Alegre, também situado na várzea do Rio Gravataí; BR-386 trecho Canoas-Rio dos Sinos, chamada rodovia Tabai-Canoas; Porto Novo-Rio Grande, situada no estuário da Laguna dos Patos; Superporto e Tecon- Rio Grande, também situado na região estuária da Laguna dos Patos, e Molhes da Barra- Rio Grande, localizada na mesma região estuária e outros locais nos quais as investigações não são extensivas, como os casos citados anteriormente, mas que serão estudados neste trabalho em menor escala e em ocasiões pertinentes.

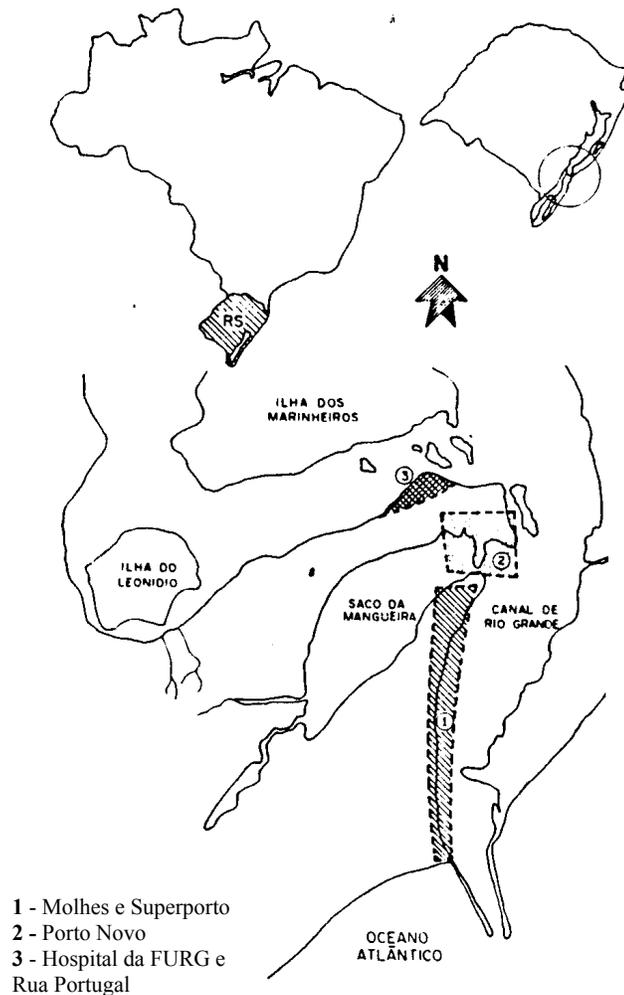


Figura 1.1 – Localização dos depósitos estudados na região de Rio Grande.

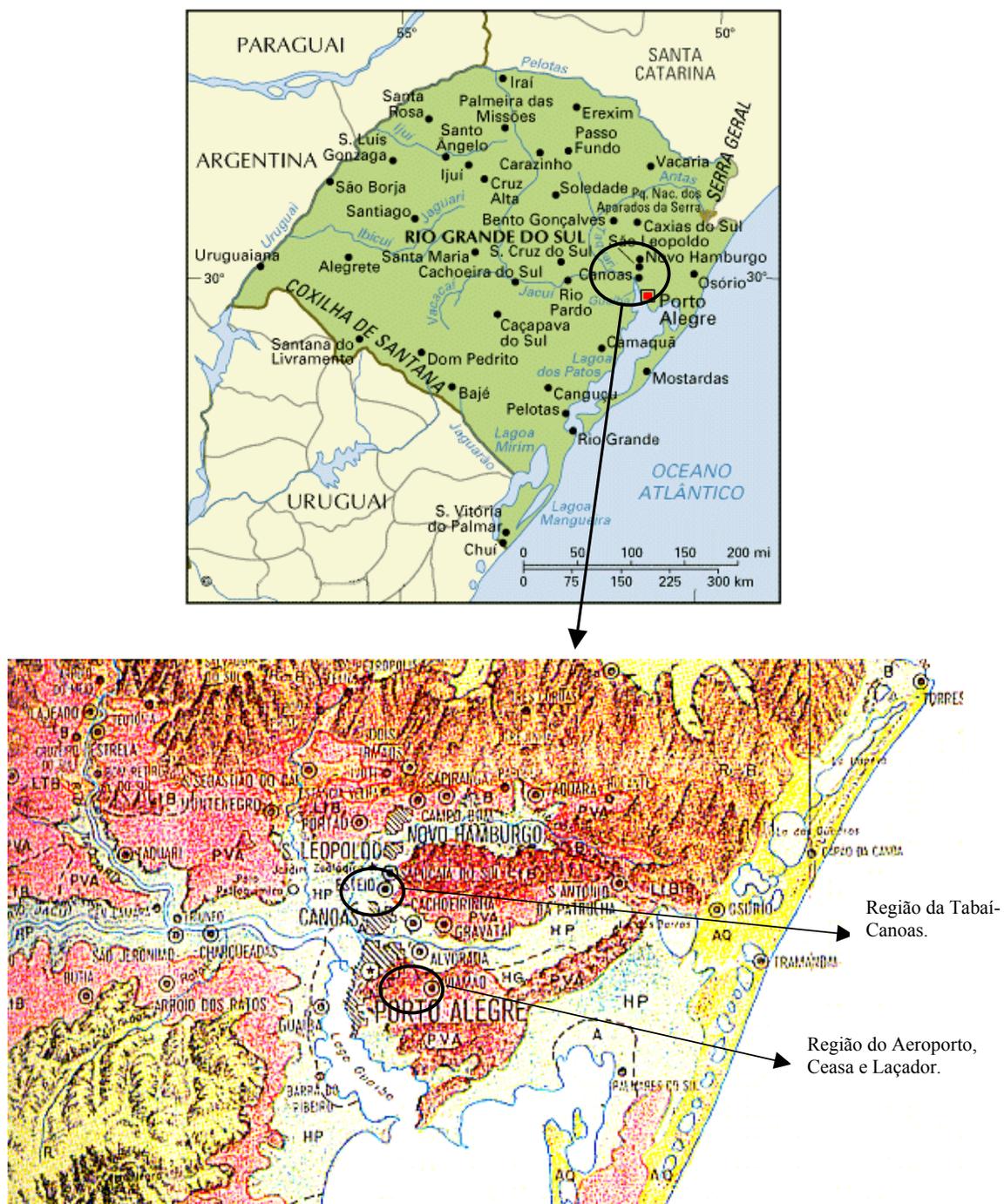


Figura 1.2 – Localização dos depósitos estudados na região de Porto Alegre.

Os principais objetivos desta pesquisa são (a) a caracterização do solo através de uma análise sistêmica das informações compiladas dos solos moles estudados no Rio Grande do Sul e (b) o fornecimento de valores médios de parâmetros constitutivos representativos do comportamento de tensão-deformação-resistência, bem como a proposição de correlações para estimativa de parâmetros geotécnicos de interesse. A seguir apresenta-se um rápido comentário sobre os capítulos que compõe este trabalho e seus objetivos de forma a fornecer uma idéia de como foi montada e desenvolvida esta dissertação.

Na primeira fase, Capítulo 2, desenvolveu-se a parte de Revisão Bibliográfica, que procurou compreender assuntos como a natureza do solo, sua formação geológica, estudo de amolgamento de amostras e suas formas de recompressão para ensaios de laboratório, ensaios de laboratório e teoria de estado crítico; tentando englobar alguns assuntos pertinentes ao trabalho e ao estudo para consultores deste trabalho.

A fase seguinte consistiu da busca e obtenção de dados sobre projetos de pesquisas, realizados por universidades (projetos de pesquisa na graduação, teses de mestrado e doutorado) e dados obtidos através de projetos de infra-estrutura de grande porte desenvolvidos no estado. Estes dados foram coletados e analisados para a obtenção de resultados representativos do real comportamento do solo estudado. Os dados foram organizados de forma a produzir uma melhor visualização e agrupados para facilitar a identificação de comportamentos típicos.

Estes dados estão organizados nos Capítulos 3, 4 e 5. A caracterização dos locais através de ensaios de laboratório e ensaios de campo, que reproduzem o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos, torna extremamente delicado a análise de validade dos dados dos diversos ensaios para uma real caracterização destes depósitos e das regiões em estudo. Atenta-se que durante a compilação de dados nestes capítulos utilizou-se muitas vezes dados de ensaios de laboratório para comparação com os de campo para aumentar a confiabilidade dos parâmetros obtidos, apesar destes dois assuntos estarem em diferentes capítulos.

Finalmente, apresenta-se o Capítulo 6 que consiste das conclusões deste trabalho, no qual são mostradas as informações que poderão servir de subsídio para futuros projetos de engenharia e pesquisas nesta área de conhecimento, com comentários relacionados aos

valores característicos dos diversos parâmetros de cada região e às correlações entre estes parâmetros dos solos, aplicabilidade e confiabilidade destas correlações. Procura-se ainda destacar as semelhanças e diferenças entre os dois principais locais: Porto Alegre e Rio Grande. Apresenta-se também uma discussão sobre a validade da pesquisa, suas falhas e acertos, sua contribuição para a sociedade e para a pesquisa, e a avaliação sobre o alcance dos objetivos primeiramente traçados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão bibliográfica aborda aspectos fundamentais ao entendimento dos conceitos apresentados e discutidos nesta pesquisa. Na sua organização decidiu-se por separar os aspectos teóricos em diversas partes: natureza e composição de solos moles, formação geológica, estruturas das argilas, geologia e geomorfologia, ensaios triaxiais e representatividade e perturbação de amostras e por fim teoria do estado crítico. Como esta tese objetiva compilar a experiência existente no Estado do Rio Grande do Sul, em argilas moles é indispensável uma revisão extensiva dos fundamentos teóricos em cada etapa de interpretação de resultados, tanto de campo quanto de laboratório.

O tema ensaios de campo tem sido objeto de estudo e pesquisa sistemática a partir das teses realizadas no Laboratório de Ensaio Geotécnicos e Geoambientais (LEGG) do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Inúmeras teses de Mestrado (Nacci, 2000; Mántaras, 1995) e doutorado (Soares, 1997; Mántaras, 1998) foram publicadas nesta área e, por este motivo, o autor julgou desnecessário cobrir, na revisão bibliográfica, aspectos já conhecidos na UFRGS. Neste sentido o autor decidiu concentrar a revisão em ensaios de laboratório, com ênfase em estado crítico, produzindo um texto suficientemente abrangente que possa servir de referência a trabalhos futuros.

2.1. SOLOS MOLES: NATUREZA E COMPOSIÇÃO

Solos moles podem ser definidos como depósitos de solos com predominância de partículas siltosas ou argilosas, com formação geológica recente. Geralmente se encontram em estado normalmente adensado ou ligeiramente pré-adensados, com algumas excessões principalmente nas partes superficiais, devido ao ressecamento decorrente da oscilação do lençol freático ou devido à existência de aterros ou de camadas subjacentes que produzem sobrecarga.

As principais características destes tipos de solos são: grande compressibilidade, baixa resistência, pequena permeabilidade e baixa consistência. Devido a estas características, os solos moles são considerados extremamente problemáticos do ponto de vista geotécnico, sendo sua utilização objeto permanente de estudos detalhados em projetos de engenharia.

Estes solos podem apresentar uma variação espacial considerável de suas propriedades físicas, como resistência não-drenada, umidade, granulometria, índice de vazios e etc., resultantes do seu processo de formação, fazendo com que ocorram mudanças de comportamento dentro de um mesmo depósito.

Terzaghi (1967) definiu como solo mole ou muito mole àquele que apresenta uma resistência não-drenada inferior a 50 kPa. Complementando a definição de Terzaghi (1967), Hight et al. (1987) afirmam que este tipo de solo também deve se apresentar como normalmente adensado ou levemente pré-adensado, excetuando-se a camada superficial, apresentando tensões totais verticais inferiores a 100-150 kPa. Por outro lado, existe outra condição imposta por Christoulas et al (1987) de que o solo deve apresentar também baixa permeabilidade para ser considerado mole, além da questão de baixas resistências. Já Amaryan (1993) classifica como solos moles alguns solos orgânicos e os organominerais com litificação pobre, característicos de formação em meios aquosos ou úmidos, com processos de decomposição microbiológicos e bioquímicos de matéria orgânica, limitando ainda a resistência não-drenada destes solos a 100 kPa.

Cabe esclarecer que essas definições não obedecem nenhum sistema de classificação tradicional de solos, não servindo portanto como base para a classificação detalhada de um depósito. Procura-se apenas delimitar os materiais cujas características gerais indicam a presença de depósitos de baixa resistência e alta compressibilidade.

2.2. FORMAÇÃO GEOLÓGICA

Uma das principais indicações sobre as características dos depósitos de solos é a sua história geológica, fornecendo informações precisas quanto a granulometria, permeabilidade, homogeneidade, resistência e anisotropia, entre outros aspectos. A história geológica engloba a rocha de origem (ou rocha mãe), os processos de alteração, de transporte e de deposição e também os processos pós-deposicionais.

A formação dos solos tem início quando da decomposição da rocha mãe, através de várias alterações promovidas de diversas formas que irão determinar a mineralogia do solo. Desse processo de decomposição dos minerais da rocha mãe resultam alguns tipos de

minerais: inalterados, novos minerais e minerais argílicos. Os principais processos de alteração da rocha são:

- erosão hidráulica, eólica e etc;
- ocorrência de fraturas devido ao alívio de tensões ou mudanças climáticas (gelo, calor excessivo etc);
- fenômenos químicos associados à ação de água e dos minerais dela constituintes;
- fenômenos biológicos associados à ação de plantas e animais.

Os minerais argílicos são formados da alteração química das rochas, formando partículas microscópicas que possuem a forma lamelar, fazendo com que apresentem uma elevada superfície específica e, conseqüentemente, uma elevada sensibilidade à presença de água. O comportamento do depósito como um todo, comparado às características deste tipo de partícula, depende da quantidade em que ela se encontra e do mineral presente em sua formação, sendo que quanto maior a presença da partícula argilosa piores serão as propriedades geotécnicas dos solos para Engenharia Civil. Existem outros minerais não argilosos que acabam, por processos de esmagamento e abrasão, constituindo partículas indiferenciáveis em tamanho dos minerais argílicos, sendo portanto classificadas geotecnicamente como argilas.

Após a decomposição da rocha mãe ocorrem os processos de transporte, por ação do vento, da água e até da gravidade, bem como os processos de deposição. A maioria dos depósitos de solos moles apresentam uma formação atrelada ao carregamento de partículas através das águas de rios, lagoas e mares que sofrerão mudanças de níveis e de superfície ao longo de suas existências. Para este tipo de formação, o processo de deposição mais freqüente é a sedimentação das partículas em suspensão carregadas em conjunto com a água. Este fenômeno ocorre quando a velocidade do curso d'água torna-se igual ao da velocidade de deposição da partícula, fazendo com que tais cursos d'água não consigam mais manter suspensas certas partículas. Essa deposição ocorre progressivamente com o decréscimo da velocidade das correntes que reduz o potencial transportador de partículas da água. Segundo Christoulas et al. (1987), a velocidade de assentamento das partículas finas em escoamento laminar é proporcional ao quadrado do diâmetro, conforme a Lei de Stokes, e para partículas maiores em escoamento turbulento é proporcional à raiz quadrada do diâmetro.

2.3. ESTRUTURAÇÃO DAS ARGILAS

A estruturação que existe entre as partículas de argilas depende das forças elétricas que ocorrem no interior dos solos argilosos. As partículas de minerais argilosos possuem cargas negativas enquanto que nas partículas de água aparecem cargas positivas, resultando em uma força de atração entre estas partículas. A energia térmica que se forma nesta reação tende a causar uma movimentação que resulta na formação de uma camada de partículas com carga positiva (cátions) dispersa da outra de partículas com carga negativa (ânions) adjacente, que são chamadas de dupla camada (Mitchell, 1976).

Conforme Mitchell (1976), as partículas de água formam uma espécie de cobertura em volta das partículas argilosas por ligações de hidrogênio, que envolvem a partícula argilosa por uma camada de água absorvida. Essas moléculas de água possuem restrição de movimento perpendicularmente à superfície e seu comportamento é completamente diferente das moléculas presentes na água existente nos vazios do solo.

Enquanto a dupla camada produz forças de repulsão, as forças de *Van der Waals* são atrativas fazendo com que o arranjo estrutural das partículas de argila dependa da rede de força intermoleculares. Se a resultante da rede de forças é de repulsão (argilas depositadas em águas doces), as partículas tendem a assumir uma orientação de paralelismo e este tipo de arranjo estrutural é chamado de estrutura dispersa. No caso contrário, se a resultante é atrativa (argilas depositadas em águas marinhas) tendem a assumir uma estrutura flocular. Em ambos os casos, o volume específico das argilas pode ser grande, dependendo do mineral que compõe o solo (Mitchell, 1976).

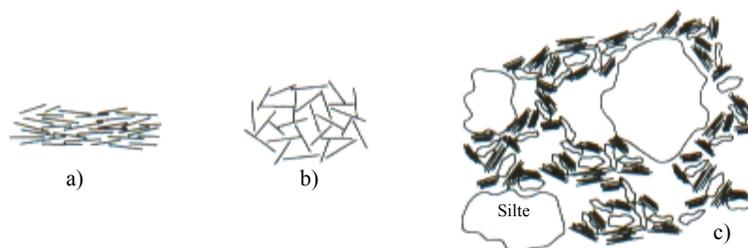


Figura 2.3.1 – Arranjo estrutural das partículas argilosas: a) estrutura dispersa; b) estrutura flocular; c) argilas naturais (Mitchell, 1976).

Em argilas naturais, a estrutura pode ser mais complexa, pois as partículas tendem a agregar-se e apresentam partículas de maior dimensão, como mostra a Figura 2.3.1, que adicionalmente apresenta as outras duas estruturas relatadas anteriormente.

2.4. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

A maior parte das planícies Holocênicas que aparecem em praticamente toda a margem continental brasileira formou-se através de uma fase regressiva a partir de 5150 anos atrás, época em que grande parte do litoral brasileiro esteve submerso, e que durou até os dias de hoje, com rebaixamento médio de 5 m do nível do mar, segundo Suguio et al. (1985).

Segundo Soares (1997), o Domínio Morfoestrutural dos Depósitos Sedimentares desenvolve-se de forma contínua ao longo de toda a costa, desde Garopaba-SC até o Chuí-RS, no extremo sul do país. São constituídas de vastas e extensas planícies costeiras, numa ampla superfície plana, alongada na direção geral NE-SO, com variação N-S, alargando-se para o sul, onde ocorrem as maiores áreas lagunares. Possuem uma superfície baixa, com altimetrias variando de modo geral entre 1 a 25 m. Este Domínio Morfoestrutural dos Depósitos Sedimentares pertence a uma área considerada pelo mapeamento Geológico como Província Costeira, onde compreende, especialmente, litologias do Quaternário, recebendo contribuições de áreas-fontes mistas, isto é, continental e marinha (Lemos et al., 1973).

2.5. REPRESENTATIVIDADE E PERTURBAÇÃO DE AMOSTRAS

Segundo Smith (1992), as amostras devem representar fielmente a massa de solo em estudo, apresentando características como estrutura, fissuração, tamanho das partículas, entre outras. Existem dois tipos de amostragem consagradas: amostras indeformadas, obtidas através da extração de blocos de solo ou por cravação de tubos amostradores de paredes finas; e amostras deformadas, obtidas através de escavação e sondagem (Clayton et al., 1995).

Mesmo com a evolução dos diversos tipos de amostragem intacta de solos, com tubos amostradores de maior diâmetro e menor espessura e com retirada de blocos, sabe-se que é impossível a extração de amostras que mantenham o estado natural do solo no campo, principalmente com as técnicas usualmente utilizadas que fazem uso de amostradores de pequeno diâmetro. Alguns dos principais problemas encontrados pela amostragem são a

variação do teor de umidade e índice de vazios, mudança na composição química, destruição da estrutura *in situ* do solo, e a principal delas, a variação no estado de tensões a que o solo se encontrava, sendo esta última a que possui maior dificuldade de minimização dos efeitos (Clayton et al., 1995). O resultado do alívio de tensões encontrado na amostragem acaba por produzir um corpo de prova como isotrópico e apresenta valores nulos de tensões totais, enquanto as tensões efetivas são dependentes das tensões no campo, das características do solo (parâmetros de pressão neutra) e é claro da qualidade da amostra. Vários autores relacionam a perturbação na amostragem às diversas operações envolvidas, desde a escavação até a preparação dos corpos de prova (Hvorslev, 1949; Skempton et al., 1963; Lefevbre et al. 1979; Atkinson et al., 1981; La Rochelle et al. 1981 e 1986; Alonso et al., 1981; Adachi et al., 1981; Kimura e Saitoh, 1982; Jamiolkowski et al., 1985; Baligh et al., 1987; Smith, 1992; e Clayton et al., 1995).

A perturbação na amostragem provoca diferentes trajetórias de tensões efetivas e de comportamento tensão-deformação em ensaios triaxiais não-drenados. A Figura 2.5.1 é utilizada para ilustrar as diferentes trajetórias de tensões com diferentes qualidades de amostragem da argila normalmente consolidada Azul de Boston, sendo que o caminho de tensão 1 representa a amostra não perturbada (*in situ*) e o caminho de tensão 2 a amostragem perfeita (Baligh et al., 1987). Observando-se as curvas tensão-deformação da argila Azul de Boston, percebe-se a diferença de comportamento da curva para baixas deformações, produzidas pela variação de estado de tensões inicial encontrado nas amostras, resultando numa diminuição da resistência de pico e um aumento do nível de deformação necessário para alcançar este pico. Segundo Clayton et al. (1995) os efeitos da amostragem mal executada são menos nocivos para amostras pré-adensadas.

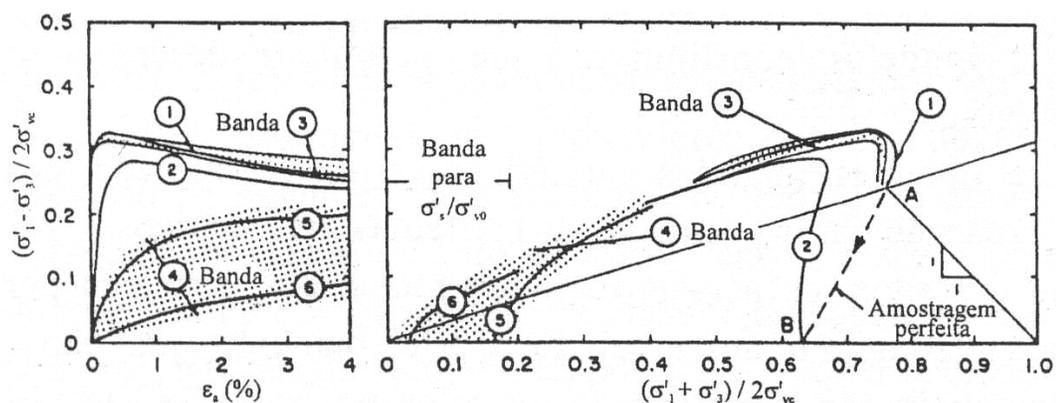


Figura 2.5.1 - Trajetórias de tensões em amostras de diferentes qualidades (Baligh et al., 1987).

Existem algumas técnicas de adensamento de amostras que foram desenvolvidas, que serão descritas a seguir, e possuem a função de reduzir as diferenças durante o cisalhamento de amostras de solo em ensaios de laboratório. Procura-se com estas técnicas reproduzir o real comportamento tensão-deformação do solo *in situ*.

2.5.1. Método de Recompressão para as Tensões *in situ*

Proposto por Bjerrum (1973) e Berre et al. (1973), consiste na recompressão da amostra de solo para um determinado estado de tensões efetivas anteriormente encontradas *in situ*, sendo que nesta fase do ensaio pode-se alcançar uma deformação volumétrica de 1,5 a 4%, sendo um valor superior a este limite considerado uma amostra com uma perturbação exagerada, não configurando-se como de boa qualidade. Geralmente este tipo de adensamento é feito com aplicação de um estado de tensão anisotrópico CK_0U , que é a mais indicada, mas tem sido realizada uma reconsolidação com estado de tensões isotrópica sob tensão média equivalente à encontrada em campo, que embora seja inadequado, acelera a primeira fase do ensaio (Coelho, 2000). Conforme Hight (1983), existem outras trajetórias de tensões admitidas para a reconsolidação, desde que esta não ultrapasse a superfície de plastificação.

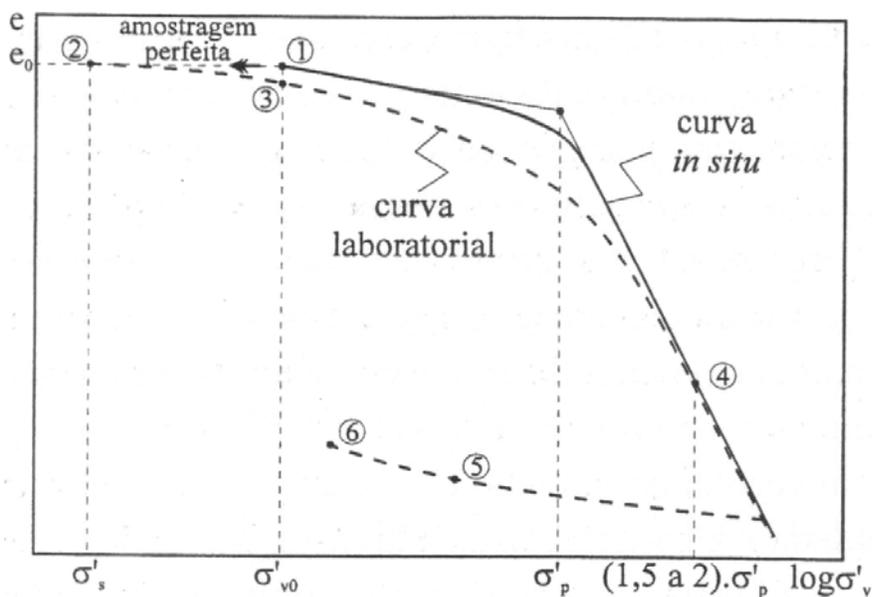


Figura 2.5.2 - Curva de Adensamento real e laboratorial para amostras (Coelho, 2000).

A amostra no campo apresenta um determinado índice de vazios e estado de tensões (1), já quando esta amostra é retirada da massa de solo ocorre um alívio de tensões (2), conforme a Figura 2.5.2, e seu índice de vazios permanece igual ao de uma hipotética amostragem

perfeita. Quando a amostra é submetida à recompressão ocorre a diminuição do índice de vazios no ponto da tensão encontrada *in situ* (3), fazendo com que a curva laboratorial se encontre abaixo da curva real da massa de solo. Após um certo nível de adensamento ocorre o encontro das curvas, permitindo uma boa representação do comportamento do solo.

Existem alguns inconvenientes neste método, pois quanto maior a diferença da tensão no campo e da tensão inicial da amostra após a sua retirada do solo, maiores serão os efeitos de amostragem. Outro problema existente neste método é quando da obtenção do índice de vazios; a adoção de um valor inferior ao real pode levar a uma subestimativa dos parâmetros de resistência do solo. Segundo Bjerrum (1973) os resultados obtidos com esse tipo de minimização dos efeitos de amostragem podem apresentar uma boa aproximação do comportamento mecânico para argilas moles. Esta técnica é indicada e adequada para solos cimentados, estruturados e fortemente pré-adensados ou frágeis (Soares, 1997).

2.5.2. Método Shansep

Este método foi idealizado com o objetivo de superar as limitações do método de reconsolidação para as tensões *in situ* por Ladd & Foot (1974). Designada por Stress History and Normalized Soil Engineering Properties (SHANSEP) baseia-se na hipótese de que argilas sem estruturação possuem comportamento normalizável. O método SHANSEP utiliza o conceito NSP (Normalized Soil Parameter), que com base em um grande número de resultados experimentais obtidos sobre amostras reconstituídas no Imperial College, e amostras intactas no Massachusetts Institute of Technology, mostraram que o comportamento tensão-deformação de amostras testadas em laboratório com mesmo OCR e diferentes estados de consolidação é muito parecido sempre que esses resultados forem normalizados através da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}). Então, consegue-se caracterizar o comportamento de um solo em qualquer nível de tensões, apenas mantendo o valor de OCR adequado para cada ensaio.

O método possui adequada aplicação para uma grande variedade de solos, exceto solos envelhecidos, muito sensíveis e cimentados, pois devido ao alto nível de estruturação, dependem muito do nível de tensão para definição de seu comportamento, sem falar que esses efeitos eliminam-se na fase de adensamento. Conforme Ladd (1991), este método é aplicável para argilas normalmente adensadas (NA) ou que sofreram pré-adensamento mecânico (PA).

Conforme Ladd et al. (1974), Ortigao (1980) e Ladd (1991) os passos que devem ser seguidos para aplicação do Método SHANSEP para avaliação da resistência não-drenada do solo estudado são os seguintes:

- com base em prospecção geotécnica de campo, dividir o depósito em estratos homogêneos;
- estabelecer a história de tensões para o perfil de estratigrafia anteriormente definido, onde geralmente necessita-se de amostras de qualidade superior;
- validação do conceito NSP para amostras normalmente adensadas, por consolidação anisotrópica com tensões de 1,5 a 2 vezes σ'_{vm} ; e para amostras pré-adensadas, através de descarga para um dado valor de OCR, conforme Figura 2.5.2;
- verificar a resistência não-drenada do solo em estudo através de ensaios adequados, englobando também valores de OCR consistentes, e obter os parâmetros S e m através da relação $S_u / \sigma'_{v0} = S \times (OCR)^m$, utilizando o gráfico logarítmico da resistência não-drenada normalizada em relação a σ'_{v0} versus o logarítmico de OCR;
- Conjuguar os resultados dos passos 2 e 4 para definir o perfil da resistência não-drenada com a profundidade.

Em linhas gerais, o método SHANSEP consiste na aplicação de níveis de tensões de reconsolidação maiores que a tensão de pré-adensamento, com o objetivo de mascarar os efeitos da amostragem, sendo aplicada uma fase de expansão da amostra com anisotropia K_0 que reproduz o OCR real *in situ* e através de normalização da resistência não-drenada dos diversos ensaios com as devidas tensões efetivas (σ'_0), faz-se uma estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada de campo (S_u).

2.5.3. Aplicação dos Métodos de Reconsolidação

Existem situações propícias para a aplicação de um determinado método de reconsolidação proposto, e também existem vários relatos de preferência por um desses métodos independente das características da amostra.

Segundo Ladd et al. (1974) o método SHANSEP pode afetar a estruturação do solo amostrado, modificando o comportamento mecânico mediante argilas fortemente estruturadas ou cimentadas naturalmente. Por outro lado, consideram que não há influência deste método no comportamento tensão-deformação-resistência de solos sem estruturação especial. Estes mesmos autores propõem que o método de reconsolidação para as tensões *in situ* não eliminam totalmente os efeitos de amostragem, o que pode resultar numa superestimativa dos parâmetros de resistência dos solos. Considera-se resultados satisfatórios somente os resultados com solos muito sensíveis ou cimentados recolhidos e ensaiados com processos para amostragem de alta qualidade.

Leroueil et al. (1979) afirmam que todas as argilas encontram-se estruturadas como resultante da combinação de uma série de efeitos: cimentação, endurecimento por tixotropia, envelhecimento, ambiente de deposição e consolidação. Já as propriedades mecânicas são o reflexo da distribuição espacial das partículas e da resistência dos contatos entre as partículas, reflexo também da estruturação do solo. Uma das críticas mais fortes desses autores é que, mesmo obedecendo o nível de pré-adensamento do solo, a consolidação para tensões acima de um certo nível modifica a estrutura do solo estudado, modificando também seu comportamento tensão-deformação-resistência.

Alguns anos mais tarde, Ladd (1991) utilizou ambas as técnicas de reconsolidação e com uma experiência de mais ou menos vinte anos, caracterizou as particularidades dos dois métodos, enfatizando que é necessário mais empenho na identificação e quantificação dos erros.

Técnica de Recompressão segundo Ladd (1991):

- preferencialmente utilizado para amostras recolhidas em bloco, que possuem excelente qualidade;
- é conveniente para solos que possuem uma forte estrutura, ou seja, que apresentam pico de resistência superior à que seria obtida pelo método SHANSEP;
- adequada para solos cimentados, pois a utilização de tensões de consolidação superiores às de pré-adensamento promove a destruição da ligação das partículas.

- não deve ser utilizada em solos normalmente adensados, pois podem levar a erros contrários à segurança da estimativa de resistência não-drenada de campo;
- necessita um estudo profundo da história de tensões da massa de solo, com estimativas consistentes de K_0 e valores com qualidade da relação S_u/σ'_{v0} .

Técnica SHANSEP segundo Ladd (1991):

- aplica-se a solos pré-adensados mecanicamente ou normalmente adensados, que possuam a característica de comportamento normalizável (conforme Figuras 2.7.2, 2.7.6 e 2.7.8);
- adequam-se para amostragens com pouca qualidade, em solos sem sensibilidade considerável, com pequenos valores de OCR e com mecanismos de consolidação mecânica através de dissecação e envelhecimento, que controlam as tensões de pré-adensamento;
- necessita de um aprofundamento sobre a história de tensões do depósito;
- especialmente utilizada para análise de fundações de aterros construídos em etapas de carregamento, onde S_u varia ao longo do tempo e do carregamento, conforme a tensão efetiva instalada.

É de se esperar que um solo apresente uma maior estruturação quando a amostra apresentar maior porcentagem de argila, devido às características geométricas e de comportamento dos minerais argilosos. O efeito é inverso quanto maior a presença de material siltoso. Outro fato é de que em solos residuais a estrutura do depósito é também mais expressiva do que em solos sedimentares. A partir dessas duas afirmações, sugere-se que os efeitos de destruição da estrutura do solo, na amostra ensaiada com um adensamento para tensões superiores às de campo, dependem das características dos solos, como composição física e história geológica.

2.6. ENSAIOS TRIAXIAIS

Este tipo de ensaio é de tamanha importância em Mecânica dos Solos que pode ser considerado como ensaio padrão nesta área de conhecimento (Ortigão, 1995). As principais vantagens encontradas no equipamento triaxial na caracterização tensão-deformação-

resistência são: fácil aplicação de tensões principais em direções conhecidas; controle de drenagem e medição de poro-pressão com simplicidade; utilização de amostras cilíndricas, pois os corpos de prova são cilíndricos e versatilidade do equipamento, utilizado para outros tipos de ensaios (Baldi et al., 1988). Em contrapartida, possui a limitação de restringir o estado de tensões permitindo apenas ensaios de compressão ($\sigma_2=\sigma_3$) e extensão ($\sigma_1=\sigma_3$), segundo Baldi et al. (1988).

A célula triaxial apresenta-se como uma câmara transparente de acrílico apoiada em uma base de alumínio na parte inferior e uma bucha e pistão na parte superior. O corpo de prova é colocado sobre um pedestal sobre o qual coloca-se também uma pedra porosa para facilitar a drenagem; no pedestal existe uma ligação com a base da célula. A carga axial é aplicada pelo pistão e a tensão confinante aplicada pela água que ocupa o cilindro de acrílico envolvendo a amostra. A Figura 2.6.1 mostra uma célula triaxial e seus principais componentes.

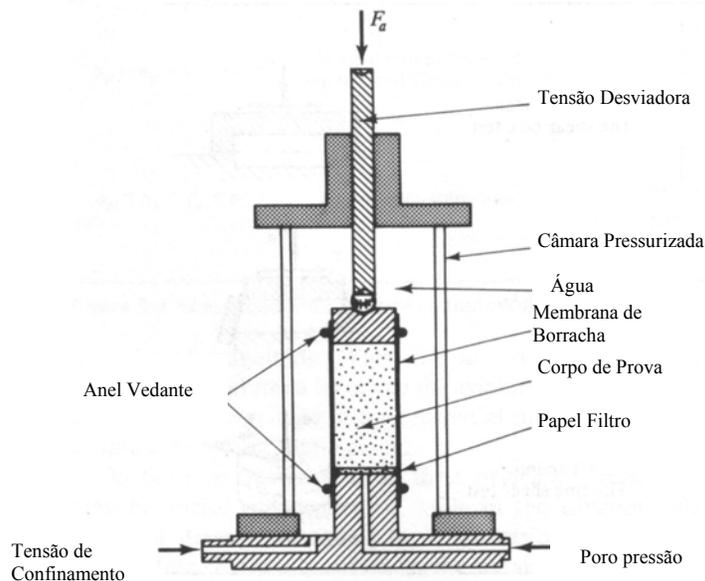


Figura 2.6.1 – Célula Triaxial.

Existem vários tipos de ensaios triaxiais que podem ser realizados, dependendo do comportamento real que se pretende simular para diferentes propriedades dos solos. O triaxial é basicamente dividido em duas fases distintas de procedimentos: adensamento e cisalhamento. Dentre os vários ensaios possíveis de serem realizados destacamos apenas os

ensaios não-drenados com diferentes tipos de consolidação, pois são os mais indicados para o tipo de solo estudado neste trabalho.

Ensaaios triaxiais não-adensados e não-drenados possuem como principal objetivo a determinação de S_u e E_u . Caracteriza-se pelo impedimento de variações volumétricas quando da aplicação da tensão de confinamento e da tensão desvio. Conforme Soares (1997) a principal vantagem deste tipo de ensaio é a simplicidade e rapidez em sua execução, já o principal defeito é que a tensão média efetiva de início do ensaio (p'_0) é inferior à tensão média efetiva real encontrada em campo. Baldi et al. (1988) afirmam que as trajetórias de tensões resultantes de ensaios triaxiais UU diferem dos caminhos descritos em ensaios onde ocorreram a restituição à tensão efetiva real encontrada *in situ*. A magnitude dessa redução da tensão efetiva depende de K_0 e do nível de perturbação da amostra devido aos procedimentos de amostragem, principalmente para argilas moles, sendo que a medida que a amostra se apresenta mais amolgada maior é o desvio dos caminhos de tensão (Skempton & Sowa, 1963). Segundo Hight (1993), quanto pior a qualidade da amostragem menores os valores de resistência, módulo de deformação e pressão de pré-adensamento, ou seja, S_u , E_u e σ'_{vm} .

Para ensaios triaxiais UU (não-adensado, não-drenado) deve-se buscar sempre a melhor técnica para retirada de amostras, evitando os erros inerentes deste ensaio para caracterização de resistência não-drenada em relação às condições do campo (Baldi et al., 1988). Sabe-se que este tipo de ensaio apresenta uma grande dispersão nos resultados, devido principalmente a variações de p'_0 na amostragem. Baldi et al. (1988) propuseram a determinação experimental da tensão média efetiva (p'_0) em combinação com a medição de poro-pressão durante o cisalhamento, para tentar melhorar a interpretação dos resultados.

2.7. TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Conforme Schofield e Wroth (1968) e Atkinson e Bransby (1978) os corpos de prova de areia quando levados a grandes deformações atingem um estado estável em que o índice de vazios e a resistência não sofrem variações. Esta característica encontrada não somente nas areias mas também nos solos moles e argilas é chamada de estado crítico.

Através de resultados de um conjunto de ensaios triaxiais realizados em amostras de um mesmo solo normalmente adensado é possível comparar o comportamento de cada ensaio

com diferentes condições de ruptura. Cabe salientar que neste estudo serão considerados apenas solos que se apresentam normalmente adensados (outros casos quando citados são acompanhados de suas respectivas características).

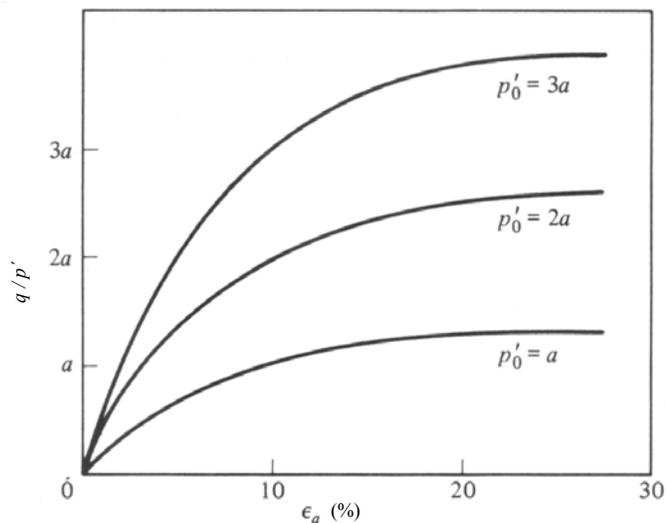


Figura 2.7.1 – Ensaios triaxiais não-drenados no plano ϵ_a - q (Atkinson e Branby, 1978).

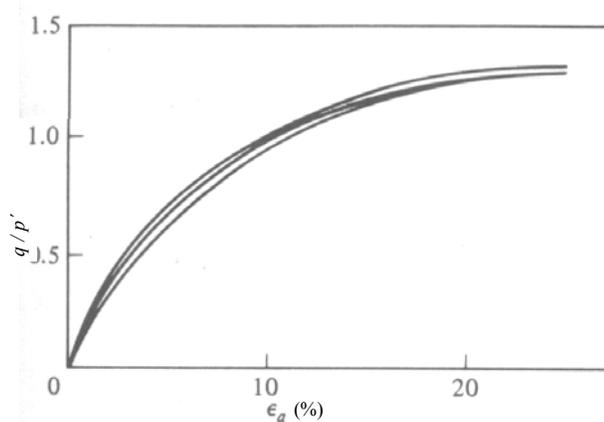


Figura 2.7.2 – Normalização das trajetórias ϵ_a - q (Atkinson e Branby, 1978).

No caso de argilas e solos moles, considere diversos ensaios triaxiais não-drenados com amostras normalmente adensadas sob diferentes estados de tensão isotrópica, diferentes valores de p'_0 , submetidos ao cisalhamento por compressão. Observa-se na Figura 2.7.1 que os três ensaios apresentam um mesmo formato de trajetória tendo diferenciação quanto à magnitude da resistência devido aos diferentes valores de p'_0 para cada corpo de prova.

Normalizando-se estes ensaios através de suas respectivas tensões de pré-adensamento p'_0 , observa-se a sobreposição das trajetórias de tensões, mostrando que todas possuem a mesma forma de ruptura, conforme ilustrado na Figura 2.7.2.

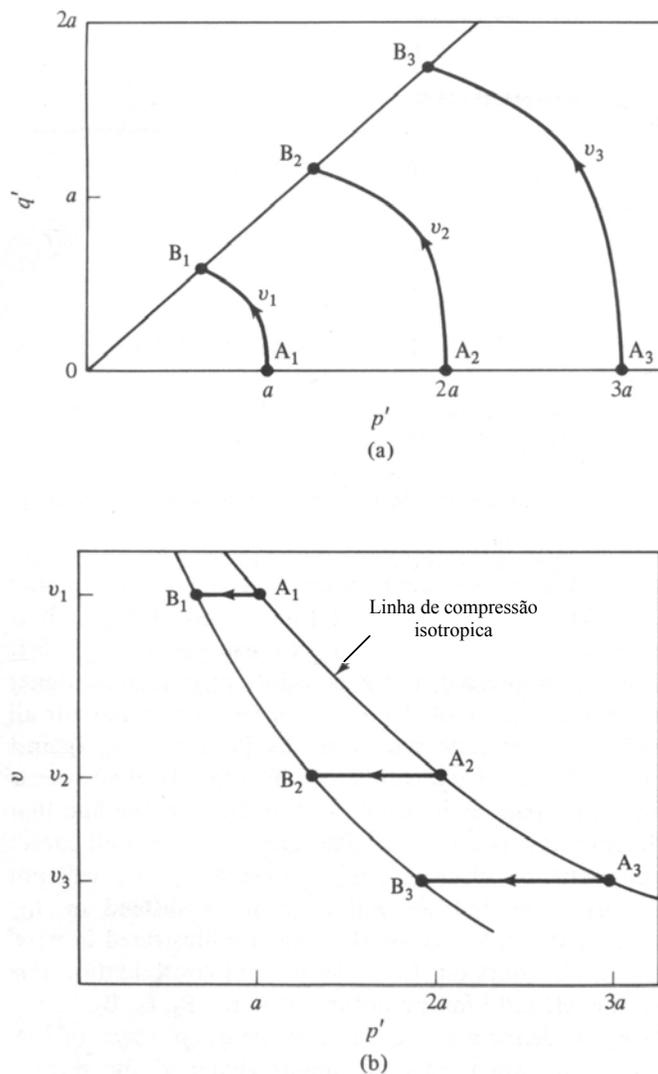


Figura 2.7.3 - Amostras normalmente adensadas sujeitas a corte CIU – plano p' - q e p' - v (Atkinson e Branby, 1978).

Primeiramente devemos definir o parâmetro volume específico como:

$$v = 1 + e. \quad (1)$$

Olhando o gráfico na Figura 2.7.3, que se dá no plano p' - q e p' - v , nota-se que as trajetórias de tensão durante os ensaios também apresentam formas semelhantes, reforçando a

idéia que as amostras são todas normalmente adensadas, definindo uma linha de ruptura reta passando pela origem que caracteriza a LEC (linha de estado crítico) no gráfico $p'-q$. Já no plano $p'-v$, os pontos de ruptura das amostras apresentam uma curva suave, conforme a curva LIC (linha de compressão isotrópica) onde começam as trajetórias de cada ensaio. As linhas de ruptura definidas pelos ensaios nos planos $p'-q$ e $p'-v$ são as projeções de uma linha tridimensional, designada por linha de estado crítico conforme Figura 2.7.4. A LEC quando plotada no plano $\log p'-v$ assume a forma de uma linha reta, e é descrita pela seguinte equação, conforme Figura 2.7.5:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (2)$$

sendo λ a inclinação da reta em um gráfico semi-logarítmico e Γ o valor de v correspondente a um estado de tensões p' de 1kPa.

Já a projeção da LEC no plano $p'-q$ é descrita pela equação:

$$q = Mp' \quad (3)$$

onde M é a inclinação da linha de estado crítico. Nota-se que a equação referente ao plano $\log p'-v$ é semelhante a da LIC, linha de compressão virgem, que é descrita por:

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (4)$$

onde λ também representa a declividade da reta e N representa o valor de v que corresponde a um valor de p' de 1 kPa. Para a LRC (linha de recompressão) encontram-se os mesmos formatos de curvas descritas anteriormente, sendo a inclinação da reta no plano $\log p'-v$ definida pelo parâmetro κ . Uma das formas de obtenção das declividades das linhas de estado crítico, de adensamento isotrópico e de recompressão é através de relações com os parâmetros obtidos de ensaios de adensamento oedométrico, através das seguintes equações apresentadas por (Atkinson e Branby, 1978):

$$\lambda = \frac{C_c}{2,303};$$

$$\kappa = \frac{C_s}{2,303}.$$
(5)

Deve-se lembrar que esta ultima relação é uma aproximação, pois o valor de k_0 varia com o OCR.

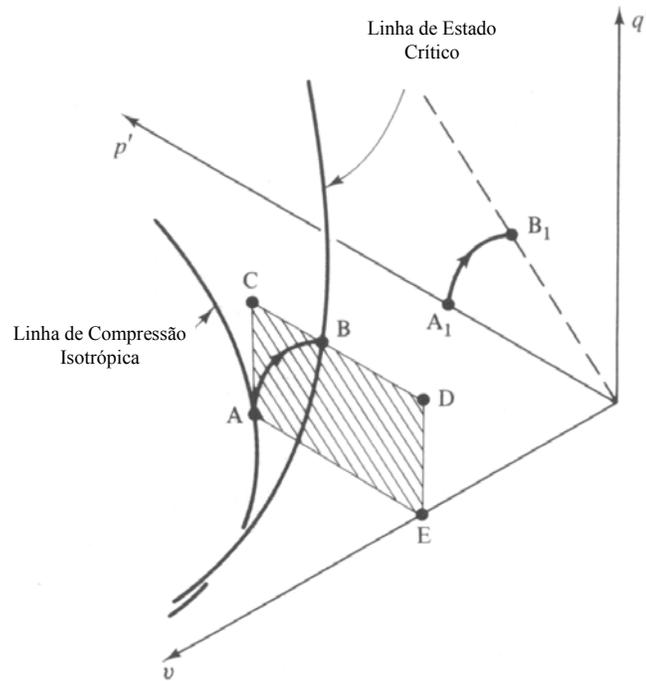


Figura 2.7.4 - Trajetória de ensaio não-drenado em representação tridimensional: q, p', v (Atkinson e Branby, 1978).

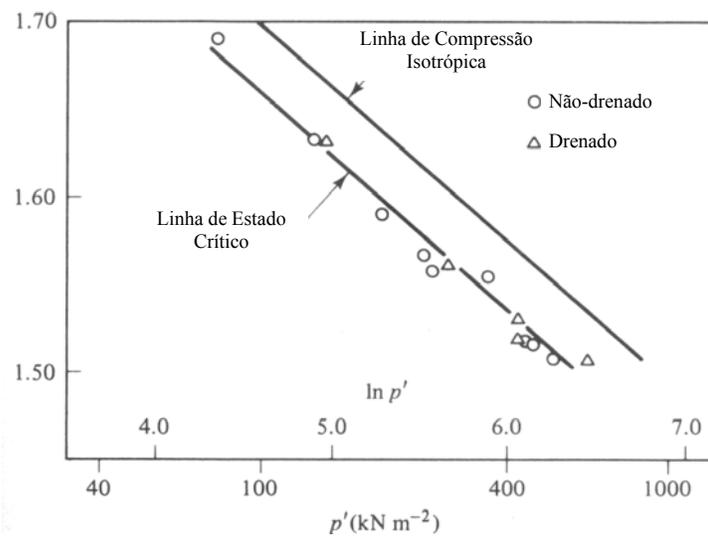


Figura 2.7.5 - LIC e LEC para o gráfico $\log p' \times v$ (Atkinson e Branby, 1978).

A Figura 2.7.5 representa a LEC para um determinado solo que atingiu a ruptura através de ensaios de compressão não-drenada com adensamento isotrópico, na qual observa-se que não há variação do volume específico (v), ou seja, do índice de vazios (e). Nota-se também nesta Figura, que aparecem alguns resultados de ensaios drenados, e que os seus comportamentos na ruptura parecem ser iguais aos encontrados para ensaios não-drenados.

Considere-se um conjunto de ensaios triaxiais de compressão, drenados, realizados em argilas normalmente adensadas, adensadas isotropicamente com diferentes valores de tensão principal inicial de pré-adensamento p'_0 (Atkinson e Bransby, 1978). As curvas obtidas nos gráficos q - ϵ_a são extremamente semelhantes e diferenciam-se apenas devido a p'_0 que provocam diferentes valores de q na ruptura. As curvas referentes aos parâmetros ϵ_v - ϵ_a apresentam-se justapostas conforme ilustrado nas Figuras 2.7.6 e 2.7.7, mostrando o mesmo comportamento dos ensaios não-drenados. As trajetórias anteriormente citadas podem ser plotadas após uma normalização de q/p'_0 versus ϵ_a , como mostra a Figura 2.7.8, que promove uma superposição das trajetórias de tensões dos diversos ensaios (Atkinson e Bransby, 1978).

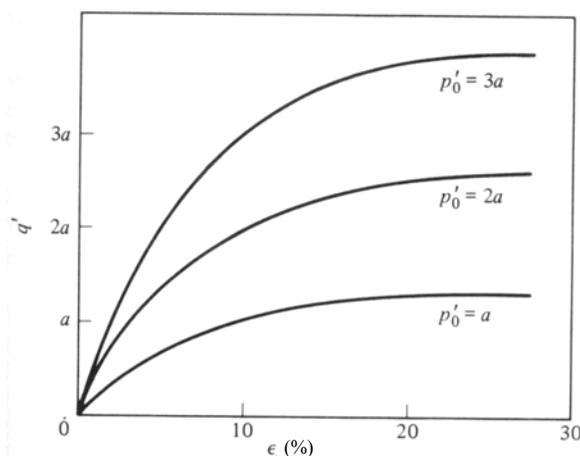


Figura 2.7.6 – Ensaios triaxiais drenados – plano ϵ_a - q (Atkinson e Bransby, 1978).

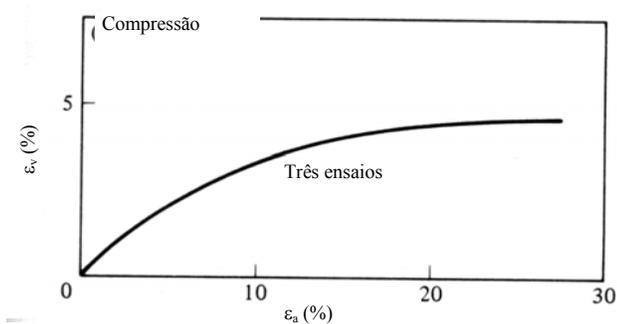


Figura 2.7.7 – Gráfico ϵ_a - ϵ_v (Atkinson e Bransby, 1978).

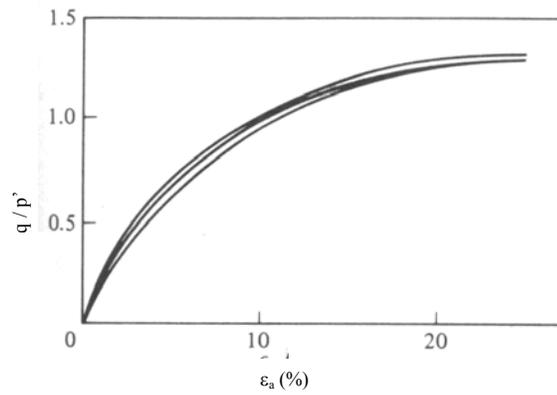


Figura 2.7.8 – Normalização com a tensão de pré-adensamento p'_0 (Atkinson e Bransby, 1978).

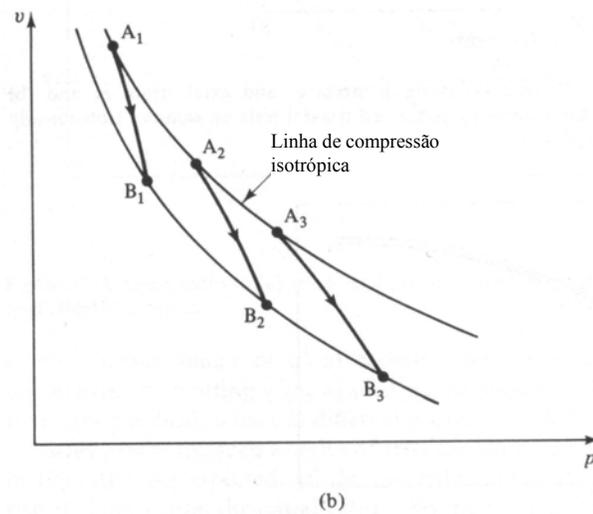
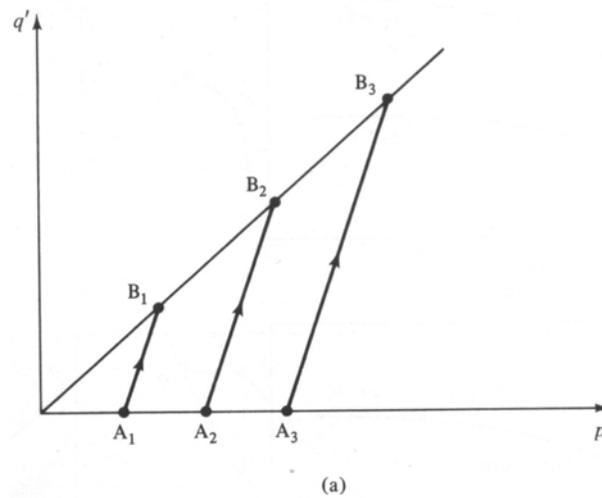


Figura 2.7.9 – Caminhos de tensões de ensaios não-drenados – planos p' - q e p' - v (Atkinson e Bransby, 1978).

As trajetórias do conjunto de ensaios no plano p' - q são apresentadas na Figura 2.7.9, na qual observa-se que todos os ensaios possuem a tendência de sofrer ruptura em diferentes níveis de tensões devido aos diferentes valores de p'_0 . Observa-se também que através dos pontos de ruptura pode-se traçar uma linha que começa na origem do gráfico p' - q , que seria a linha de estado crítico deste solo. Na Figura 2.7.9.b apresenta-se o gráfico p' - v que mostra as trajetórias dos ensaios da linha de compressão isotrópica até a ruptura das amostras, ou seja, linha de estado crítico, mostrando a variação de volume específico v para ensaios drenados. Observando-se a Figura 2.7.10 no âmbito tridimensional nota-se que embora sigam caminhos diferentes até a ruptura, os ensaios drenados e não-drenados apresentam a mesma LEC, comprovando afirmação anteriormente citada.

A LEC é definida pelos pontos de coordenadas (p', q, v) que definem o estado em que o solo chega à ruptura. A evolução no espaço p' - q - v da amostra isotropicamente adensada e submetida a ensaios drenados e não-drenados de compressão é mostrada na Figura 2.7.11.a e b. na qual os planos onde se desenvolverão as trajetórias de tensões de ambos os ensaios até a ruptura estão sombreados. Estas informações de que a linha de estado crítico é a mesma para qualquer tipo de ensaio triaxial e para qualquer condição de tensões possibilita conhecer as condições da amostra no instante da ruptura em compressão triaxial, sabendo-se apenas sua condição inicial de tensão p'_0 , suas condições de drenagem e a posição da LEC no espaço, obtida através dos parâmetros M , Γ e λ .

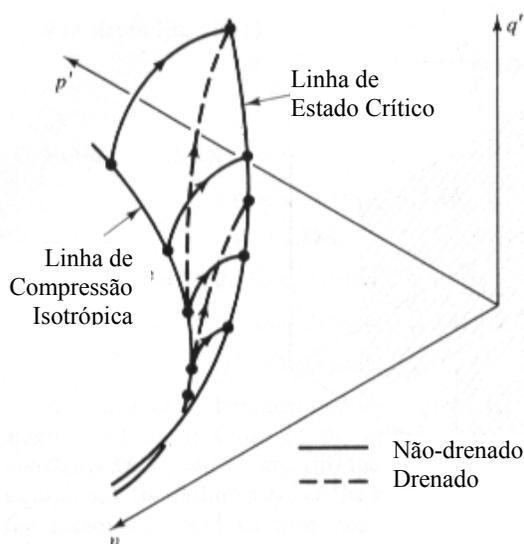


Figura 2.7.10 – Trajetórias de ensaios drenados e não-drenados no espaço tridimensional - p' - q - v (Atkinson e Bransby, 1978).

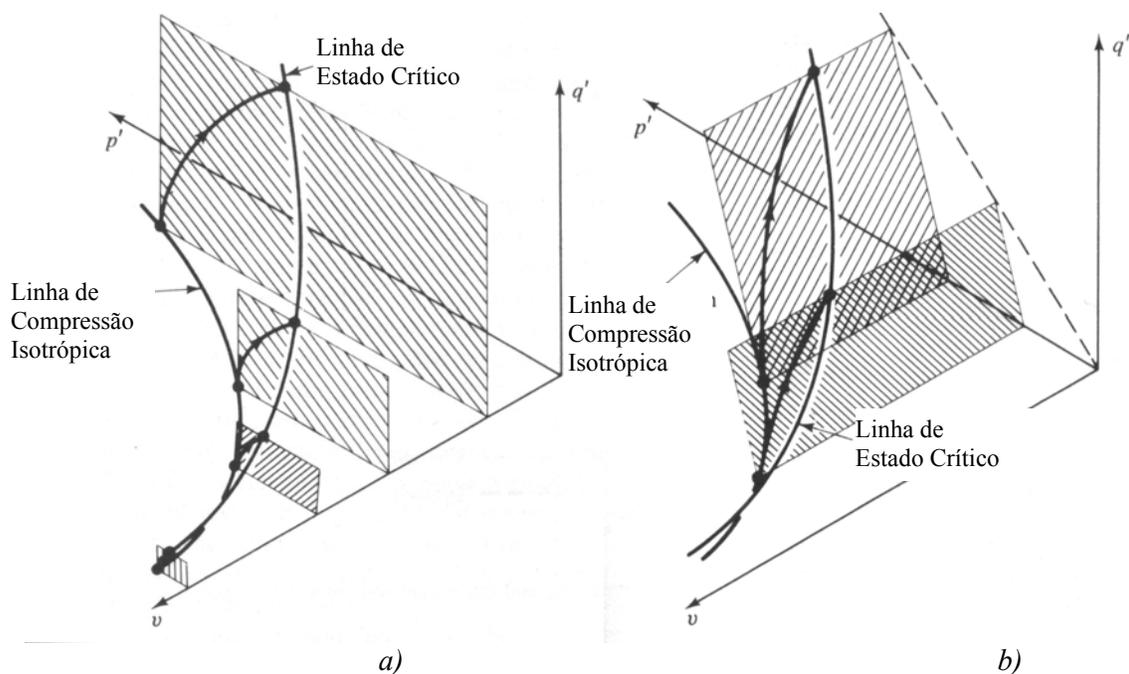


Figura 2.7.11 – Planos seguidos pelas trajetórias de tensões: a) drenados e b) não-drenados (Atkinson e Bransby, 1978).

2.8. SUPERFÍCIE DE ROSCOE

Viu-se em ensaios drenados ou não-drenados que, para um particular valor de p'_0 , é possível construir-se o plano que representa a trajetória de cisalhamento do corpo de prova até o processo de ruptura, lembrando que para diferentes valores de p'_0 tem-se diferentes planos drenados e não-drenados. Na Figura 2.7.11.a observam-se quatro planos de ensaios drenados referentes a quatro valores de p'_0 e na Figura 2.7.11.b são mostrados os planos não-drenados referentes a dois valores de p'_0 . Em todos casos apresentados as amostras são normalmente adensadas. Em ambas as trajetórias (drenadas e não-drenadas) observa-se uma superfície tridimensional curva unindo a linha de compressão isotrópica e a linha de estado crítico. Os ensaios não-drenados definem de forma mais visível esta superfície, pois possuem trajetórias com v constante. Os ensaios drenados traçam um caminho que corta as trajetórias dos ensaios não-drenados, pois exibem variação volumétrica, conforme mostra a Figura 2.7.10.

É sabido que para ambos os ensaios, drenados e não-drenados, o caminho de tensões tem começo na linha de compressão isotrópica (LIC) e termina na linha de estado crítico (LEC), conforme discutido por Atkinson e Bransby (1978), (Figura 2.8.10).

Uma maneira de obter esta comprovação é através da realização de uma série de ensaios drenados em amostras normalmente adensadas, com diversas medições de volumes específicos em diferentes estágios do ensaio, construindo-se assim uma série de linhas curvas que representam linhas de mesmo volume específico, como mostra a Figura 2.8.2.

A comprovação de que existe apenas uma superfície para os dois tipos de ensaios é feita na Figura 2.8.3 através da observação das formas das curvas de ensaios drenados com mesmo v e as curvas de ensaios não drenados que também possuem v constante e que apresentam o mesmo formato, provando a existência de uma única superfície tridimensional para ambos os ensaios.

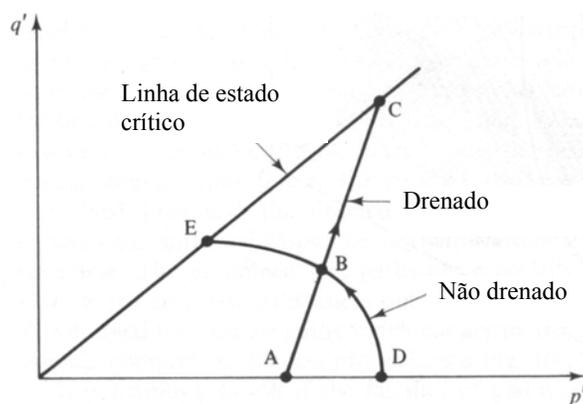


Figura 2.8.1 – Ensaios triaxiais drenados e não drenados (Atkinson e Bransby, 1978).



Figura 2.8.2 – Conjunto de ensaios drenados e curvas de mesmo v (Atkinson e Bransby, 1978).

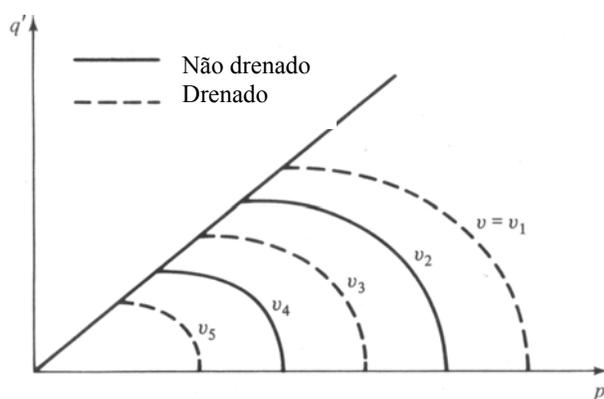


Figura 2.8.3 – Ensaios triaxiais drenados e não drenados (Atkinson e Bransby, 1978).

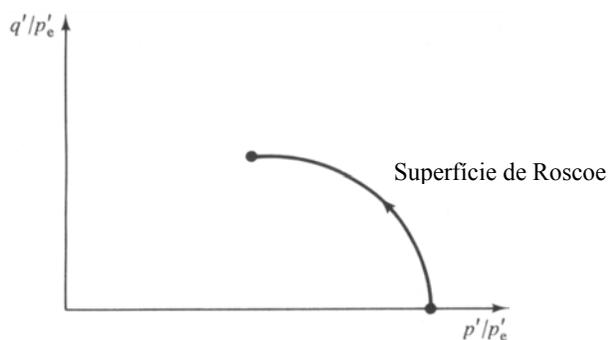


Figura 2.8.4 – Normalização dos ensaios drenados e não drenados (Atkinson e Bransby, 1978).

Observando-se a Figura 2.8.3 que mostra diversos ensaios de cisalhamento drenados e não drenados no plano p' - q nota-se a semelhança dos caminhos de tensões por eles desenvolvidos bem como os diversos comprimentos de cada caminho e a relativa tensão de pré-adensamento inicial p'_0 . Já na Figura 2.8.4 que consiste da normalização das trajetórias de ensaios triaxiais não drenados através da tensão de pré-adensamento inicial ($q/p'_e - p'/p'_e$) nota-se a sobreposição das trajetórias de tensões. Esta trajetória única normalizada engloba portanto ensaios drenados e não drenados que pode ser confirmada através da lembrança de que em um ensaio drenado ocorre o cruzamento de diversos caminhos de ensaios não drenados, que quando normalizados também em relação a tensão de pré-adensamento isotrópico p'_0 , resulta em uma única curva. Portanto, se ocorrer a normalização das trajetórias de tensões feita através da tensão de pré-adensamento isotrópico p'_0 , que para o valor de v se situa em cima da linha de compressão isotrópica, este também se sobreporá a normalização dos ensaios não drenados.

A equação da superfície de Roscoe que indica o valor relativo de p'_0 para um dado valor de v é expressa pela seguinte relação:

$$p'_0 = \exp[(N - v) / \lambda] \quad (6)$$

2.9. SUPERFÍCIE DE HVORSLEV

No item anterior estudaram-se solos que se apresentavam normalmente adensados e levemente pré-adensados e que se caracterizavam pela existência da linha de estado crítico quando da ruptura das amostras, e uma superfície de estado limite, ou seja, superfície de Roscoe, que limita os estado de tensões das amostras com estas características que se movem da linha de adensamento isotrópica até a linha de estado crítico. Neste item discute-se o comportamento de solos que se apresentam pré-adensados e suas características.

O caminho seguido por ensaios de compressão triaxial de uma amostra levemente pré-adensada pode se situar na superfície de Roscoe, mesmo sabendo que no final do processo de adensamento, o ponto que traduz o estado de tensões da amostra não aparece sobre a linha de compressão isotrópica (LIC).

Conforme a Figura 2.9.1, que compara os caminhos de tensões nos planos p' - v e p' - q em ensaios não drenados de amostras normalmente consolidadas e outras pré-adensadas, que apresentam o mesmo v (ou seja, mesmo p'_f), nota-se que embora as trajetórias seguidas sejam totalmente diferentes, ambos tendem a romper no mesmo ponto da LEC. Nota-se também que o caminho seguido pela amostra pré-adensada atravessa a LEC para posteriormente retornar suavemente até a envoltória ao final do ensaio.

Uma forma de comparar resultados de vários ensaios drenados e não drenados, com diferentes estados iniciais de tensões, é através da representação em plano normalizado p'/p'_0 - q/p'_0 , como mostra a Figura 2.9.2, onde verifica-se que todos os estados de ruptura representados por um ponto seguem a mesma tendência de formação de uma linha reta, limitada a sua direita pela superfície de Roscoe. Já observando a Figura 2.9.3 nota-se que existe outra limitação a esquerda da LEC, onde concentra-se a região de aplicação de tensões

de tração, impossível de ser obtida para solo em geral. Portanto o valor mínimo de σ_3 é zero, onde $q = \sigma'_1$ e $p' = \sigma'_1/3$ e ainda $q/p' = 3$.

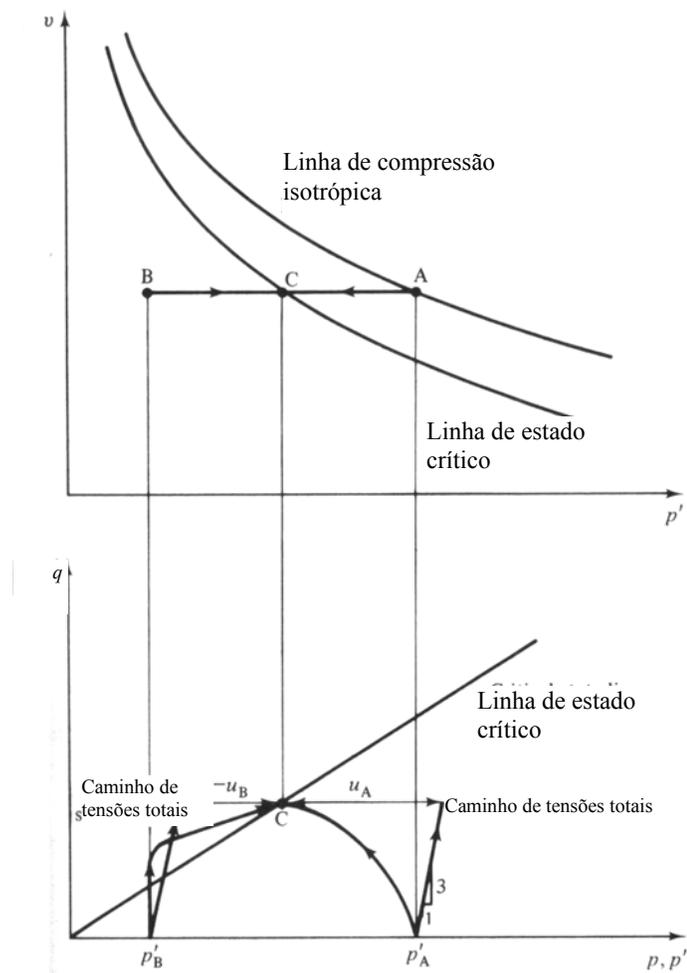


Figura 2.9.1 – Amostras NA e SA com trajetórias de tensão total e efetiva (Atkinson e Bransby, 1978).

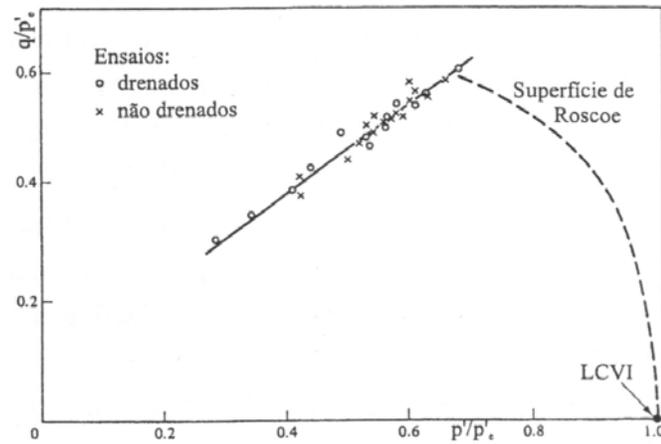


Figura 2.9.2 – Ensaio drenados e não drenados normalizados através de p'_0 (Atkinson e Bransby, 1978).

A superfície de Hvorslev é a superfície que contém os estados de ruptura de amostras pré-adensadas e que é limitada pela LEC e pela superfície plana $q/p' = 3$ e esta intersecta a superfície de Roscoe ao longo da LEC.

A principal consequência da existência da superfície de Hvorslev é que a tensão de cisalhamento da amostra q , na ruptura, depende simultaneamente da tensão normal média p' e do volume específico v , também na ruptura. Esta dependência pode ser traduzida através da equação de superfície (1) definida na Figura 2.9.3, como:

$$\frac{q}{p'} = g + h \cdot \left(\frac{p'}{p'_e} \right); \quad (7)$$

Levando em consideração que esta superfície contém a LEC, e que apresenta os parâmetros (p'_f , q_f , v_f) na ruptura, afirma-se que:

$$q = M \cdot p'; \quad (8)$$

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p'; \quad (9)$$

$$g = (M - h) \cdot \exp \left[\frac{(\Gamma - v)}{\lambda} \right]. \quad (10)$$

Então a equação da superfície de Hvorslev (5) pode ser definida como:

$$q = (M - h) \cdot \exp\left[\left(\frac{\Gamma - \nu}{\lambda}\right)\right] + (h \cdot p') \quad (11)$$

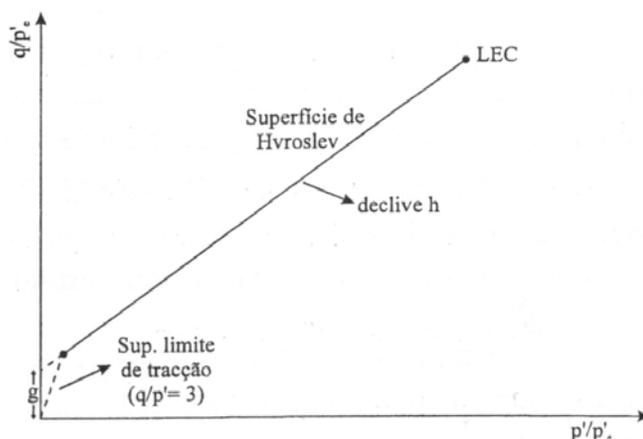


Figura 2.9.3 – Superfície de Hvorslev (Atkinson e Branby, 1978).

Esta equação indica que a tensão de cisalhamento na ruptura para solos pré-adensados possui duas componentes; a primeira depende apenas dos parâmetros do solo em estudo (M , h , Γ e λ) e do volume específico deste na ruptura, e a segunda é proporcional ao valor da tensão efetiva média p' , dependendo de apenas um parâmetro característico do solo, h .

Portanto a LEC é definida pela intersecção das duas superfícies: a de Roscoe e a de Hvorslev. Esta LEC é o local geométrico para onde tendem as amostras de solos normalmente adensados e pré-adensados no final dos ensaios. Esta afirmação possui um estado particular encontrado em solos pré-adensados, chamado estado último, que se caracteriza pela existência de grandes deformações, sem variações de tensões. Este estado que pode ser alcançado para amostras pré-adensadas, geralmente não é atingido em ensaios triaxiais, devido as grandes deformações necessárias para atingí-lo, impedindo uma correta medição das deformações devido a formação de planos de cisalhamento e concentração de tensões (Coelho, 2000).

Num ensaio em amostra pré-adensada é importante distinguir o estado de ruptura e o estado último. A ruptura ocorre anteriormente e pode se caracterizada através de diversos critérios, sendo os principais: o valor máximo de q e da razão máxima de tensões (σ'_1/σ'_3),

sendo este último mais utilizado em trajetórias não drenadas. O estado último ocorre após à ruptura, para grandes deformações.

2.10. SUPERFÍCIE DE ESTADO LIMITE

As superfícies de Roscoe e de Hvorslev na sua concepção constituem superfícies de estado limite, pois separam estados possíveis e impossíveis dos solos em geral. Observando-se a Figura 2.10.1 nota-se que tanto as trajetórias normalizadas de ensaios drenados como os não drenados de amostras com diferentes níveis de pré-adensamento não ultrapassam as superfícies limites.

Se considerarmos a superfície que caracteriza a impossibilidade de aplicação de tensões de tração do solo, conforme a Figura 2.10.2, chegamos a determinação completa da superfície de estado limite (SEL), no plano p'/p'_0 - q/p'_0 , para solos com adensamento isotrópico e submetidos ao cisalhamento triaxial.

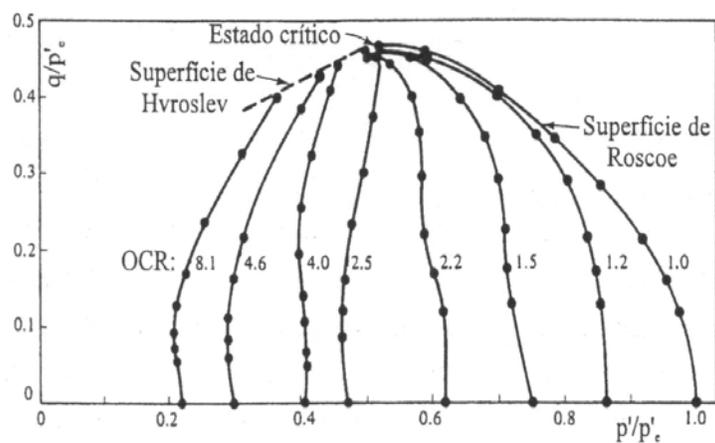


Figura 2.10.1 – Trajetórias de amostras com diferentes níveis de pré-adensamento (Atkinson e Branby, 1978).

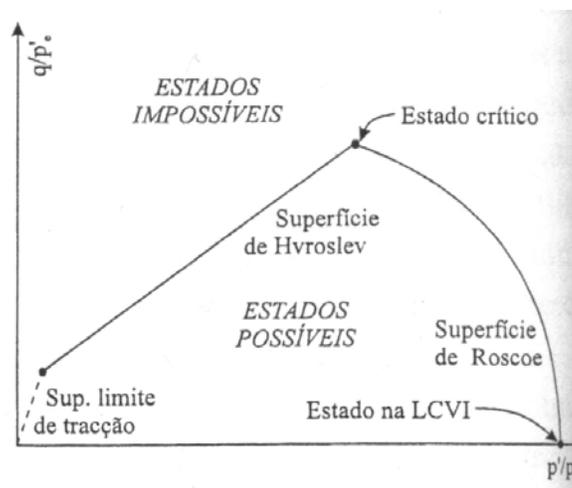


Figura 2.10.2 – Superfície de Estado Limite (Atkinson e Branby, 1978).

A Figura 2.10.3 ilustra a forma tridimensional da superfície de estado limite de compressão com adensamento isotrópico, no espaço p' - q - v . A Figura mostra a superfície de estado limite como um ápice definido pela intersecção das superfícies de Roscoe e de Hvorslev, com altura e declive crescentes com aumento da tensão média p' .

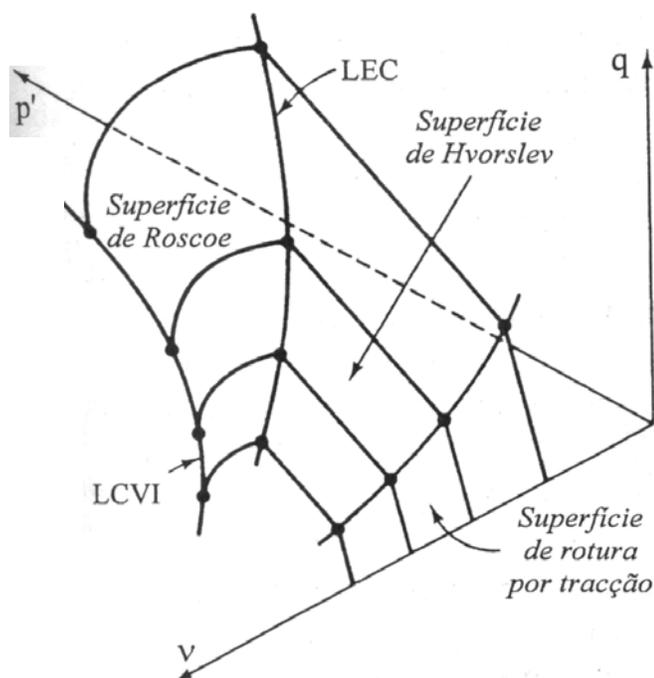


Figura 2.10.3 – Idealização da superfície de estado limite tridimensionalmente (Atkinson e Branby, 1978).

3. CARACTERIZAÇÃO

Este capítulo visa a caracterização dos depósitos de argilas moles da Região Metropolitana da Cidade de Porto Alegre e da Cidade de Rio Grande, ambas no Estado do Rio Grande do Sul, através de seus índices físicos. Ênfase é dada à comparação das semelhanças e diferenças de propriedades das diferentes áreas de estudo com o intuito de melhor compreender o comportamento destes solos. Cabe salientar que alguns dados utilizados neste capítulo foram obtidos de ensaios de laboratório de campo descritos em detalhe nos capítulos subsequentes.

Seis locais de estudos são apresentados e discutidos neste trabalho:

- a) CEASA-Porto Alegre;
- b) Aeroporto Internacional Salgado Filho-Porto Alegre;
- c) BR-386 trecho Canoas-Rio dos Sinos, chamada rodovia Tabai-Canoas;
- d) Porto Novo-Rio Grande;
- e) Superporto e Tecon- Rio Grande;
- f) Molhes da Barra- Rio Grande.

3.1. PEDOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO - PORTO ALEGRE

Os locais em estudo encontram-se na unidade de mapeamento Vacacaí, onde predominam os Planossolos (Lemos et al., 1973), que nos locais investigados são classificados como Glei Húmico. Em geral, os solos Glei estão associados a Planossolos, ocupando as microdepressões ou as partes mais baixas da paisagem, enquanto que os Planossolos ocorrem nas pequenas depressões cujo desnível alcança, no máximo, 1,5 m (Klamt et al., 1985). A diferença básica entre Planossolos e Glei está no gradiente textural abrupto entre os horizontes A e B, que existe no primeiro tipo e não no segundo (Soares,1997).

Os solos Glei são solos hidromórficos pouco evoluídos e apresentam superficialmente altos teores de matéria orgânica e características morfológicas no perfil, típicas de condições

reductoras (cores cinzentas), proporcionadas pela influência do lençol freático próximo ou mesmo aflorante à superfície (Vieira, 1988; Klamt et al., 1985 e Camargo et al., 1987).

3.2. PEDOLOGIA E CLASSIFICAÇÃO – RIO GRANDE

A camada de solo mole encontrada na região de Rio Grande, que consiste de uma argila siltosa orgânica, é um tipo de sedimento citado por geólogos com sedimentos fluvio lagunares e de baías depositados no Holoceno em lagunas e baías (Dias, 1998). Sobre esta camada de solo mole encontram-se sedimentos de areia fina com pouca presença de argila e uma superficial de areia fina siltosa. A formação destas camadas arenosas em sobreposição à argilosa se daria, através de estudos, no período Holoceno, segundo evidências geomofológicas (feixes de cordões litorâneos e velhos canais) conforme Dias, 1998.

Um evento geológico que marcou a passagem Pleistoceno-Holoceno foi aumento do nível do oceano de cerca de 5 m, que na região de Rio Grande foi chamado de Transgressão Quinta (Godolphim, 1976). Sua ação foi comprovada na formação de uma falésia de cerca de 2 m de altura, que hoje encontra-se à 20 m da linha da praia (Godolphim, 1976). Os terrenos pleistocênicos marinhos, nomeados Formação Chuí, teriam servido de construção à falésia, que interliga os terrenos pleistocênicos marinhos e os holocênicos marinhos e lagunares (Dias, 1998).

3.3. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

As argilas encontradas nas regiões de Porto Alegre e Canoas situam-se na várzea de rios e são depósitos superficiais; já os solos moles de Rio Grande encontram-se no estuário de uma laguna, apresentando depósitos de argilas profundos. Em ambos os casos os depósitos apresentam espessuras variáveis. Uma descrição geológica destas regiões é apresentada por Soares (1997), para a região metropolitana de Porto Alegre, e Dias (1992) para a região de Rio Grande.

Na Figura 3.3.1 apresenta-se o gráfico de plasticidade de Casagrande, onde estão caracterizados os resultados obtidos de diversos ensaios realizados nos seis locais analisados da Região Sul do Brasil. Cabe salientar que os valores utilizados na carta referem-se aos solos no seu estado natural. Esta classificação é chamada de Classificação Unificada e usualmente

adotada para solos de granulometria fina, principalmente para solos plásticos, fornecendo informações quantitativas sobre algumas características dos solos. Na Figura 3.3.1 observa-se que os valores correspondentes à relação $I_p \times w_L$ situam-se todos sobre a chamada “Linha A”, havendo porém uma variação significativa nos valores do Limite de Liquidez, na faixa entre 30 e 130%.

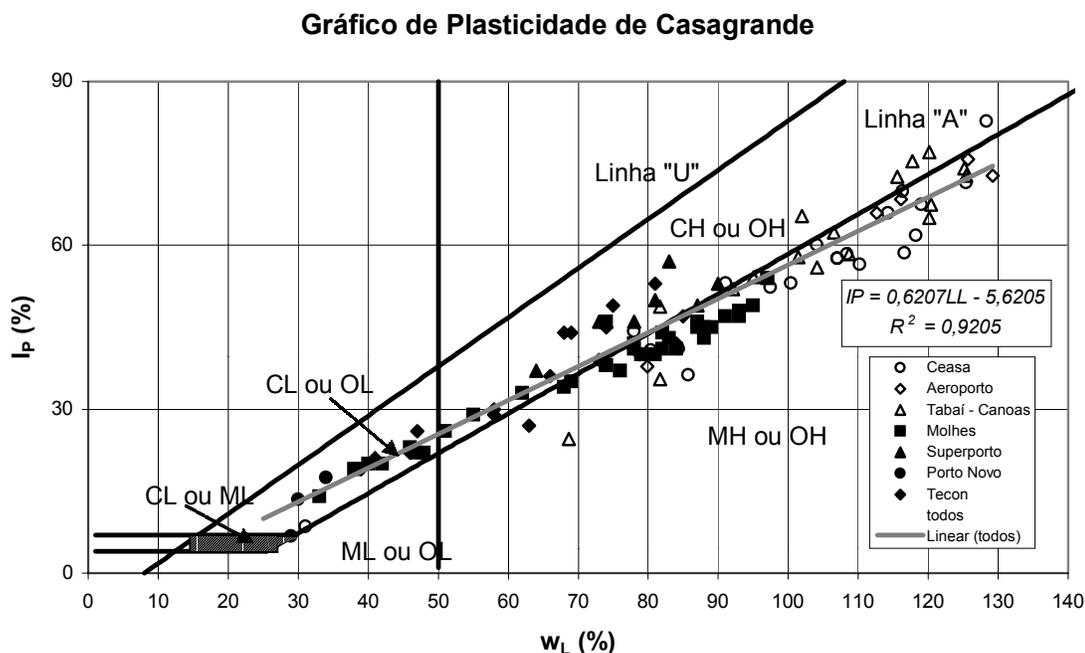


Figura 3.3.1. Gráfico de Plasticidade de Casagrande para os solos estudados.

Uma análise detalhada da Figura 3.3.1 mostra ainda uma tendência dos diversos depósitos estudados em seguir uma relação linear muito aproximada à “Linha A”, que representa a separação entre o material argila inorgânica das demais classificações de solos de granulometria fina. A equação obtida para a tendência dos diversos depósitos é representada como:

$$I_p = 0,6207 \cdot w_L - 5,6205 ; \quad (12)$$

enquanto a equação da “Linha A” é:

$$I_p = 0,75 \cdot w_L - 14,6 . \quad (13)$$

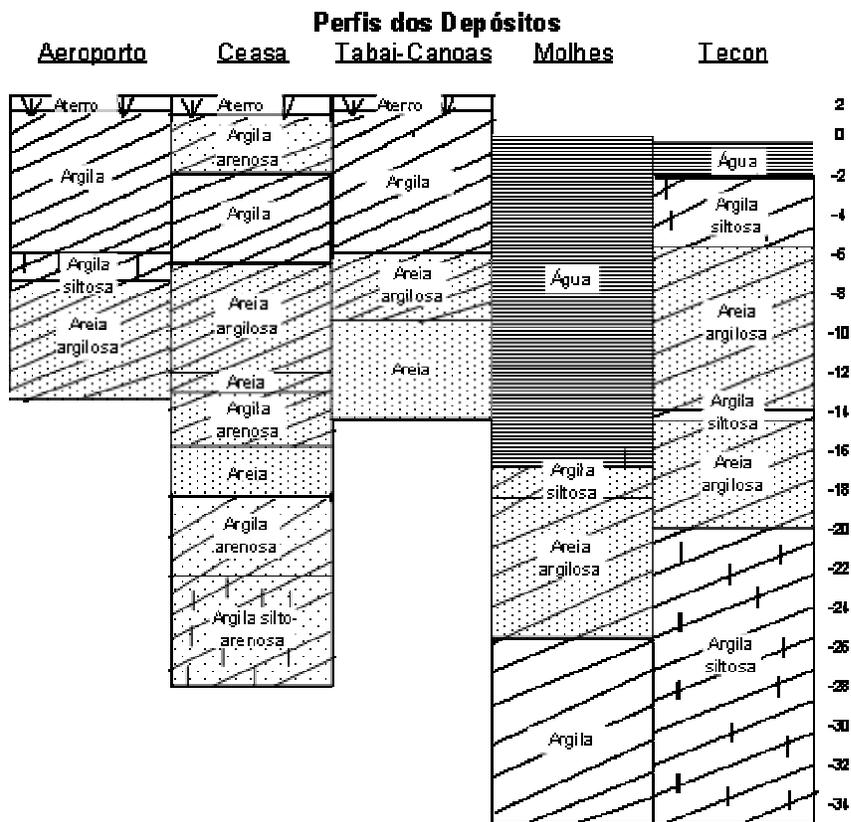


Figura 3.3.2. Perfis dos depósitos estudados.

Uma caracterização particular para cada local estudado é apresentada a seguir, sendo que, para reunir os dados geotécnicos das diferentes regiões, utiliza-se sempre o nível do mar como referência. Assim é possível para qualquer usuário calcular com precisão o nível de tensões geostáticas e avaliar a variação dos parâmetros constitutivos em função da profundidade dos depósitos. As Figuras 3.3.1 a 3.3.5 reforçam as características próprias de cada depósito e de cada região estudada, incluindo a Figura 3.3.2 que apresenta os perfis dos depósitos com seus materiais por profundidade.

É conveniente mencionar que os depósitos da Região Metropolitana de Porto Alegre apresentam invariavelmente a ocorrência de uma camada mais rígida, pré-adensada, de pequena espessura, junto à superfície, cuja presença é normalmente associada à variação do nível do lençol d'água, que produz a oxidação dos argilo-minerais e a consequente cimentação do solo. Recomenda-se com frequência, em projetos geotécnicos, preservar esta camada que confere suporte e trefegabilidade de máquinas e equipamentos.

3.3.1 Ceasa

A classificação do depósito segundo o gráfico de Plasticidade de Casagrande sugere a ocorrência de argila orgânica OH, de média e alta plasticidade, com uma espessura variando de +1,00 à -6,60 m. A profundidade do depósito é praticamente constante ao longo de toda a área podendo-se sugerir que o local apresenta uma espessura média de material argiloso de 7,60 m. Segundo observações coletadas nas amostras do ensaio SPT, existe uma camada superficial variando entre +1,00 à -2,10 m de argila com areia fina de cor cinza e de consistência mole e outra de -2,10 à -6,60 m de argila orgânica de cor preta e de consistência mole. Observa-se que o teor de umidade (w) deste local apresenta valores médios entre os Limites de Atterberg, limite de liquidez e limite de plasticidade, até uma profundidade de aproximadamente 4 m. Nas profundidades superiores, a umidade situa-se próxima e até ligeiramente superior ao limite de liquidez, apresentando como valores médios: w_p de 46%, w_L de 101%, I_p de 55% e w de 109%, conforme ilustrado na Figura 3.3.3. O índice de vazios médio é de 2,83, apresentando valores maiores nas camadas superficiais da argila e aumentando com a profundidade (Figura 3.3.5).

3.3.2 Aeroporto Internacional Salgado Filho

Apresenta a mesma classificação anterior, segundo Casagrande, mas com profundidades variando entre +1,50 e -6,00 m, para uma espessura média de 7,50 m. Conforme ensaios SPT, este material foi classificado como sedimento argiloso orgânico plástico, de cor preta e de consistência muito mole. A umidade natural deste depósito de argila encontra-se entre os limites de liquidez e de plasticidade até a profundidade de 3 m, aumentando a partir desta cota até igualar-se ao w_L . Os valores médios encontrados para estes índices foram: w de 88%, w_p de 44%, w_L de 108% e I_p de 60%. O índice de vazios médio é de 1,91, com dispersão significativa.

3.3.3 Tabai-Canoas

Conforme a classificação unificada (USCS, que utiliza o gráfico de Casagrande) este solo é classificado como OH-argila orgânica de média e alta plasticidade, com espessura média de 8,00 m. Existe no local uma camada superficial de +2,00 à +1,00 m de argila cinza escura com restos vegetais de consistência muito mole e outra subjacente, entre as

profundidades de +1,00 à -6,00 m, de argila siltosa cinza escura de consistência muito mole. O limite de liquidez é praticamente igual a umidade até a cota -2 m, sendo menor após esta profundidade, com consistência muito mole. As médias confirmam os padrões anteriormente descritos: w de 117%, w_p de 45%, w_L de 105% e I_p de 60%. A variação do índice de vazios com a profundidade é apresentada na Figura 3.3.5.

3.3.4. Porto Novo

Este solo é classificado como SC-areia argilosa, conforme classificação unificada (USCS), mas ensaios de piezocone (que serão apresentados no Capítulo 5) mostram uma reclassificação como argila areno-siltosa ou silte argiloso deste depósito. Sua profundidade é em média de 5 m com profundidade, variando entre as cotas -29 à -33 m. A umidade natural neste local encontra-se entre os limites de liquidez e de plasticidade, sendo em geral próxima ao w_L , com os seguintes valores médios: w de 25%, w_L de 29%, w_p de 18% e I_p de 13%. A faixa entre os limites de liquidez e plasticidade é muito pequena, e a umidade apresenta valores mínimos regionais, mostrando um comportamento diferenciado dos demais solos moles do Estado do Rio Grande do Sul, conforme Figura 3.3.4. A média do índice de vazios encontrada é de 0,68, mostrando uma distribuição uniforme com a profundidade (com uma pequena tendência a diminuição com a profundidade), apesar de poucos pontos de medição para análise no gráfico da Figura 3.3.5 Este solo apresenta algumas diferenças em relação aos outros aqui estudados, devido a sua classificação e comportamento. Essas diferenças serão visíveis nas diversas análises dos diversos parâmetros de caracterização dos solos e serão especificadas quando necessárias.

3.3.5. Superporto e Tecon

A classificação do solo foi feita em quatro diferentes profundidades, fornecendo a seguinte classificação: SC-areia argilosa para profundidade de -20 metros; CL-argila arenosa inorgânica de baixa e média plasticidade até -27 m; CH- argila inorgânica de alta plasticidade entre -28 à -42 m; e OH-argila orgânica de média e alta plasticidade entre -42 à -44 m. A profundidade deste depósito varia entre -28 e -41 m, com espessura média de 13 m. Os teores de umidade (média 51%) encontram-se entre os limites de plasticidade (média 30%) e de liquidez (média 72%), e o índice de plasticidade na média de 42%. O índice de vazios apresenta uma uniformidade com a profundidade e valores médios de 1,59.

3.3.6. Molhes

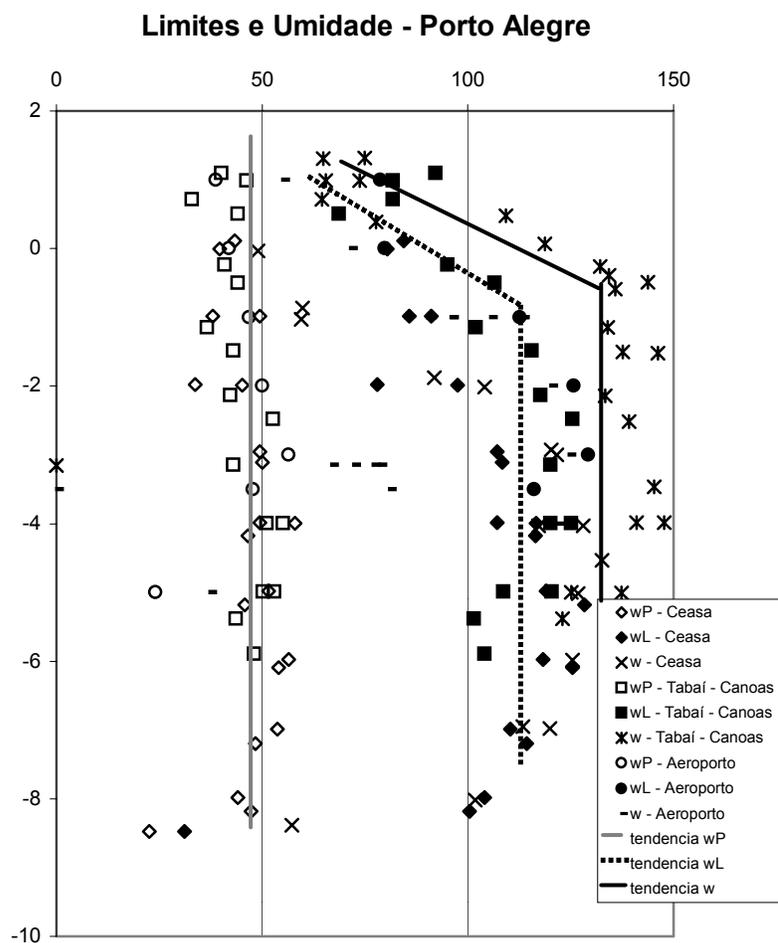
O tipo de solo encontrado na região *off shore* da obra de ampliação e nos molhes já existentes pode ser classificada como OH-argila orgânica de média e alta plasticidade. A profundidade encontrada neste depósito de argila, apresenta-se entre -24 e -32 m com uma profundidade média de 8 m. Os teores de umidade são em média 56%, apresentando valores próximos ao limite de liquidez em pequenas profundidades e valores intermediários entre os dois limites para profundidades maiores. As médias dos limites e do índice de plasticidade são: w_L de 72%, w_P de 35% e I_P de 37%. Em relação ao índice de vazios, a média encontrada neste depósito foi de 1,53.

3.3.7. Comparações e generalizações

Através desta caracterização observa-se que as argilas da região de Porto Alegre possuem valores maiores tanto do limite de liquidez quanto da umidade natural do solo quando comparadas a região de Rio Grande, mostrando que provavelmente teriam conseqüentemente um maior índice de vazios. Nota-se ainda que a umidade natural dos solos desta região encontram-se próximas ao limite de liquidez, demonstrando a alta plasticidade do solo, enquanto na região de Rio Grande a umidade natural apresenta valores predominantemente intermediários entre os dois limites (exceto o depósito do Porto Novo). Isto se deve aos diferentes ambientes de sedimentação e as diferentes pressões geostáticas existentes nas duas regiões. O índice de vazios foi caracterizado pela Figura 3.3.5, mostrando que na região de Porto Alegre ocorrem valores superiores aos encontrados em Rio Grande, que acabou confirmando a afirmativa quando da análise dos valores de limite de liquidez e do teor de umidade. Este comportamento é também facilmente explicado através da seguinte proposição: imaginemos dois solos sendo carregados com caminhos de tensões seguindo a linha k_0 , o solo que estiver com o menor nível de tensões apresentará menor índice de vazios, pois rebatendo-se essa trajetória para o plano $p'-v$, observa-se este comportamento.

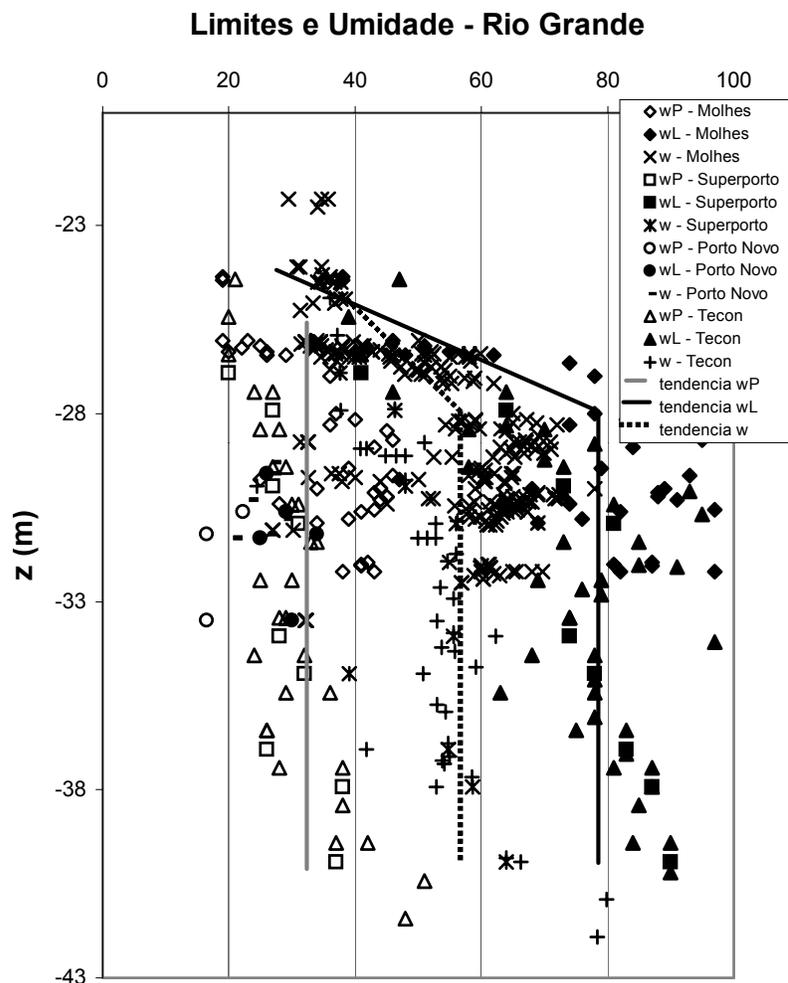
Os resultados de ensaios provenientes da região de Porto Alegre foram obtidos a partir de projetos de pesquisa e, portanto executados através de teses de Mestrado e Doutorado da UFRGS (Schnaid, 2000 e Schnaid et al, 2001; Soares, 1997; Nacci, 2000; Mántaras, 1995; Mántaras, 1998). Amostras amolgadas ocasionais e valores espúrios foram descartados seguindo critérios específicos de qualidade de amostragem. Os ensaios realizados na região de

Rio Grande, por outro lado, foram oportunizados através de programas de investigação geotécnica realizado durante a implantação de projetos de engenharia de grande porte, vinculados a estruturas portuárias. Como uma das propostas do trabalho é a compilação de um banco de dados com todas as informações possíveis, todos os resultados foram compilados, mesmo com claro amolamento de algumas amostras, evidenciando uma dispersão expressiva dos parâmetros geotécnicos. Parte da dispersão é explicada pela dificuldade de extração de amostras indeformadas dentro d'água, neste caso em condições “near- shore”.



Figuras 3.3.3 - Limites de Atterberg e umidade natural dos solos moles da região de Porto Alegre.

Para a região de Porto Alegre o peso específico apresenta-se bem caracterizado com um valor médio de 14 kN/m^3 , não observando-se qualquer variação significativa com a profundidade (Figura 3.3.6). Já para Rio Grande nota-se a grande dispersão de valores variando entre 15 e 20 kN/m^3 , com uma média de 17 kN/m^3 com uma clara tendência de redução com o aumento da profundidade, sendo que o depósito do Porto Novo apresenta um valor superior confirmando suas particularidades neste estudo.



Figuras 3.3.4 - Limites de Atterberg e umidade natural dos solos moles da região de Rio Grande.

Esta diferença entre as médias é compatível com a variação do índice de vazios, que na região de Porto Alegre é maior, fazendo com seu peso específico seja menor. Nas figuras onde aparecem circulos alguns dados classificados como material diferenciado cabe salientar que tratam-se das amostras do depósito do Porto Novo que apresenta uma classificação diferenciada dos demais depósitos estudados, apresentando índices físicos que fogem ao comportamento dos solos moles.

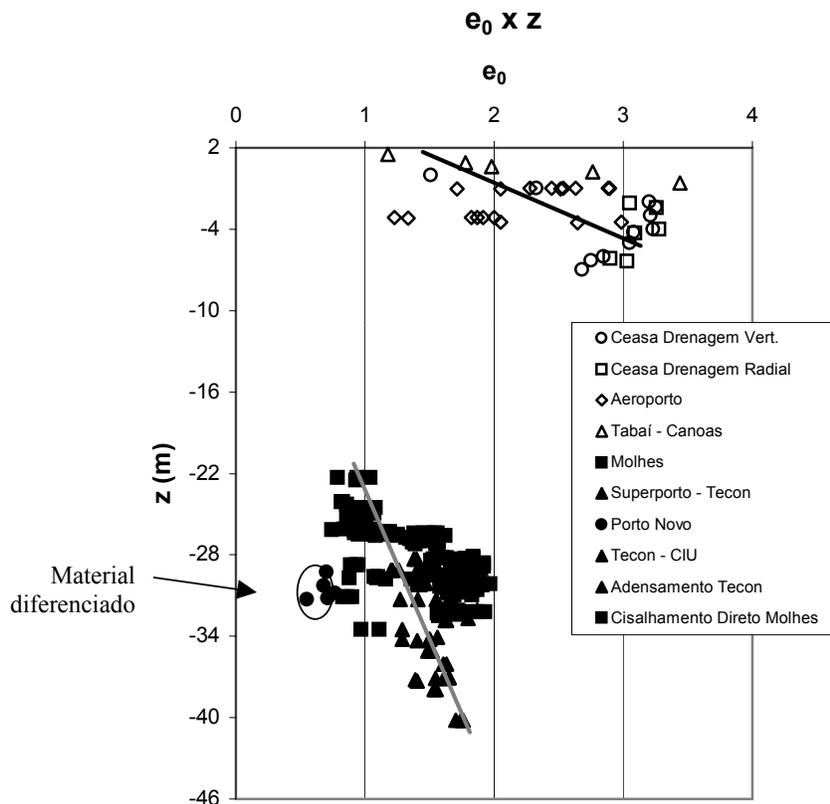
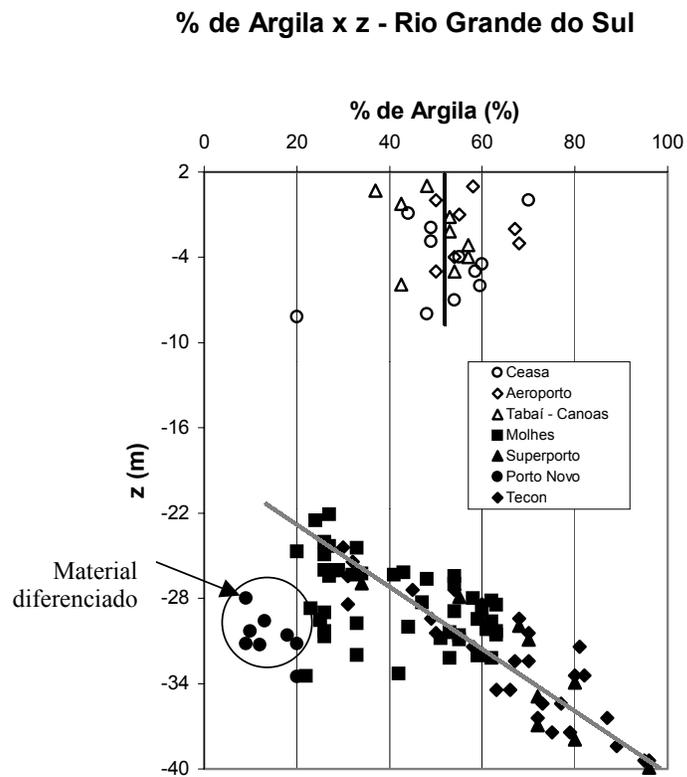
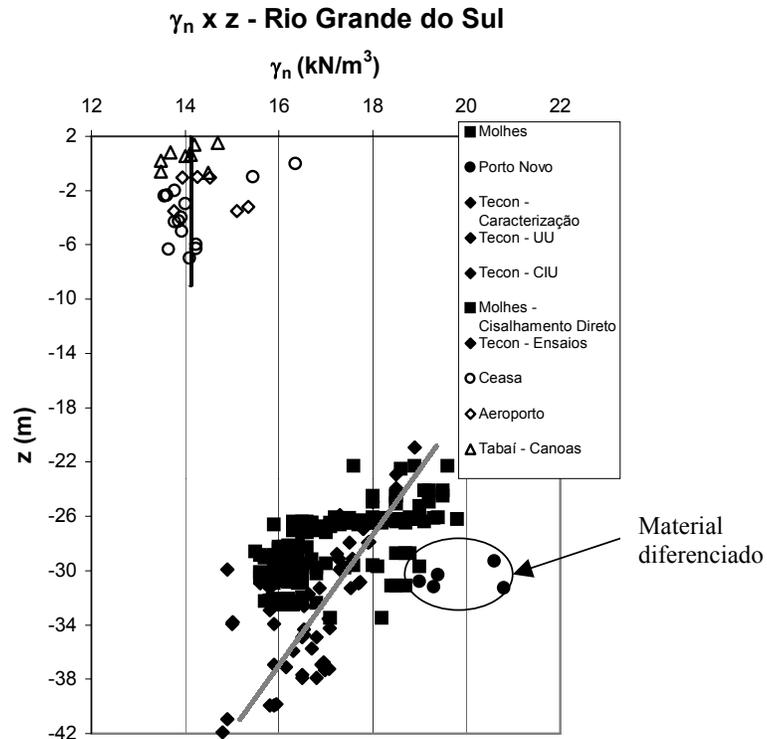


Figura 3.3.5 - Índice de vazios \times profundidade nos depósitos estudados.

Conforme Figura 3.3.7 observa-se que a porcentagem de argila para a área de Porto Alegre apresenta-se bem caracterizada com uma variação de 40 a 60 %. Já para a região de Rio Grande nota-se também uma grande dispersão entre os depósitos, com uma variação entre 20 e 90 %, apresentando uma forte tendência de crescimento deste parâmetro com a profundidade. Os Quadros 3.3.1 e 3.3.2 apresentam a granulometria dos diversos depósitos estudados em diversas profundidades, mostrando suas diferenciações.



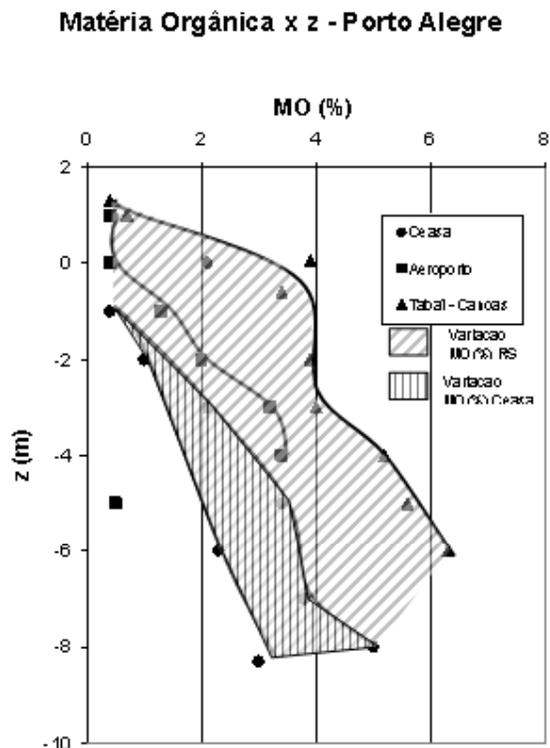
Granulometria - Molhes (%)					Granulometria - Super Porto (%)			
Z_{mar} (m)	areia	silte	argila	Argila coloidal	Z_{mar} (m)	areia	silte	<5,0µm
-26,00	48,00	26,00	26,00		-26,92	25,00	41,00	34,00
-26,45	31,00	42,00	27,00		-27,92	6,00	39,00	55,00
-30,40	15,00	32,00	53,00	49,00	-29,92	4,00	28,00	68,00
-30,55	0,00	37,00	63,00	55,00	-30,92	10,00	20,00	70,00
-32,00	50,00	17,00	33,00	31,00	-33,92	0,00	20,00	80,00
-32,20	6,00	32,00	62,00		-34,92	1,00	27,00	72,00
-26,05	43,00	29,00	28,00	26,00	-36,92	1,00	27,00	72,00
-26,35	22,00	46,00	32,00	30,00	-37,92	0,00	20,00	80,00
-29,45	9,00	32,00	59,00	55,00	-39,92	0,00	4,00	96,00
-29,65	7,00	31,00	62,00	58,00	Granulometria - Porto Novo (%)			
-30,00	22,00	34,00	44,00	42,00	Z_{mar} (m)	areia	silte	<5,0µm
-30,20	7,00	32,00	61,00	56,00	-29,60	77,00	10,00	13,00
-30,60	9,00	36,00	55,00	52,00	-31,20	73,00	7,00	20,00
-30,80	13,00	36,00	51,00	48,00	-31,20	90,00	2,00	9,00
-26,00	40,00	31,00	29,00	27,00	-33,50	72,00	8,00	20,00
-26,20	21,00	36,00	43,00	41,00	-28,00	82,00	9,00	9,00
-30,00					-30,60	77,00	5,00	18,00
-30,30	45,00	29,00	26,00	25,00	-30,30	82,00	8,00	10,00
-30,70	45,00	29,00	26,00	24,00	-31,30	82,00	5,00	12,00
-30,90	13,00	32,00	55,00	50,00	Granulometria - Tecon (%)			
-31,95	9,00	32,00	59,00	53,00	Z_{mar} (m)	areia	silte	<5,0µm
-32,05	9,00	32,00	59,00	53,00	-24,42	37,00	33,00	30,00
-32,20	15,00	32,00	53,00	51,00	-25,42	28,00	40,00	32,00
-22,10	32,00	41,00	27,00	26,00	-26,42	22,00	53,00	31,00
-22,50	50,00	26,00	24,00	23,00	-27,42	3,00	52,00	45,00
-26,05	34,00	39,00	27,00	25,00	-28,42	21,00	42,00	31,00
-26,25	23,00	43,00	34,00	32,00	-29,42	6,00	45,00	49,00
-28,00	15,00	27,00	58,00	52,00	-30,42	6,00	44,00	50,00
-28,30	24,00	29,00	47,00	44,00	-31,42	1,00	41,00	58,00
-28,70	43,00	34,00	23,00	22,00	-32,42	4,00	26,00	70,00
-29,00	42,00	32,00	26,00	25,00	-33,42	1,00	17,00	82,00
-29,55	41,00	34,00	25,00	24,00	-34,42	3,00	31,00	66,00
-29,75	34,00	33,00	33,00	31,00	-35,42	1,00	22,00	77,00
-33,30	30,00	26,00	42,00	40,00	-36,42	1,00	12,00	87,00
-33,45	42,00	36,00	22,00	20,00	-37,42	1,00	24,00	75,00
-24,05	42,00	32,00	26,00	24,00	-38,42	-	11,00	89,00
-24,35	32,00	41,00	27,00	26,00	-39,42	-	5,00	95,00
-24,45	25,00	42,00	33,00	31,00	-40,42	-	10,00	90,00
-24,70	58,00	22,00	20,00	19,00	-41,42	-	3,00	97,00
-24,90	44,00	30,00	26,00	24,00	-27,42	5,00	41,00	54,00
-26,35	28,00	31,00	41,00	39,00	-28,42	4,00	36,00	60,00
-26,45	13,00	33,00	54,00	51,00	-29,42	3,00	29,00	68,00
-26,65	16,00	36,00	48,00	45,00	-30,42	9,00	21,00	70,00
-27,00	12,00	34,00	54,00	51,00	-31,42	-	19,00	81,00
-28,15	11,00	27,00	62,00	57,00	-32,42	3,00	30,00	67,00
-28,45	9,00	28,00	63,00	58,00	-33,42	-	20,00	80,00
-28,70	8,00	32,00	60,00	56,00	-34,42	1,00	36,00	63,00
-28,90	10,00	36,00	54,00	52,00	-35,42	-	27,00	73,00
-30,10	8,00	31,00	61,00	55,00	-36,42	2,00	26,00	72,00
-30,30	10,00	27,00	63,00	58,00	-37,42	-	21,00	79,00
					-39,42	-	4,00	96,00

Quadro 3.3.1 – Granulometria dos depósitos da região de Rio Grande.

Granulometria - Ceasa (%)						
z_{mar} (m)	areia grossa	areia média	areia fina	silte	<5,0µm	< 2,0µm
0,00	-	2,00	7,00	21,00	70,00	62,00
-0,90	3,00	15,30	9,40	28,30	44,00	36,00
-1,90	-	0,70	12,10	38,20	49,00	43,00
-2,90	0,10	0,30	13,00	37,60	49,00	41,00
-4,00	-	0,10	11,10	33,80	55,00	46,00
-4,50	-	0,10	13,30	24,50	60,00	53,00
-5,00	-	0,10	13,90	27,50	58,50	50,00
-6,00	0,20	0,30	11,40	28,60	59,50	51,20
-7,00	-	0,30	16,30	29,40	54,00	47,00
-8,00	-	0,10	17,90	34,00	48,00	41,00
-8,20	-	2,00	62,00	16,00	20,00	16,00
Granulometria - Aeroporto (%)						
z_{mar} (m)	areia grossa	areia média	areia fina	silte	<5,0µm	< 2,0µm
1,00	1,50	1,00	8,50	31,00	58,00	18,00
0,00	-	2,00	8,00	40,00	50,00	17,00
-1,00	-	0,50	12,50	32,00	55,00	15,00
-2,00	-	1,00	5,00	27,00	67,00	14,00
-3,00	-	0,50	3,50	28,00	68,00	17,00
-4,00	-	0,20	13,80	32,00	54,00	21,00
-5,00	-	3,00	19,00	28,00	50,00	26,00
Granulometria - Tabai-Canoas (%)						
z_{mar} (m)	areia grossa	areia média	areia fina	silte	<5,0µm	< 2,0µm
1,05	-	0,60	12,80	38,60	48,00	41,00
0,70	3,00	6,30	23,70	30,00	37,00	32,00
-0,25	0,10	0,70	25,20	31,50	42,50	36,00
-1,15	-	1,00	16,20	29,80	53,00	45,00
-2,15	-	0,10	19,90	27,00	53,00	45,00
-3,15	-	0,10	12,90	30,00	57,00	48,50
-4,00	0,10	0,10	12,30	30,50	57,00	47,00
-5,00	0,20	0,50	15,30	30,00	54,00	43,00
-5,90	0,30	0,70	32,00	24,50	42,50	35,00

Quadro 3.3.2 – Granulometria dos depósitos de Porto Alegre.

Nota-se que a granulometria do depósito da região de Porto Alegre apresenta na média uma porcentagem de areia menor que em Rio Grande, mostrando que este depósito se caracteriza por ser mais argiloso e portanto mais plástico, como comprovado através dos índices físicos. Nos próximos capítulos serão apresentados diversos parâmetros dos solos que são influenciáveis por estas conclusões como, por exemplo, da análise de granulometria e outras análises simples provenientes da classificação dos solos.

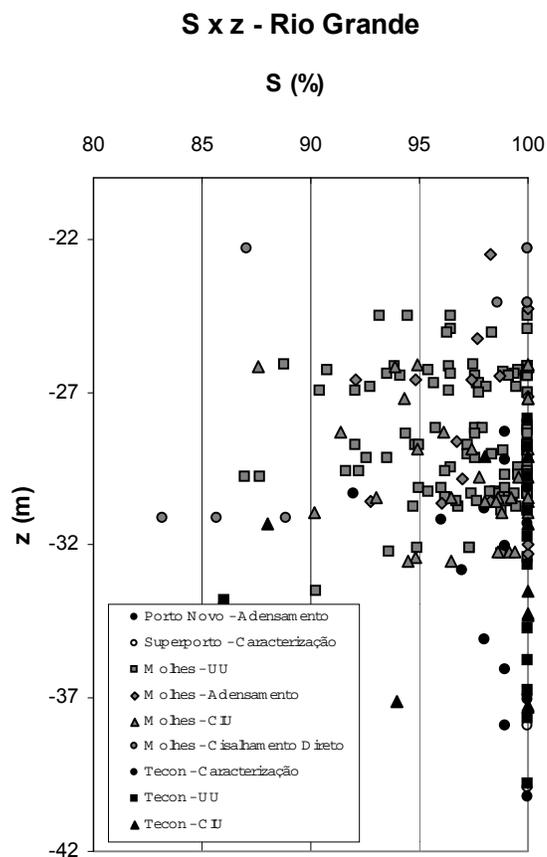


Figuras 3.3.8 – Porcentagem de matéria orgânica x profundidade para Porto Alegre.

Quando da apresentação da Classificação Unificada, segundo a Carta de Casagrande, falou-se em classificação segundo quantidade de matéria orgânica. A Figura 3.3.8 apresenta a porcentagem de matéria orgânica com a profundidade para a região de Porto Alegre mostrando que, não obstante a dispersão, existe uma tendência de aumento deste teor com o crescimento da profundidade. Nota-se que o depósito de Tabal-Canoas apresenta o maior teor de matéria orgânica. Portanto retornando as observações das Figuras 3.3.5 e 3.3.6 verifica-se que este mesmo depósito apresenta respectivamente o maior índice de vazios e menor peso específico.

Finalmente, apresentam-se resultados relacionados ao grau de saturação do solo, sendo este um índice físico de grande importância na análise de argilas moles, considerando-se simplesmente condições de saturação em análises não-drenadas. Este índice é obtido através de correlações que dependem de outros índices, cuja representação é normalmente associada a dispersões significativas. A Figura 3.3.9 mostra o grau de saturação dos depósitos de argilas estudados na região de Rio Grande, mostrando conforme esperado, valores em torno de 100%. Uma maior dispersão ocorre apenas para o depósito dos molhes, curiosamente uma das posições “*near shore*” analisadas. A maioria dos dados apresentam-se com um grau de

saturação é 100% ou próximo; mesmo no depósito de maior dispersão esta dificilmente apresenta valores inferiores a 90%, mostrando que todos os depósitos encontram-se saturados ou praticamente saturados.



Figuras 3.3.9 – Grau de saturação x profundidade para a região de Rio Grande.

Neste capítulo observou-se as diferenças existentes entre as duas regiões estudadas em diversos parâmetros que influenciarão na caracterização de comportamento tensão-deformação-resistência destes solos. Os demais capítulos tratarão deste comportamento e utilizarão correlações com alguns índices físicos para melhor entendimento e caracterização destes depósitos de solos moles.

4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste capítulo serão estudados os ensaios de laboratório realizados nas diversas fontes de consulta desta pesquisa e seus resultados, sempre buscando uma análise e comparação entre as regiões de estudo e as características de comportamento dos diversos depósitos.

Salienta-se uma vez mais que o objetivo desta tese reside na compilação de todos os dados disponíveis em argilas moles no Estado do Rio Grande do Sul. Não é objetivo do autor realizar ensaios adicionais. Em consequência observa-se, em alguns casos, a ausência de algumas informações (ensaios) necessários à completa caracterização dos depósitos de argilas moles, tanto em Porto Alegre como em Rio Grande. Por outro lado, identifica-se com isto as áreas nas quais existem lacunas e que podem orientar pesquisas futuras.

4.1. ENSAIOS DE ADENSAMENTO

A primeira análise realizada nesta parte do trabalho se dará em relação às curvas resultantes dos ensaios de adensamento para os depósitos do Tecon em Rio Grande, Ceasa (drenagem vertical e radial) e Aeroporto (drenagem vertical e radial) em Porto Alegre. Conforme as Figuras 4.1.1 e 4.1.2 observa-se que os solos da região de Porto Alegre apresentam uma maior compressibilidade em relação a Rio Grande apresentando uma maior declividade da linha de compressão virgem, reforçando que esta região possui valores maiores de índice de vazios comparados à região de Rio Grande (Figura 3.4). Este comportamento é explicado devido a grande diferença de tensões geostáticas existentes entre os dois depósitos, e conseqüente menor índice de vazios para a região de Rio Grande e menor compressibilidade.

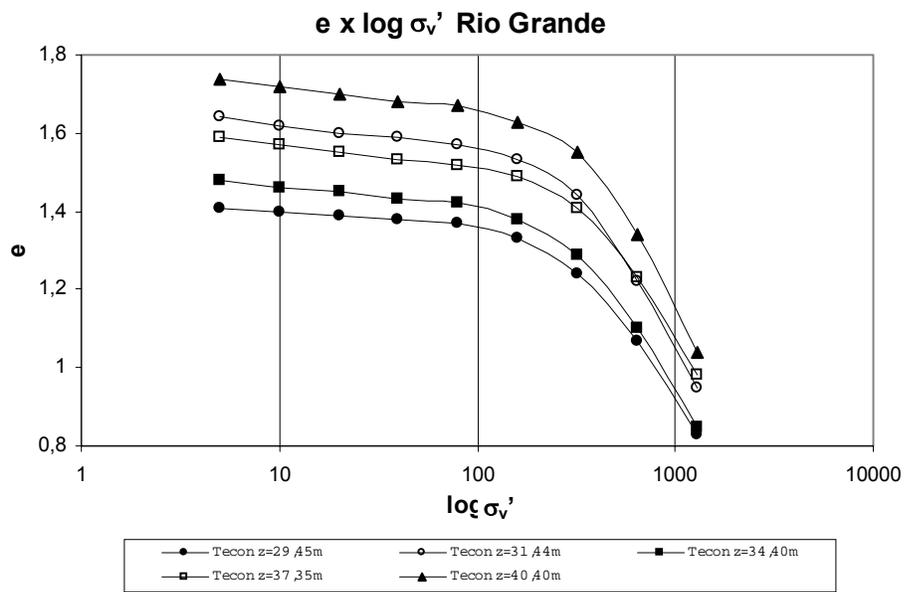


Figura 4.1.1 - Ensaios de adensamento para Tecon/Rio Grande.

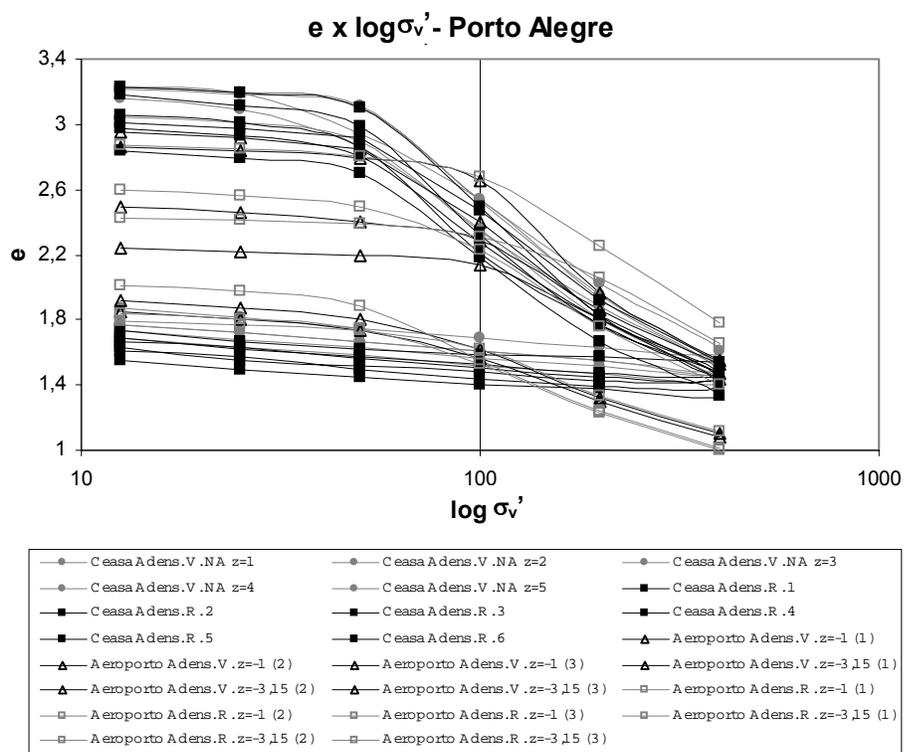


Figura 4.1.2 - Ensaios de adensamento para região de Porto Alegre.

O Índice de Compressão, C_c , é um dos parâmetros mais importantes na caracterização da compressibilidade dos solos, pois comanda o adensamento do solo na região normalmente adensada, ou seja, na linha de compressão virgem. O gráfico da Figura 4.1.3 mostra a variação do parâmetro C_c com a profundidade, no qual nota-se que a região de Rio Grande

possui valores inferiores a de Porto Alegre. Identifica-se também que há um aumento uniforme de C_c com a profundidade em Rio Grande e em Porto Alegre, sendo que esta região apresenta valores dispersos.

A Figura 4.1.4 apresenta a variação do parâmetro CR ($=C_c/1+e_0$) com a profundidade, que constitui-se em uma forma consagrada de normalização do índice de compressão através do índice de vazios inicial. Novamente observa-se um comportamento distinto entre as duas regiões, com valores médios de 0,42 para a região de Porto Alegre e 0,32 para Rio Grande. Observa-se que as duas figuras apresentam o mesmo formato e as mesmas tendências de crescimento dos parâmetros, o que já era esperado, pois com este tipo de normalização do comportamento em função do índice de vazios inicial, torna-se os depósitos de solos aqui estudados comparáveis com outros de solos já estudados e independentes do seu índice de vazios inicial.

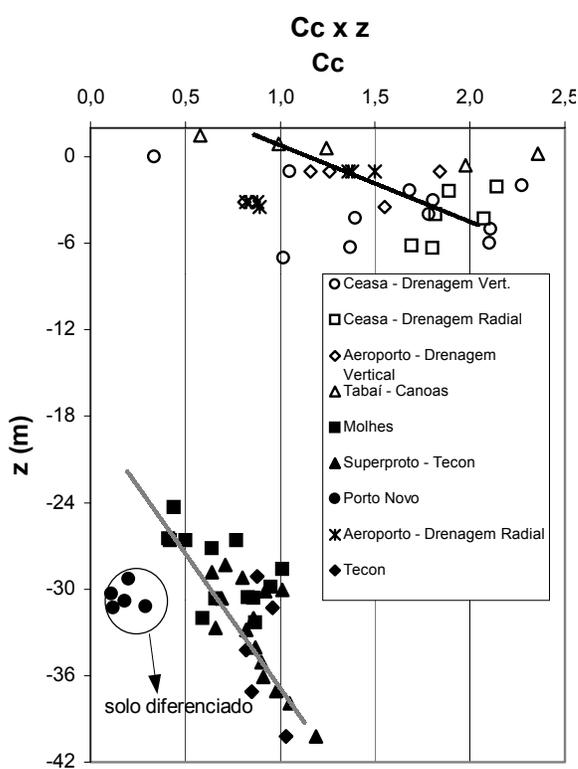


Figura 4.1.3 – $C_c \times z$ para os depósitos estudados.

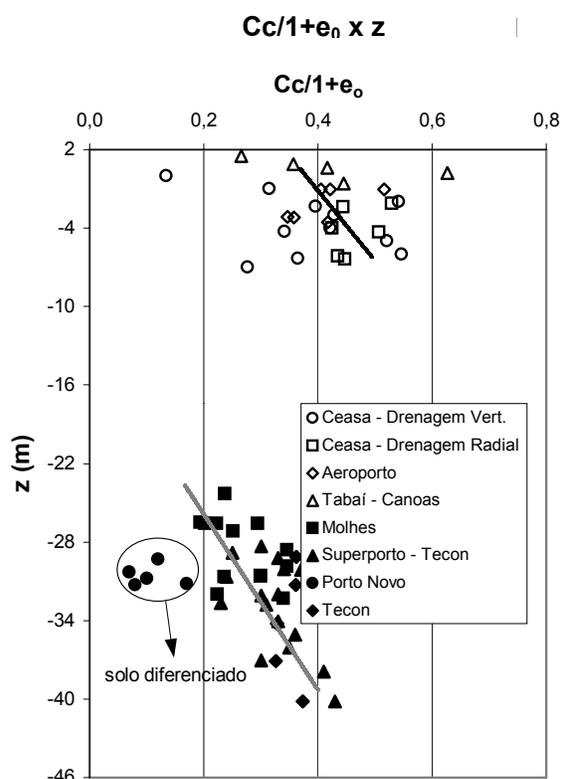


Figura 4.1.4 - $C_c/1+e_0 \times z$ para os depósitos estudados.

Com o objetivo de comparar os solos estudados com outros relatados na literatura, utiliza-se como referência correlações de natureza semi-empírica. Uma forma de correlacionar o parâmetro C_c é a apresentada na Figura 4.1.5, onde o índice de compressão é expresso em função do índice de vazios (e_0). Apresenta-se na figura duas correlações propostas para solos brasileiros (Futai, 1999; Coutinho, 2001). Observa-se que as correlações propostas por Coutinho (2001) para a argila siltosa de Recife e Futai (1999) para as argilas do estado do Rio de Janeiro apresentam uma boa aproximação do comportamento encontrado nas argilas do Rio Grande do Sul. Para os solos locais, a expressão que melhor reproduz os dados experimentais é ($R^2=0,8275$):

$$C_c = 0,6903e_0 - 0,3197; \quad (14)$$

Esta é uma correlação discutível do ponto de vista de sua validade, pois se partirmos da expressão:

$$e_o - e_a = C_c(\log \sigma'_{va} - \log \sigma'_{v0}); \quad (15)$$

e considerarmos C_c constante, então qualquer valor entre e_0 e e_a estaria associado ao índice de compressão. Se pegarmos o exemplo de um depósito “homogêneo” onde o índice de vazios deve variar com a profundidade, o índice de compressão C_c pode permanecer constante, ou nos casos mais complexos, C_c deve variar em relação à e_0 , mas também em relação ao índice de vazios instantâneo (e).

Na Figura 4.1.6 apresenta-se uma tentativa de expressar o índice de compressão em função da umidade natural. Embora os resultados apresentem uma linha de tendência bem definida, observa-se uma dispersão mais acentuada dos dados experimentais quando comparados à Figura anterior. São plotadas também as correlações propostas por Coutinho (2001) e Futai (1999) para as mesmas regiões citadas na correlação anterior, sendo que a primeira não apresenta boa representação e a segunda uma boa representação do comportamento. A correlação encontrada para representar as argilas do Rio Grande do Sul é apresentada pela seguinte equação ($R^2=0,6367$):

$$C_c = 0,0136w + 0,0081; \quad (16)$$

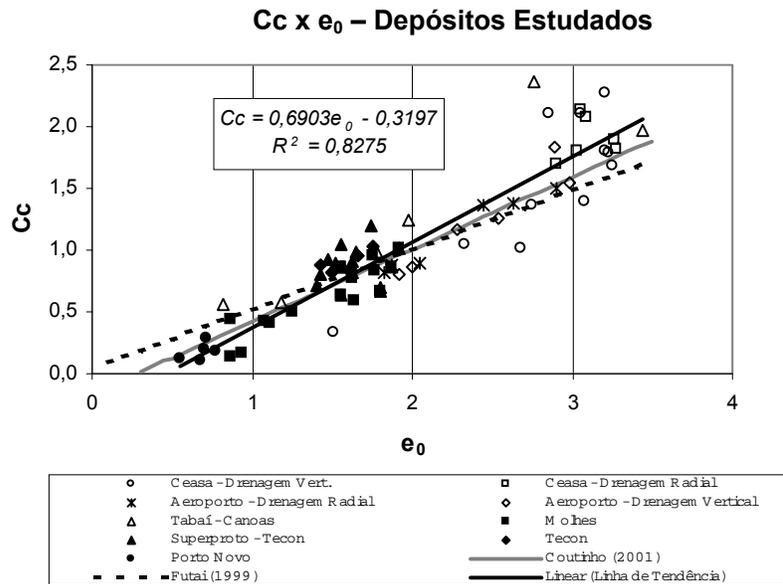


Figura 4.1.5 - Correlação Cc x e_0 para os depósitos estudados.

Essa correlação proposta entre Cc e w também sofre algumas críticas pelo mesmo motivo exposto na correlação Cc x e_0 , sendo também colocado em dúvida a sua validade em termos de balizamento do parâmetro Cc encontrado em ensaios de adensamento.

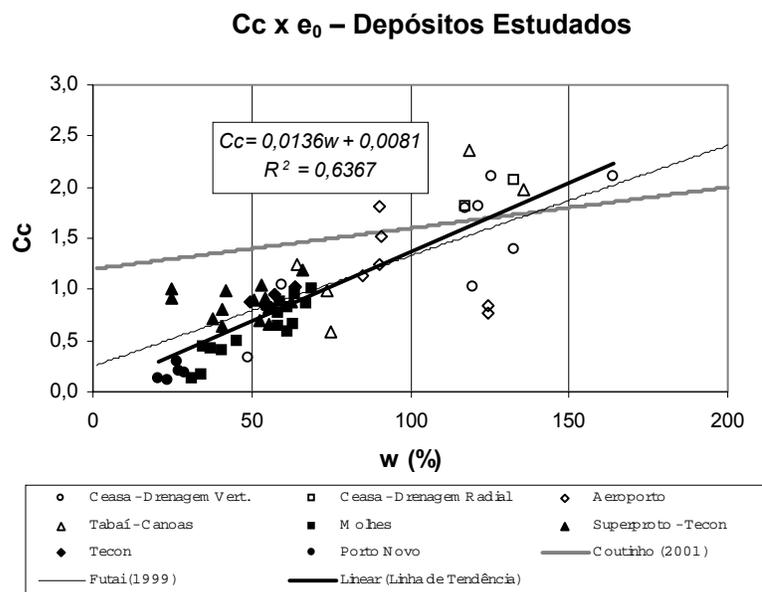


Figura 4.1.6 - Correlação Cc x w para os depósitos estudados.

Outros autores apresentam uma relação entre Cc e w_l conforme a Figura 4.1.7. As seguintes correlações são incluídas na Figura: Cozzolino (1961) para argilas terciárias de São Paulo e para argila de Santos, Ortigão (1975) para a região de Sarapuí-RJ, Costa-Filho et al

(1985) para argilas de Grande Rio-RJ, Coutinho et al (1988) para argilas de Recife, Castello et al (1986) para argilas de Vitória e Terzaghi e Peck (1967) para argilas de baixa sensibilidade. Embora algumas destas proposições demonstrem uma boa aproximação em relação aos depósitos de solos moles do Rio Grande do Sul, principalmente as de Cozzolino, Costa-Filho et al e Ortigão, os dados apresentam grande dispersão e a aplicabilidade das correlações é restrita. Para os solos estudados neste trabalho, a correlação linear que melhor representa os resultados é descrita pela equação ($R^2=0,4536$):

$$Cc = 0,0158w_l - 0,3477; \quad (17)$$

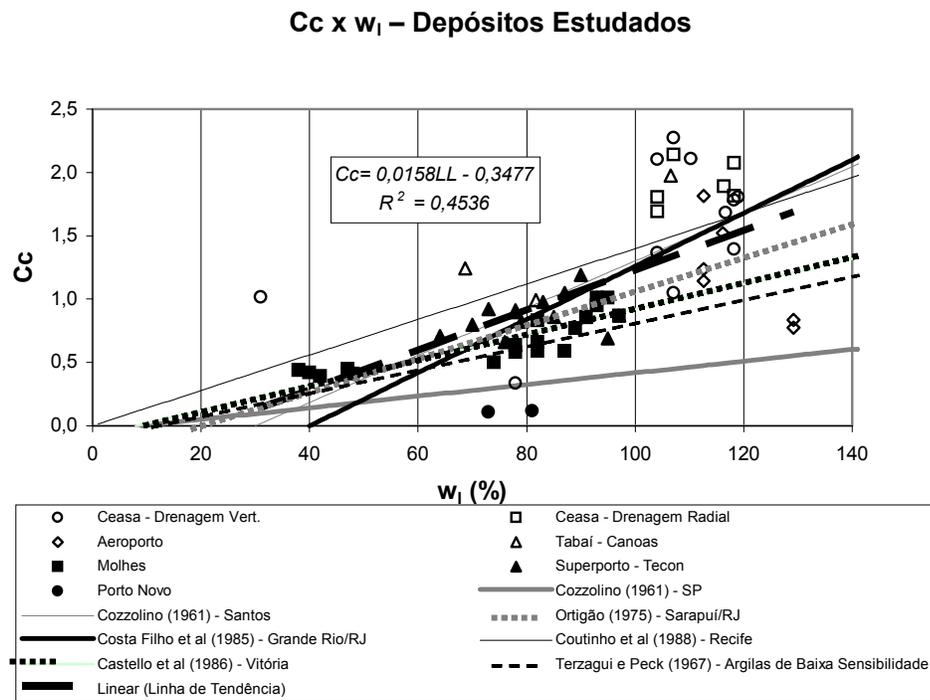


Figura 4.1.7 - Correlação Cc x w_l para os depósitos estudados.

A correlação para o parâmetro Cc que encontra uma maior consistência teórica é quando apresenta-se em função de IP , pois possui uma fundamentação teórica. Tomando-se como base o trabalho de Skempton e Northey (1953):

$$G \cdot LL - G \cdot LP = Cc [\log Su_{LP} - \log Su_{LL}]; \quad (18)$$

$$Su_{LL} = 100 \cdot Su_{LP}; \quad (19)$$

chega-se, após fazermos algumas considerações como: C_c constante na curva de adensamento, e que a relação $S_u \times w$ é paralela ao trecho de compressão virgem, que a relação entre os dois parâmetros é:

$$C_c = \frac{IP}{74}. \quad (20)$$

Esta correlação é apresentada na Figura 4.1.8 onde nota-se que a proposição de Skempton e Northey apresenta maior compatibilidade em relação aos depósitos da região de Rio Grande, sendo que a região de Porto Alegre apresenta pontos bastante dispersos acima da curva proposta não se mostrando uma boa resposta como balizamento do parâmetro C_c através do conhecimento de IP.

Cc x IP – Depósitos Estudados

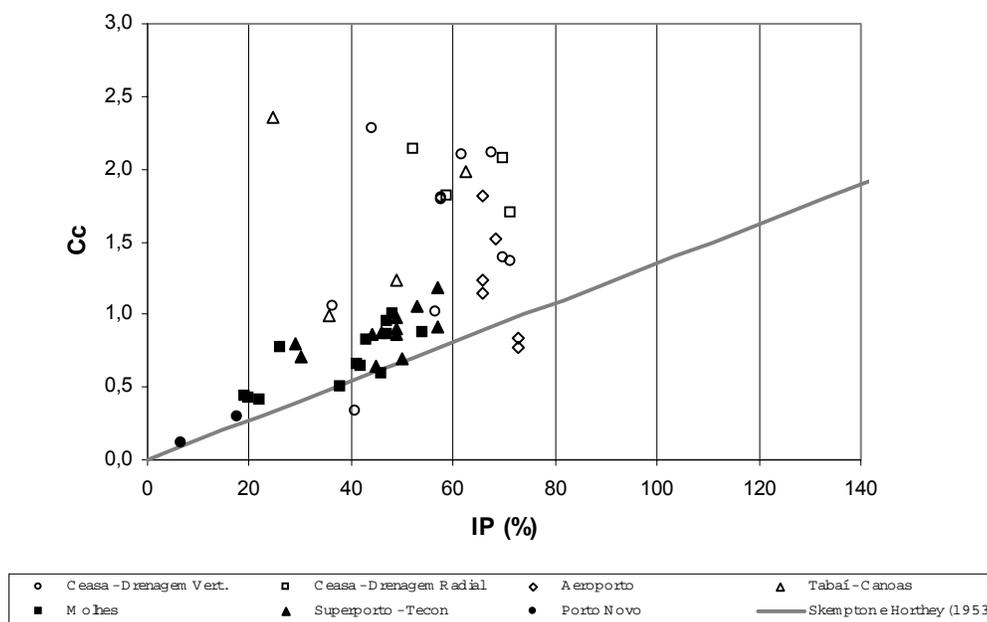


Figura 4.1.8 - Correlação Cc x IP para os depósitos estudados.

A correlação entre C_c e os índices físicos que apresentou melhor consistência foi a com e_0 , mostrando boa aproximação com as proposições da literatura. Após, as correlação que apresentam melhor consistência respectivamente são: $C_c \times w_1$, $C_c \times w$ e $C_c \times IP$.

O nível de pré-adensamento em que se encontra o depósito é dependente do parâmetro σ'_{vm} (tensão efetiva de pré-adensamento) que traduz até que nível de tensões o solo já esteve

submetido. Este parâmetro é apresentado na Figura 4.1.9 onde observa-se que a região de Porto Alegre apresenta valores menores e mais coesos que em Rio Grande, apresentando uma leve tendência de diminuição do valor de σ'_{vm} com a profundidade até a cota de $-3,00$ metros, e uma tendência de aumento após essa profundidade, comprovando novamente a existência de uma camada superficial levemente pré-adensada como dito quando do estudo do parâmetro OCR. Estes valores menores encontrados em Porto Alegre se devem principalmente as grandes diferenças de cotas entre os depósitos. Na região de Rio Grande nota-se que os valores apresentam uma grande dispersão, mas apresentam uma tendência de aumento com a profundidade, caso típico de depósitos normalmente adensados.

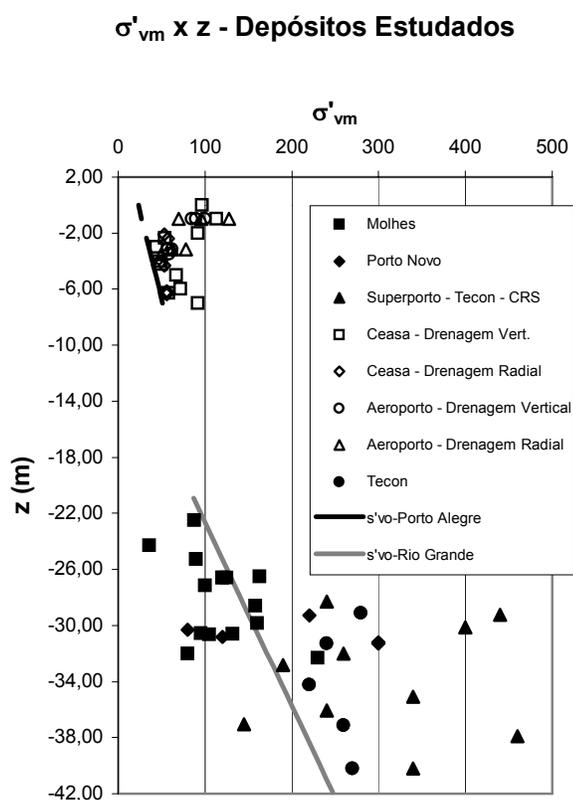
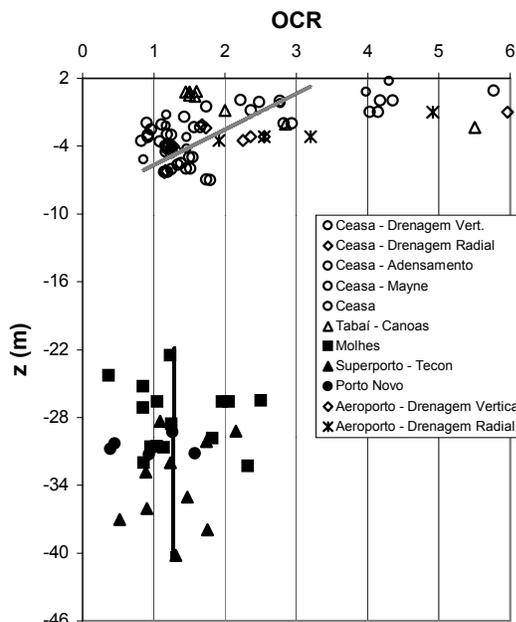


Figura 4.1.9 – Gráfico $\sigma'_{vm} \times z$ para os depósitos estudados.

Complementando o estudo de adensamento apresentam-se os resultados do parâmetro OCR em relação à profundidade. Os valores de OCR obtidos nas regiões estudadas são apresentados na Figura 4.1.10, sugerem um ligeiro pré-adensamento das camadas superficiais com uma redução gradativa com o aumento da profundidade. Nas argilas de Porto Alegre existe junto à superfície um solo com valores elevados de OCR, que é normalmente atribuído ao ressecamento das camadas superficiais e à cimentação proveniente da oscilação do lençol freático.

OCR x z - Rio Grande do Sul



Figuras 4.1.10 - Gráfico característico do nível de pré-adensamento dos solos: OCR x z.

4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS CIU

Neste item serão abordados os resultados dos ensaios triaxiais obtidos de diversas fontes bibliográficas (já citadas) nos locais relacionados à presente pesquisa. Os principais ensaios triaxiais utilizados para análise de solos argilosos são principalmente não-drenados de compressão, e fornecem valores de resistência não-drenada do solo em estudo. As Figuras 4.2.1 e 4.2.2 mostram ensaios triaxiais CIU (adensamento isotrópico e ruptura não-drenada) de compressão, com amostras retiradas em tubos Shelby. As amostras de solos provenientes do depósito do Tecon/Rio Grande e dos Molhes/Rio Grande apresentam-se como normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas, com trajetórias típicas, não apresentando uma resistência de pico bem definida. Já as trajetórias dos ensaios CIU realizados no depósito da Ceesa/Porto Alegre, apresentadas na Figura 4.2.3, mostram que a camada superior ($z=-1,5$ m) apresenta um leve pré-adensamento, com picos suaves de resistência, sendo que nas demais camadas os ensaios apresentam-se normalmente adensados.

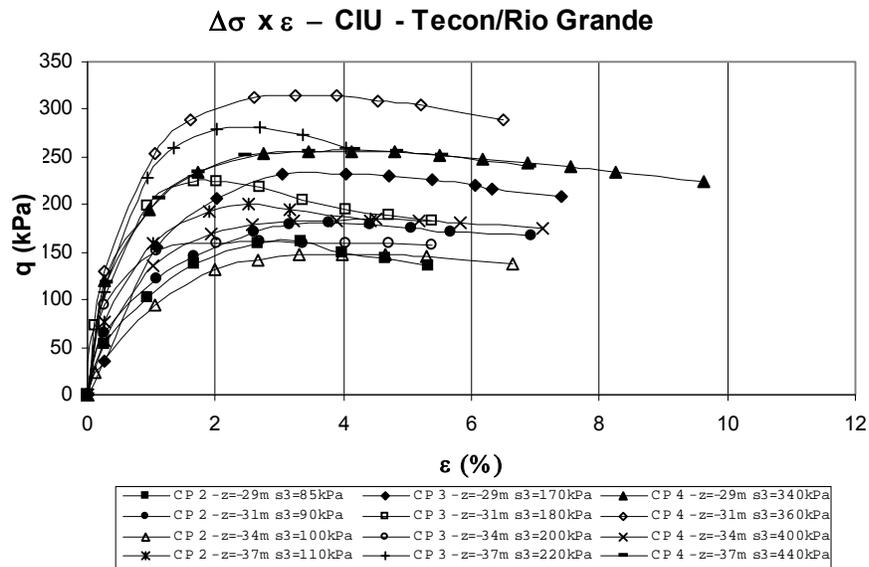


Figura 4.2.1 - Tensão x deformação para ensaios triaxiais CIU – Tecon/Rio Grande.

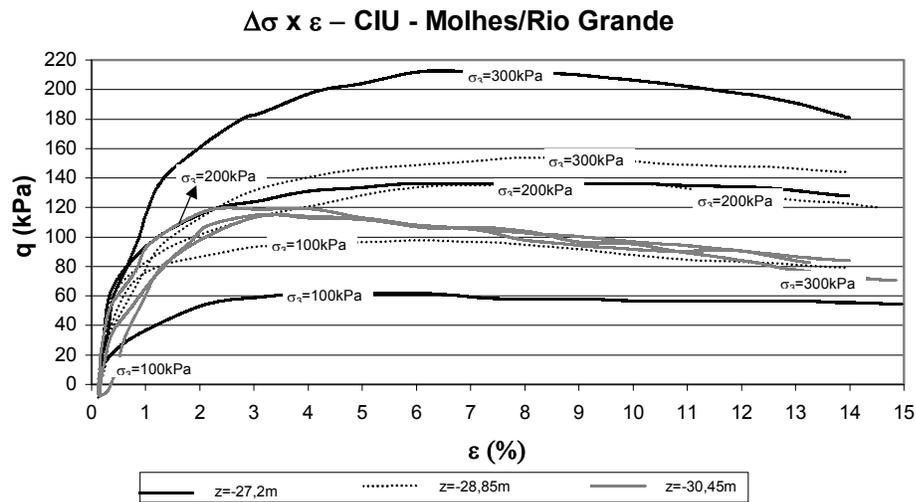


Figura 4.2.2 - Tensão x deformação para ensaios triaxiais CIU – Molhes/Rio Grande.

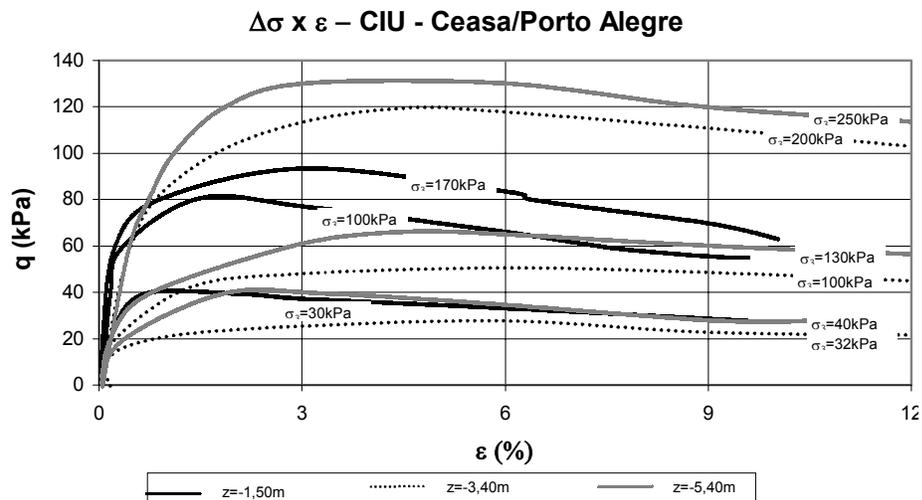
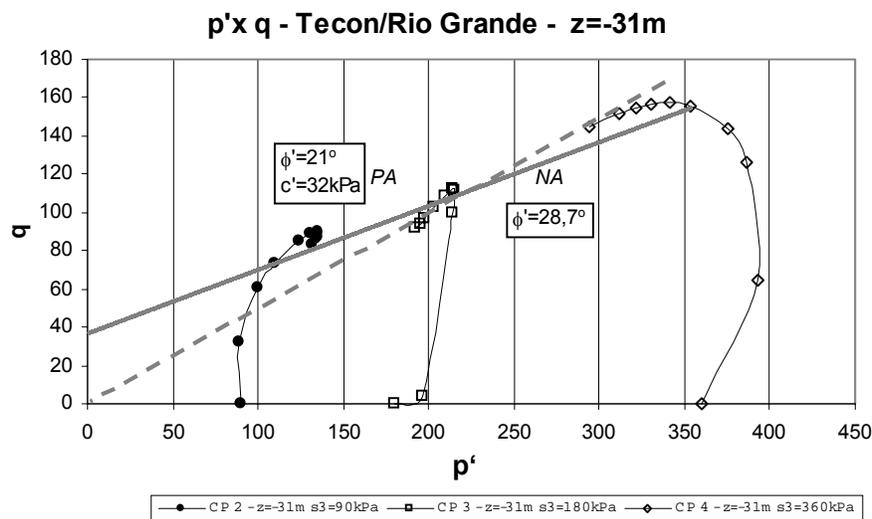
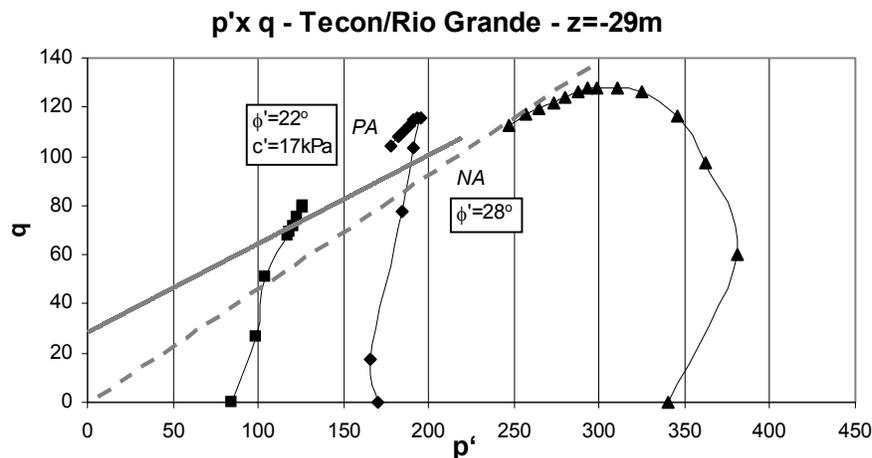


Figura 4.2.3 - Tensão x deformação para ensaios triaxiais CIU – Ceasa/Porto Alegre.

Os ensaios CIU podem ser igualmente representados conforme as Figuras 4.2.4.a, b, c e d, onde os caminhos de tensões efetivas apresentam-se no plano p' - q . Nestas figuras observam-se a variação das trajetórias de tensões desenvolvidas durante o cisalhamento para o depósito do Tecon, demonstrando a variação entre as amostras NA e PA conforme a concavidade das trajetórias de tensões efetivas. Curvas com a concavidade para a esquerda caracterizam amostras normalmente adensadas e ligeiramente sobre-adensadas, enquanto os caminhos com concavidade para a direita caracterizam amostras pré-adensadas. Estes conceitos estão associados à geração de poro-pressões, que se caracterizam pela distância entre a trajetória de tensões efetiva e tensões totais. Nas Figuras 4.2.4.a, b, c e d é possível observar-se a envoltória de ruptura (com ϕ' e c') para cada conjunto de três ensaios que foram consolidados com diferentes tensões, correspondendo a diferentes profundidades. No Tecon, o valor médio do ângulo de atrito interno ϕ' é 26° para o ramo NA, enquanto o valores variam para o ramo PA, c' entre 15 e 38 kPa e ϕ' de 15° e 24° (Dias, 1993 e Dias, 2002).



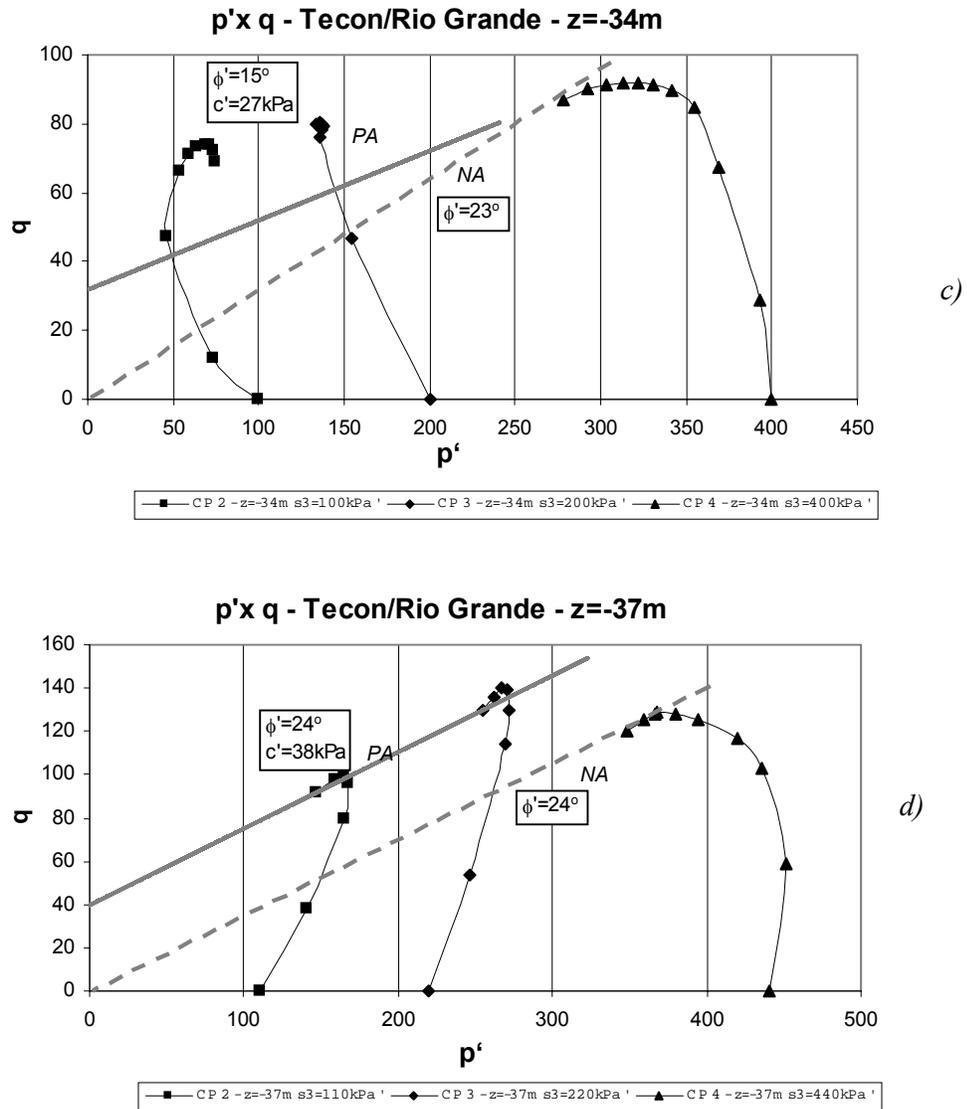


Figura 4.2.4 - Trajetória de tensões efetivas e envoltória de ruptura para ensaios CIU – Tecon.

A mesma análise pode ser feita para as Figuras 4.2.5.a, b e c onde são observados os gráficos p' - q para ensaios CIU do depósito da Cesa mostrando as trajetórias de tensões efetivas e suas respectivas envoltórias de ruptura. Nestes gráficos observa-se que os parâmetros ϕ' e c' variam entre $18,3^\circ$ a $27,9^\circ$ e $2,3\text{kPa}$ a $11,4\text{kPa}$, respectivamente. Neste local também foram realizados três ensaios para cada profundidade para obtenção da envoltória de ruptura, sempre com tensões de consolidação diferenciadas.

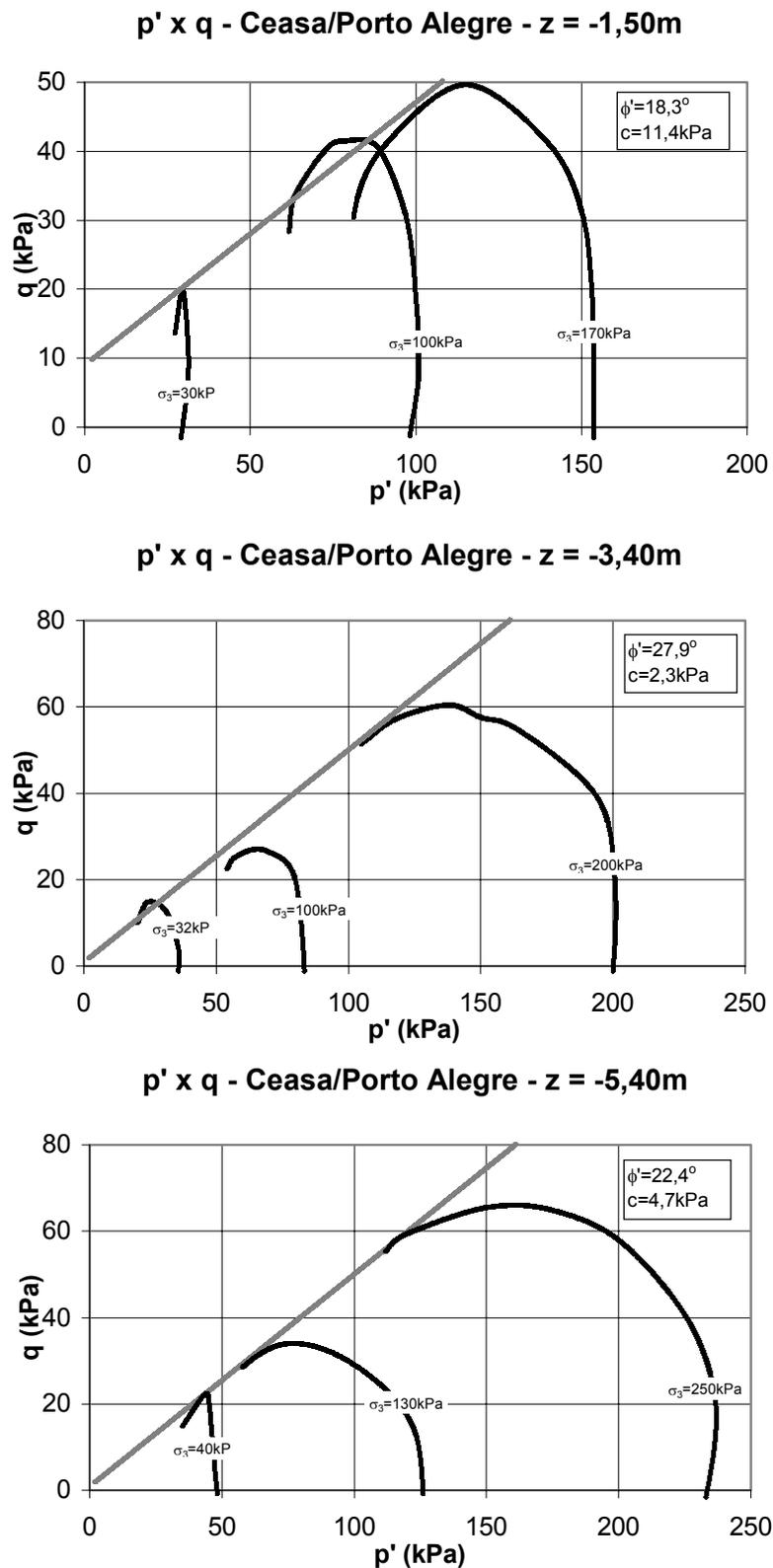


Figura 4.2.5 - Trajetória de tensões efetivas e envoltórias de ruptura para ensaios CIU – Ceasa.

As Figuras 4.2.6 e 4.2.7 apresentam uma compilação de todos os valores de ruptura apresentados anteriormente para a região de Rio Grande, tanto para os depósitos do Tecon quanto para os Molhes, em gráficos p' versus q . Uma tentativa foi feita de representar-se uma única envoltória para todos os resultados experimentais, mas observa-se, nas figuras, uma considerável dispersão dos resultados, principalmente entre os ensaios CIU do Molhes de Rio Grande. Deve-se observar também que estes resultados apresentam claramente dois solos com resistências diferenciadas, pois os pontos de ruptura do depósito argiloso do Tecon apresentam-se claramente acima dos pontos do depósito dos Molhes. Assim, ao invés de uma única envoltória o autor optou pela representação de duas faixas; uma na qual o ângulo de atrito permanece constante, mas a coesão, que representa a estruturação do material, parece variar quando o depósito é considerado como PA para a Figura 4.2.6 e outra faixa onde o ângulo de atrito varia conforme a resistência do material quando o depósito é considerado NA para a Figura 4.2.7.

A faixa de envoltórias de ruptura dos solos dos Molhes e do Tecon apresentam os seguintes parâmetros respectivamente: faixa entre $\phi'=14,89^\circ$ e $c'=20,81\text{kPa}$, $\phi'=14,89^\circ$ e $c'=59,37\text{kPa}$ quando considerados PA; e faixa entre $\phi'=19,65^\circ$ e $\phi'=26,67^\circ$ quando considerados NA. Nota-se que principalmente o depósito do Tecon apresenta-se melhor representado pela envoltória de ruptura PA sendo que para o depósito dos Molhes isto também se verifica.

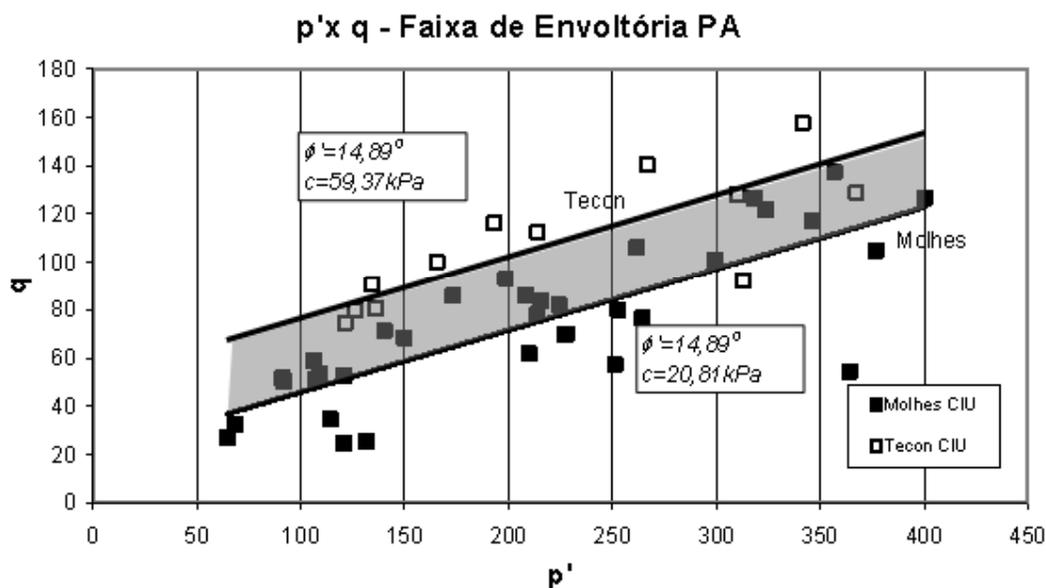


Figura 4.2.6 - Envoltória de resistência PA para a região de Rio Grande.

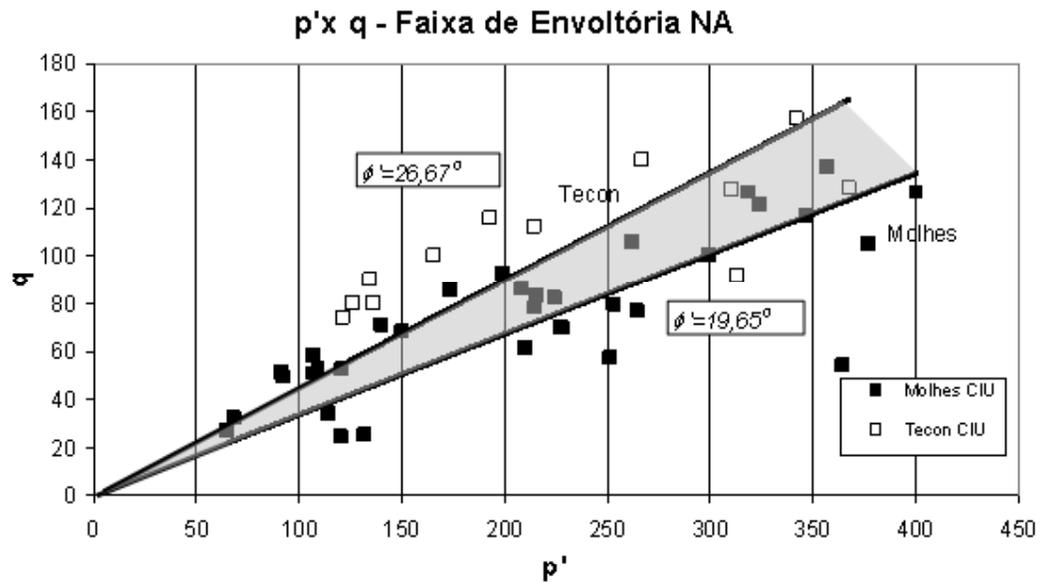


Figura 4.2.7 - Envoltória de resistência NA para a região de Rio Grande.

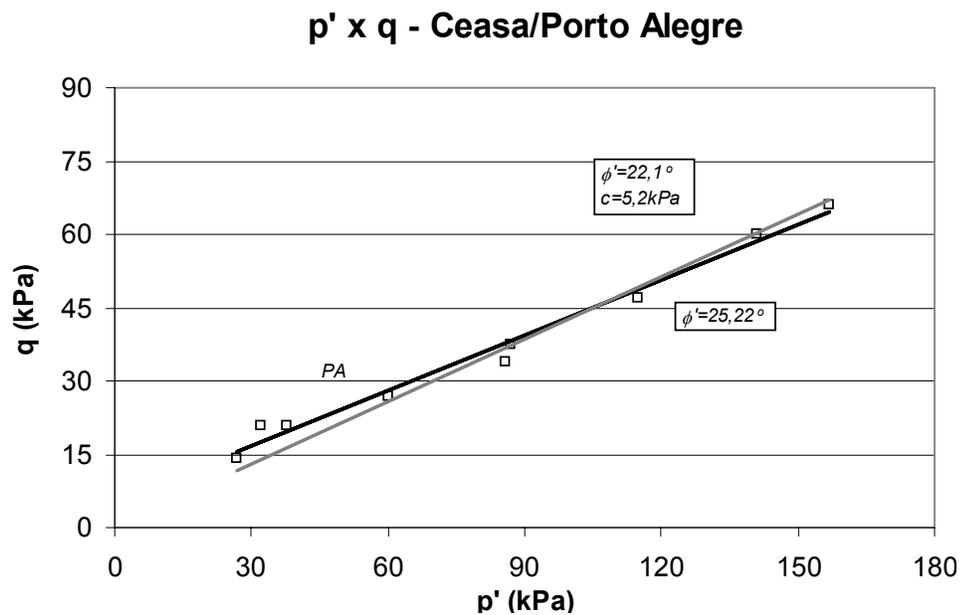


Figura 4.2.8 - Envoltória de resistência para a região do Ceasa/Porto Alegre.

Para a região do Ceasa/Porto Alegre os resultados apresentam boa representatividade e pequena dispersão, demonstrando novamente a maior qualidade dos ensaios realizados para fins de pesquisa. As envoltórias de ruptura são representadas na Figura 4.2.8 que reúne todos os ensaios CIU realizados neste depósito, e resultam nos seguintes parâmetros: envoltória PA $\phi' = 22,1^\circ$ e $c' = 5,2 \text{ kPa}$; envoltória NA $\phi' = 25,2^\circ$.

4.3. ENSAIOS TRIAXIAIS UU

Os ensaios triaxiais UU são muito utilizados para obtenção da resistência não-drenada dos solos argilosos, que é o principal parâmetro de resistência destes tipos de solos que não apresentam drenagem instantânea. É um ensaio que promove o cisalhamento da amostra em condições não adensadas e não-drenadas.

A Figura 4.3.1 apresenta ensaios UU realizados no depósito do Tecon apresentando trajetórias semelhantes para todos os corpos de prova, notando-se alguns resultados com uma resistência maior que a média. Nota-se também que este depósito apresenta-se normalmente adensado ou levemente pré-adensado, pois não apresenta picos de resistência, confirmando as evidências observadas nos resultados dos ensaios triaxiais CIU. Os ensaios UU do depósito dos Molhes (Figura 4.3.2) também apresentam as mesmas características no que diz respeito à história de tensões do depósito do Tecon, caracterizando-se por um depósito normalmente adensado. Fazendo uma comparação entre os dois locais estudados da região de Rio Grande, nota-se que a resistência do Tecon é superior a dos Molhes.

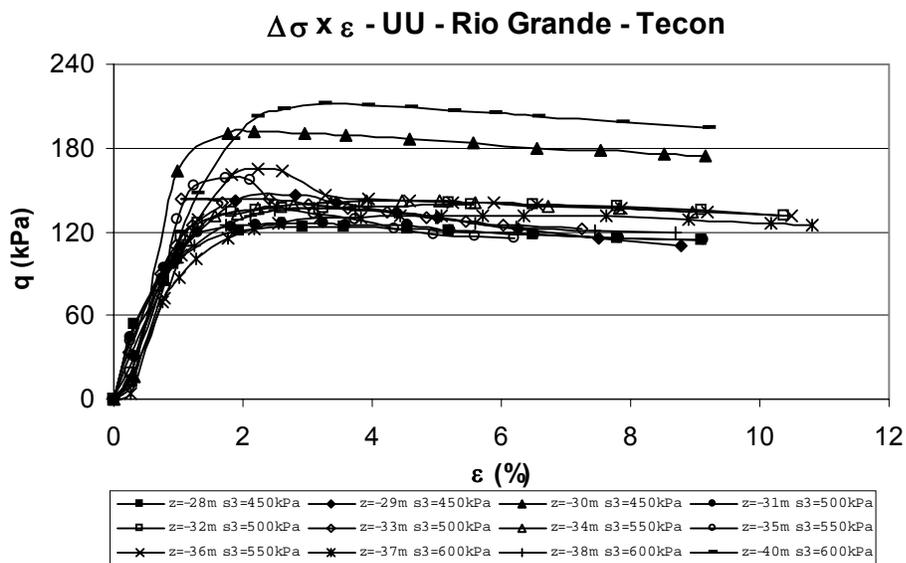


Figura 4.3.1 – Tensão x deformação UU para os ensaios do depósito do Tecon.

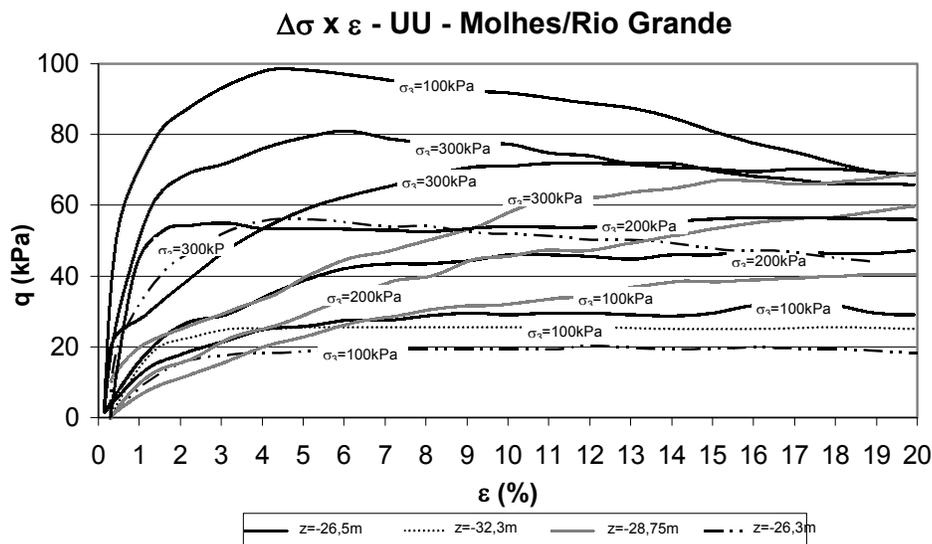


Figura 4.3.2 - Tensão x deformação UU para os ensaios do depósito do Molhes.

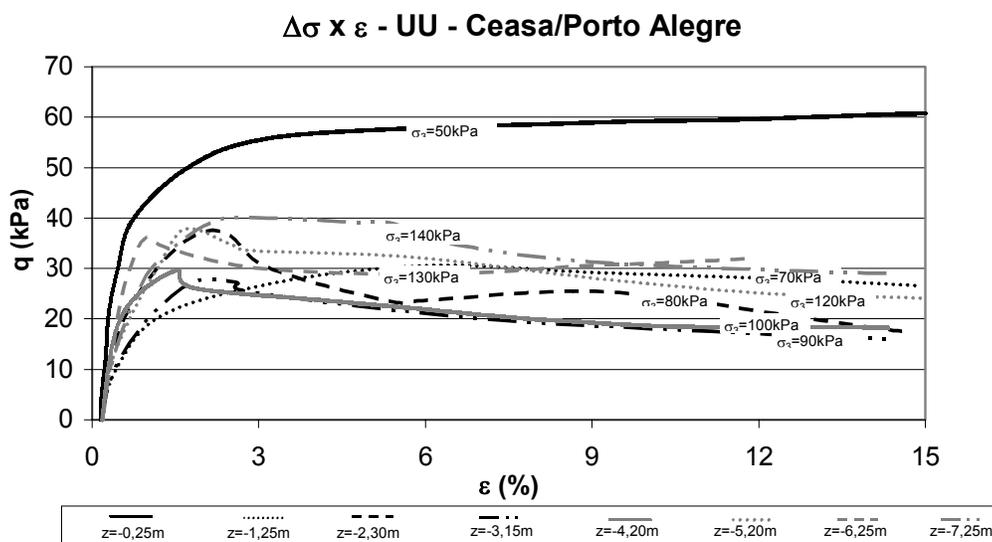


Figura 4.3.3 - Tensão x deformação UU para os ensaios do depósito da Ceasa.

Os ensaios triaxiais UU da Ceasa são apresentados na Figura 4.3.3 onde nota-se que algumas dessas trajetórias apresentam um suave pico de resistência demonstrando que existe um certo nível de pré-adensamento neste depósito, confirmando a informação dos ensaios CIU. A região de Rio Grande (Tecon e Molhes) também apresenta maiores resistências nos ensaios UU em comparação com o depósito do Ceasa, confirmando novamente as informações obtidas nos ensaios CIU. O principal parâmetro obtido neste ensaio é a resistência não-drenada S_u que será discutida no próximo item.

4.4. PROPRIEDADES DE COMPORTAMENTO DE RESISTÊNCIA

Valores de resistência ao cisalhamento não-drenada foram obtidos em diversos ensaios de campo e de laboratório nas diversas fontes que serviram de pesquisa de dados desta dissertação. Os principais ensaios de campo realizados nos locais estudados serão discutidos no próximo capítulo, sendo que nas próximas figuras, serão base de estudo os ensaios de laboratório como os triaxiais UU e CIU, reunidos neste capítulo. Os resultados são apresentados nas Figuras 4.4.1 e 4.4.2. O que chama a atenção primeiramente é a diferença de magnitude da resistência entre as duas regiões; enquanto a região de Porto Alegre possui valores da ordem de 10 kPa para a região Tabai-Canoas e até 30 kPa para uma camada sobre-adensada na região da Ceasa, a região de Rio Grande apresenta valores que variam de 8 kPa na região dos Molhes até 72 kPa para a mesma região. Esta diferença de resistências deve-se a diferença de tensões geostáticas entre os dois depósitos.

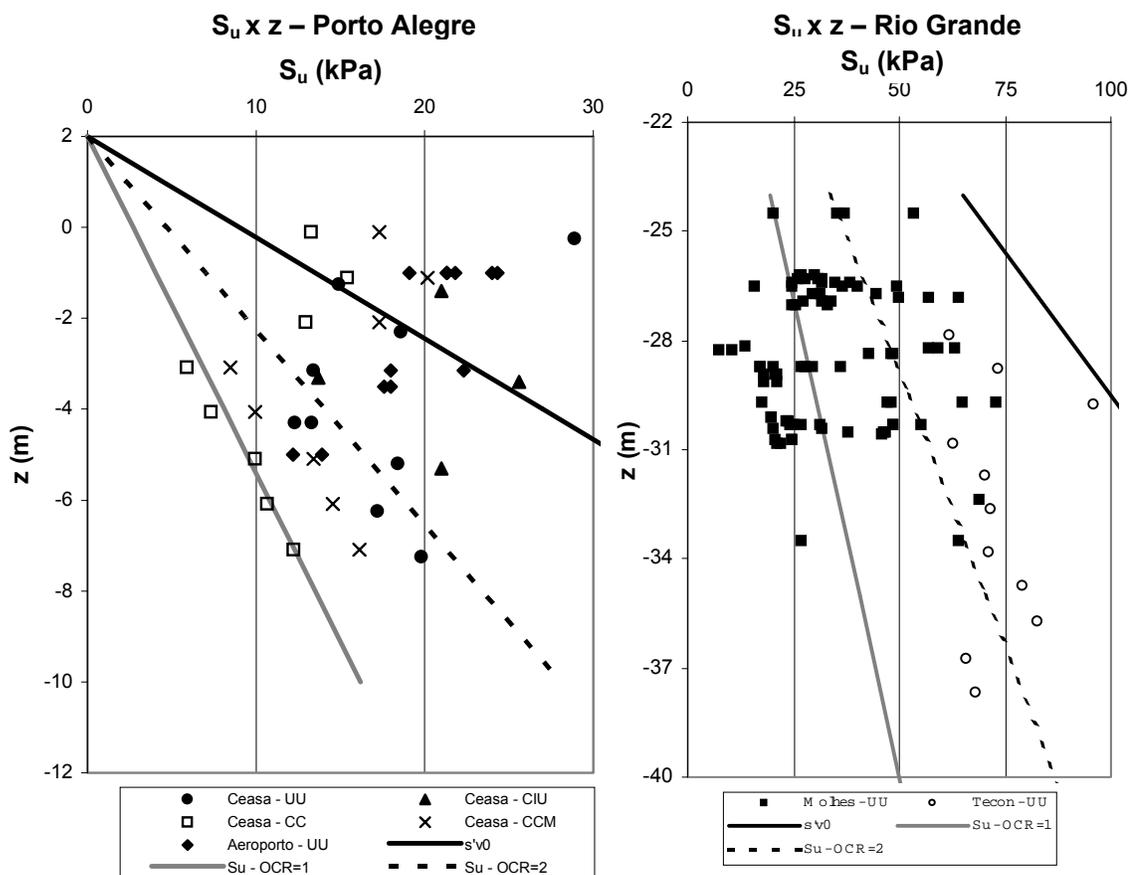


Figura 4.4.1- Variação de S_u x z para Porto Alegre.

Figura 4.4.2 - Variação de S_u x z para Rio Grande.

Nota-se que existe uma grande dispersão dos diversos resultados obtidos com diferentes ensaios e em diferentes depósitos, mesmo em locais próximos. Os valores mínimos de resistência situam-se na faixa de 8 a 10 kPa, aumentando possivelmente com o aumento de OCR. A dispersão indica a dificuldade de obtenção de medidas representativas em decorrência de amolgamento do solo durante o processo de amostragem e demonstra que se deve ter cuidado quando da extrapolação de dados de um local para outro, na mesma região, ou quando da adoção de valores médios regionais. Assim a presente pesquisa pretende definir faixas de ocorrência dos parâmetros geotécnicos regionais, mas não procura definir valores de projeto em qualquer dos locais estudados.

Conjuntamente com os valores de S_u dos ensaios de laboratório foram plotadas curvas que foram propostas primeiramente por Schofield & Wroth, 1962; Ladd et al, 1977 e reescrita por Jamiolkowski et al, 1985, que servem de balizamento para resultados de ensaios diversos, onde correlaciona-se OCR com S_u/σ'_{v0} através da seguinte relação:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{v0}} \right)_{NA} = 0,23 \cdot OCR^{0,8} \quad (21)$$

Observando-se as duas Figuras (4.4.1 e 4.4.2) nota-se que para a região de Porto Alegre os valores de S_u apresentam-se maiores nas camadas superficiais tendendo a seguirem entre as curvas de OCR=1 e OCR=2 para cotas maiores que -3 m. Na região de Rio Grande nota-se que alguns pontos encontram-se com valores abaixo da curva de OCR=1, sugerindo fortemente o amolgamento de algumas amostras devido à dificuldade de amostragem em ambientes fora da costa.

Nas Figura 4.4.3 e 4.4.4 reuniram-se os valores da razão S_u/σ'_{v0} em relação a profundidade, para as duas regiões analisadas. Nestes gráficos nota-se o ligeiro pré-adensamento dos depósitos, principalmente nas camadas superiores na região de Porto Alegre, diminuindo seu valor com a profundidade. Já em Rio Grande observam-se valores de S_u/σ'_{v0} entre 0,2 e 0,3 em todas as cotas, que conforme Bjerrum (1973) que são representativos de um depósito normalmente adensado. Estes resultados apenas confirmam os obtidos quando do estudo do parâmetro OCR. Apenas o depósito dos Molhes (UU e palheta) apresenta uma

grande dispersão, com valores menores que 0,2 e maiores que 0,5, demonstrando amolgamento de corpos de prova e certo nível de pré-adensamento respectivamente.

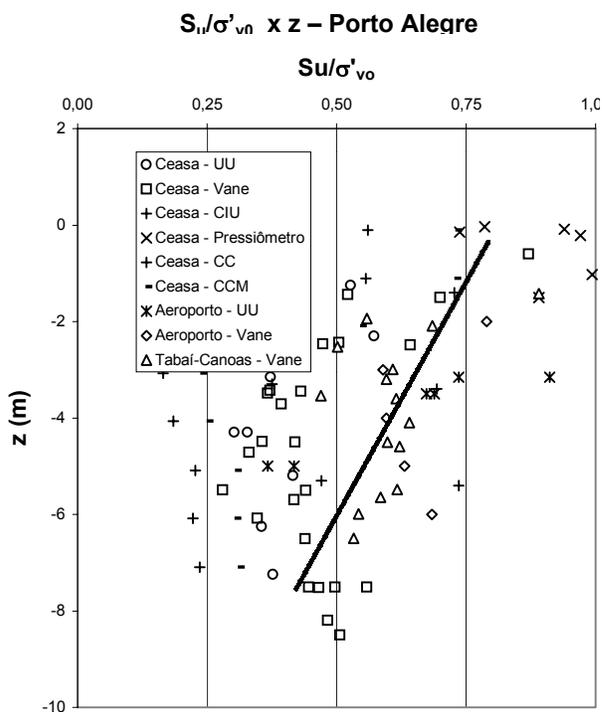


Figura 4.4.3 - Gráfico característico do nível de pré-adensamento dos solos de Porto Alegre: $S_u/\sigma'_{v0} \times z$.

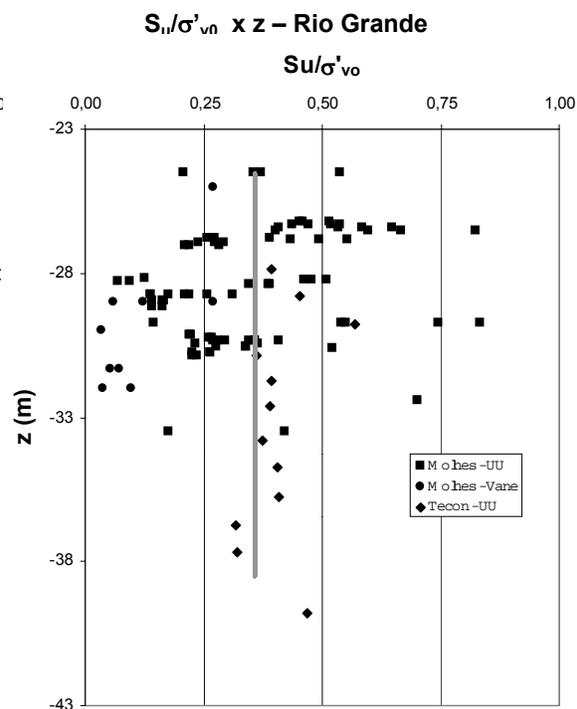


Figura 4.4.4 - Gráfico característico do nível de pré-adensamento dos solos de Rio Grande: $S_u/\sigma'_{v0} \times z$.

Dentro da proposição de construir-se um banco de dados representativo das condições de cada área, os autores retiraram dados considerados espúrios a partir de critérios específicos, preestabelecidos, associados à qualidade das amostras (e.g Coutinho et al, 1988). Assim, por exemplo, valores de resistência ao cisalhamento não-drenada, com relação S_u/σ'_{vm} inferiores a 0,20, foram removidos do banco de dados e portanto excluídos deste trabalho, bem como ensaios de adensamento que apresentaram deformação específica para a tensão efetiva vertical inicial ($\varepsilon_{\sigma'_{v0}}$) maiores que 10% (Lunne et al, 1997).

O módulo de Young não-drenado (E_u) também apresenta-se como um importante parâmetro de caracterização dos solos argilosos quanto a seu comportamento tensão-deformação não-drenado. O estudo deste parâmetro é obtido através de ensaios triaxiais e pelo pressiômetro de Ménard para a região de Porto Alegre, sendo que principalmente para a região do Ceasa e para o Aeroporto. Cabe salientar que o módulo obtido pelo pressiômetro

também é não-drenado, podendo ser comparado com os valores dos triaxiais. Os índices que constam nos parâmetros E_u das Figuras 4.4.5 e 4.4.6 são referentes à porcentagem do nível de tensão da máxima tensão desviadora de ensaio (“25” e “50” respectivamente 25% e 50%) e as formas de medições das deformações: interna e externa (“i” e “e”).

As Figuras 4.4.5 e 4.4.6 mostram que os valores encontrados de E_u para a região de Porto Alegre demonstram algumas características já esperadas. Os módulos decorrentes da tensão de 25% da tensão máxima desviadora apresentam um valor médio maior que os decorrentes da tensão de 50% da máxima mostrando a menor deformação para níveis de tensão menores. As Figuras 4.4.7 e 4.4.8 mostram a normalização do módulo de Young não-drenado através da resistência não-drenada dos mesmos ensaios que obtiveram E_u , apresentando-se um comportamento semelhante ao das Figuras 4.4.5 e 4.4.6. Já a Figura 4.4.9 mostra o módulo de cisalhamento G em relação à profundidade para o depósito da Ceasa obtido do trabalho de Hebmuller, 1999. Nota-se que o valor médio de G é em torno de 1,6 MPa não sofrendo grande influência com a variação da profundidade.

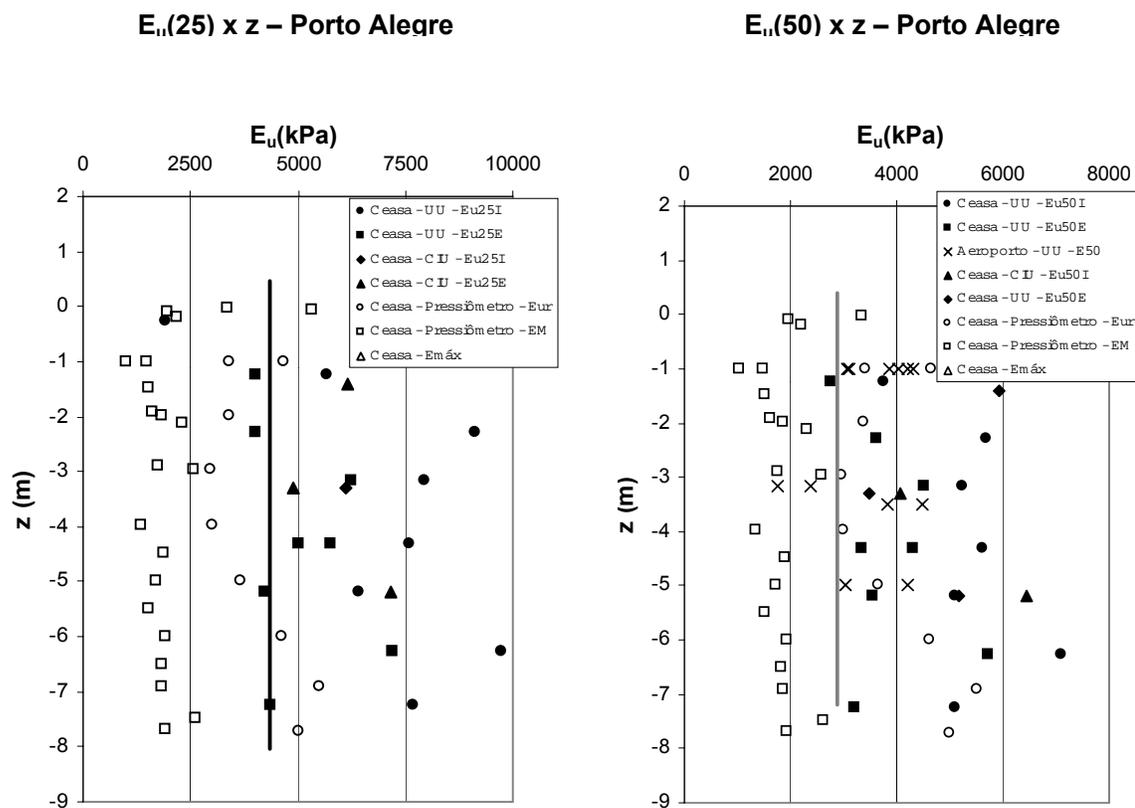
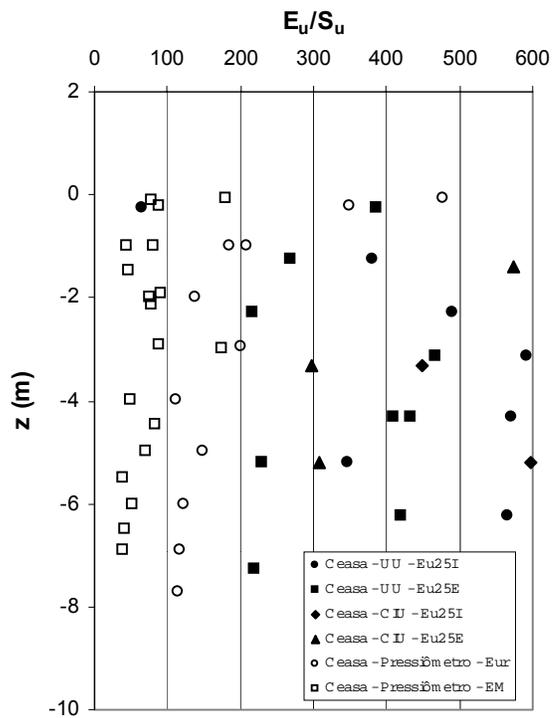
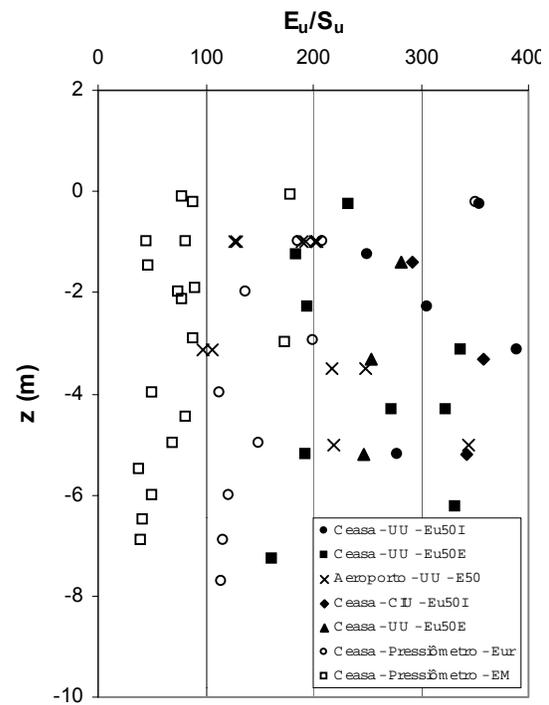


Figura 4.4.5 – $E_u(25) \times z$ para a região de Porto Alegre.

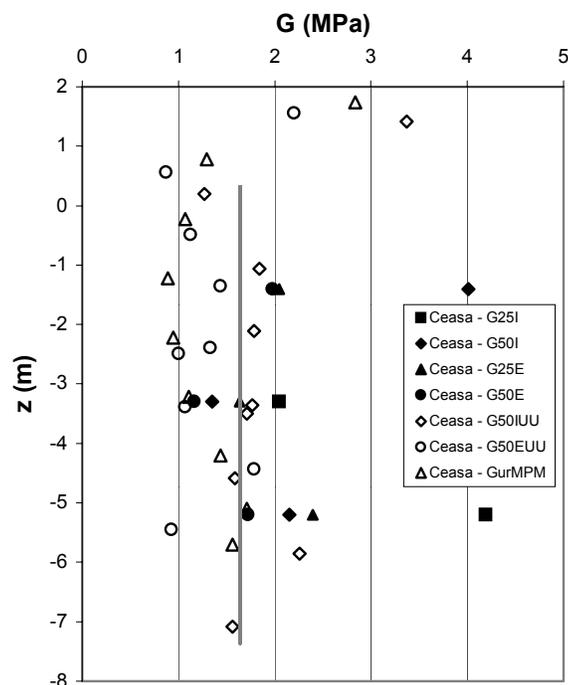
Figura 4.4.6 – $E_u(50) \times z$ para a região de Porto Alegre.

$E_u(25)/S_u$ x z - Porto Alegre

Figuras 4.4.7 – $E_u(25)/S_u$ x z para a região de Porto Alegre.

 $E_u(50)/S_u$ x z - Porto Alegre

Figuras 4.4.8 – $E_u(50)/S_u$ x z para a região de Porto Alegre.

G x z - Ceasa

Figuras 4.4.9 – G x z para o depósito do Ceasa.

5. ENSAIOS DE CAMPO

Este capítulo tem por objetivo a caracterização, através de ensaios de campo, dos depósitos argilosos das regiões estudadas nesta pesquisa. A caracterização é realizada em termos da variação de resistência com a profundidade, bem como através de outros parâmetros correlatos importantes para a identificação do material e análise de seu comportamento. Os dados foram obtidos de várias fontes de pesquisa já citadas anteriormente e de outras que serão citadas no decorrer do capítulo. Deve-se salientar que serão utilizados alguns parâmetros obtidos de ensaios de laboratório para termos de comparação com aqueles encontrados em campo, de forma análoga à abordagem realizada no capítulo anterior.

5.1. ENSAIO SPT (*Standart Penetration Test*)

O ensaio SPT é o ensaio mais difundido e o mais utilizado em projetos correntes de engenharia. O ensaio fornece uma medida de resistência à penetração de um amostrador padrão, N_{SPT} , que possibilita correlações empíricas com parâmetros constitutivos de solos argilosos e arenosos. Complementarmente, amostras retiradas a cada metro perfurado são utilizadas na identificação visual das camadas investigadas, fornecendo importantes informações da estratigrafia do depósito.

A Figura 5.1.1 mostra um ensaio típico de SPT para o depósito da Ceasa/Porto Alegre, na qual observa-se a presença de uma camada de argila mole de cor cinza e preta, de baixa resistência, com valores de N_{SPT} de zero golpes, sendo que as demais camadas são intercaladas entre lentes de areia e argila. O segundo local estudado é ilustrado na Figura 5.1.2, na qual apresenta-se um perfil típico do depósito da Tabai-Canoas. Neste local verifica-se a ocorrência de uma camada de argila mole, cor cinza escura, característica da região de Porto Alegre, também com valores de N_{SPT} nulos. As camadas subjacentes são arenosas. Seguindo o mesmo padrão dos anteriores, o depósito do Aeroporto apresenta material argiloso, de cor escura (preta) e consistência muito mole sobrejacente a uma camada arenosa mais resistente (Figura 5.1.3). Nota-se que o SPT proporciona poucas informações relevantes, particularmente no caso de depósitos homogêneos muito moles, que será comprovado nos demais perfis.

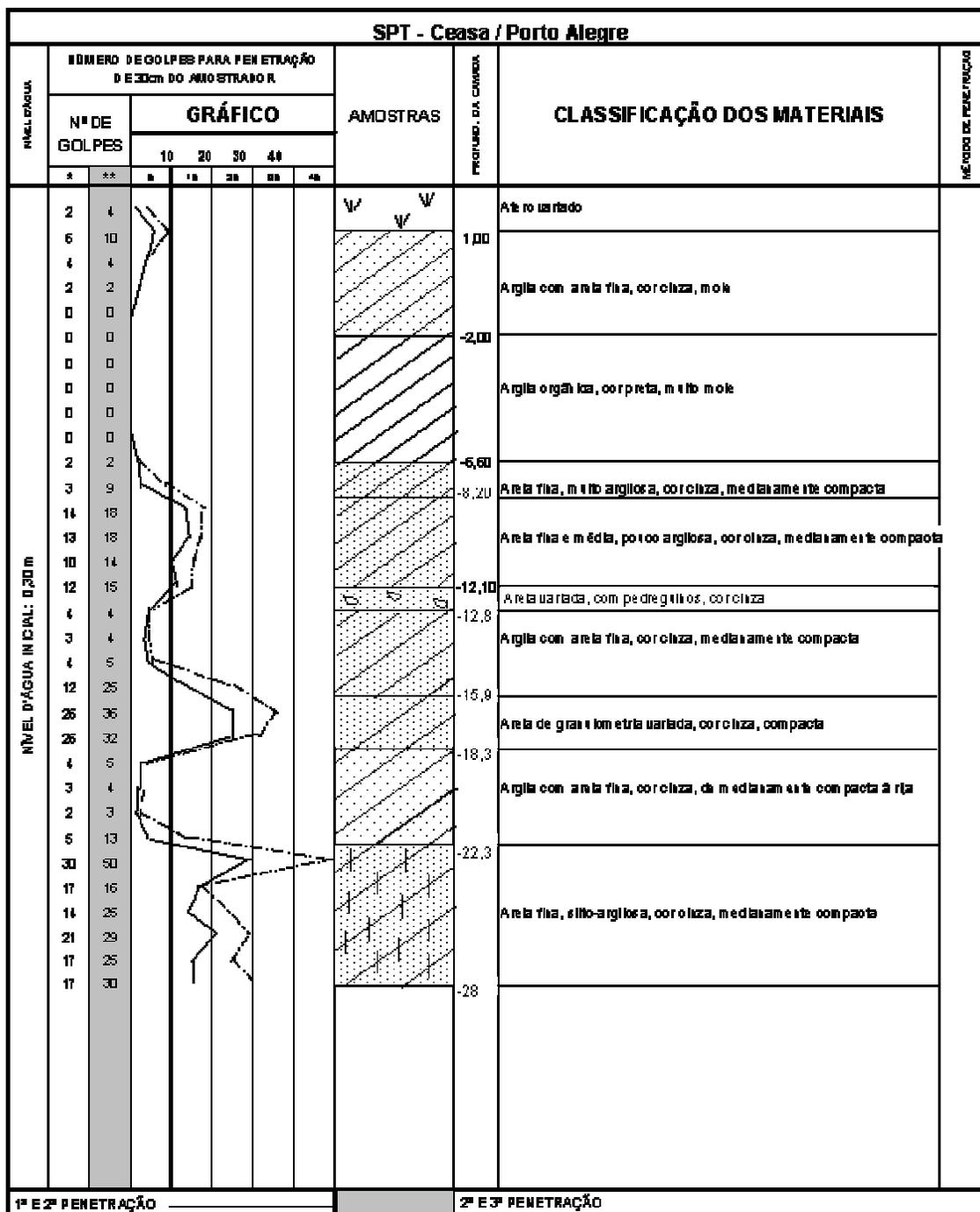


Figura 5.1.1 – Perfil SPT para a Ceasa/Porto Alegre.

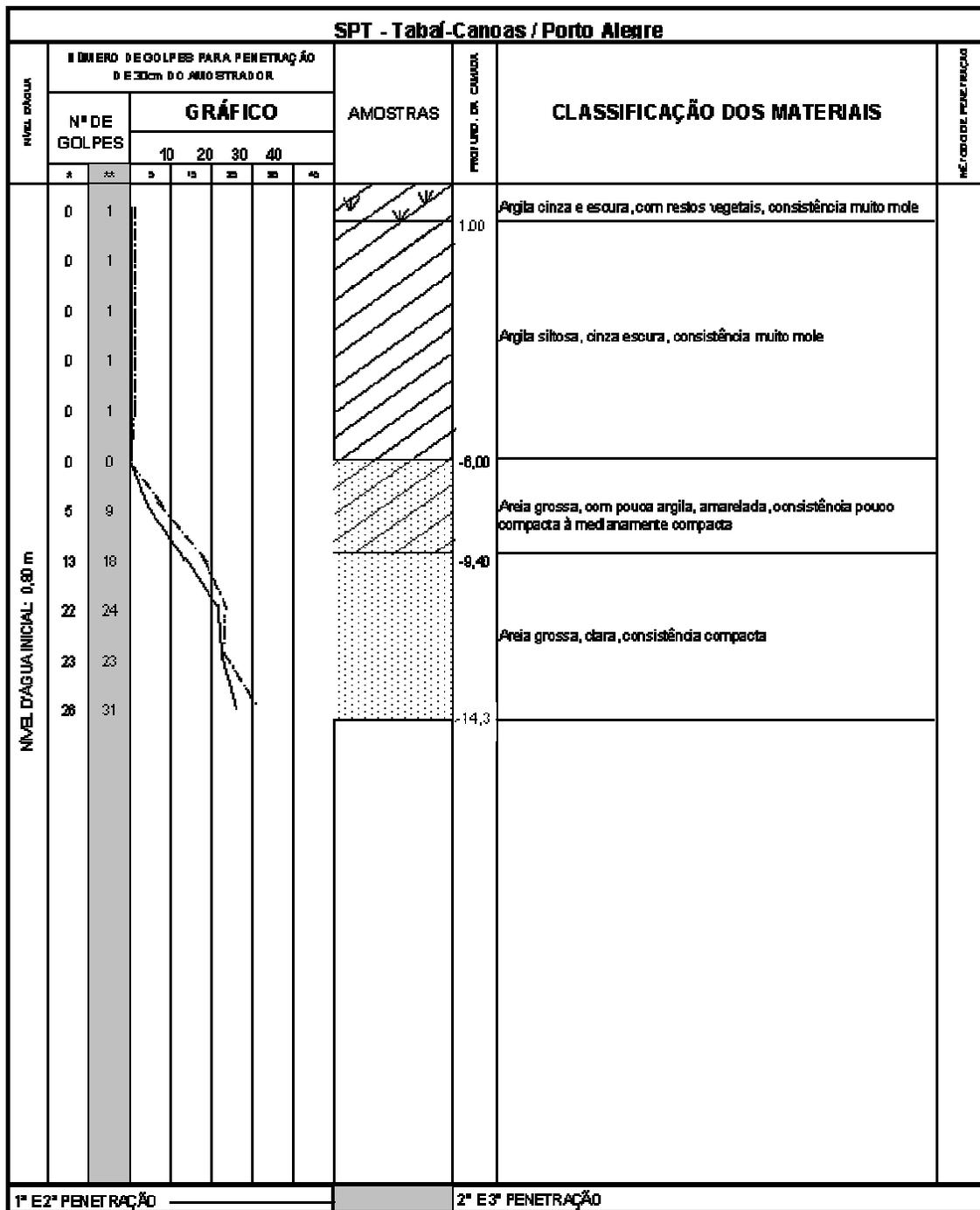


Figura 5.1.2 – Perfil SPT para a Tabai-Canoas/Porto Alegre.

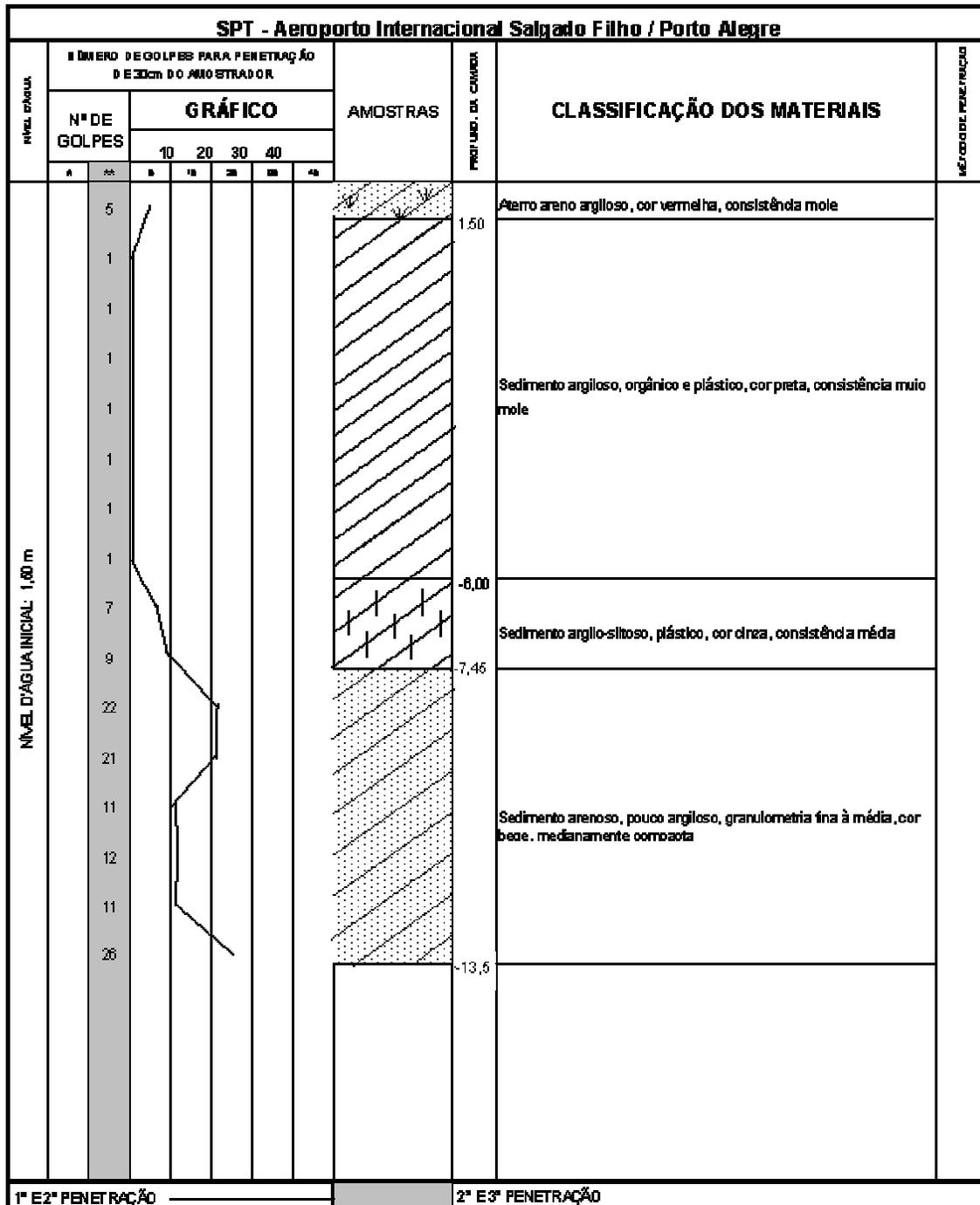


Figura 5.1.3 – Perfil SPT para o Aeroporto/Porto Alegre.

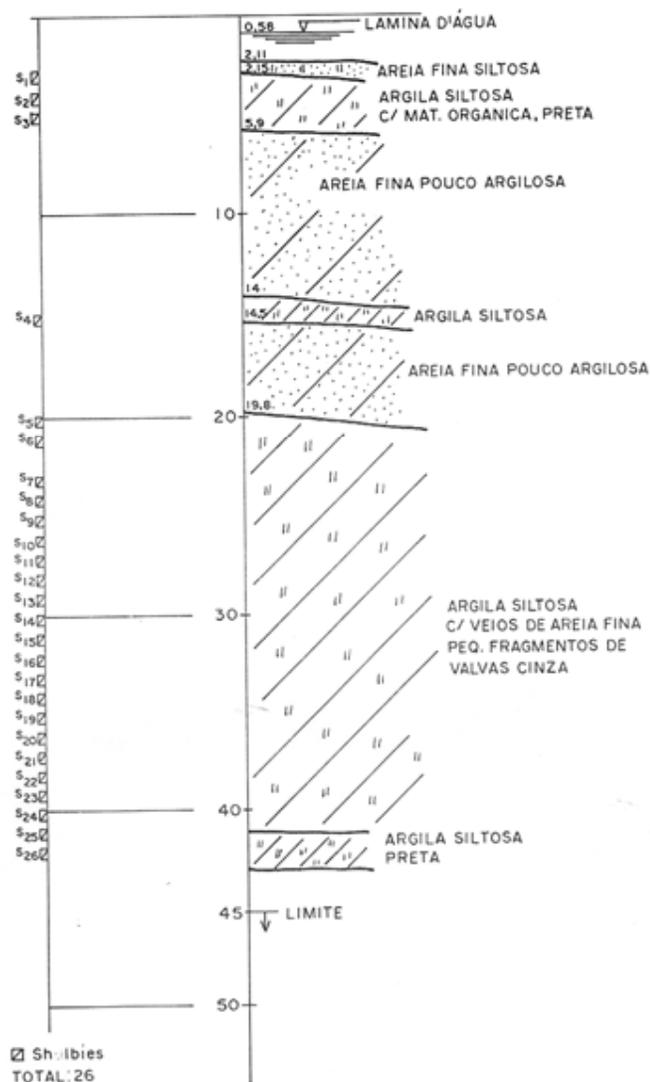


Figura 5.1.4 – Perfil do terreno no depósito do Tecon/Rio Grande.

A Figura 5.1.4 mostra o perfil típico do depósito do Tecon/Rio Grande onde nota-se que este apresenta uma fina camada superficial abaixo da lâmina d'água de material areno-siltoso, intercalando camadas de material argiloso e camadas de material arenoso até a profundidade de -20 m, onde começa a camada argilo-siltosa de pequena resistência, de cor cinza, sendo que esta se estende até a profundidade de aproximadamente -40 m. Nota-se que não temos valores de N_{SPT} para este local, mas apenas o perfil das diversas camadas onde foram retiradas amostras para ensaios de laboratório. As profundidades estão 0,5 m abaixo do nível do mar.

5.2. ENSAIO CPTU (*Piezocone Penetration Test*)

O CPTU é um ensaio utilizado com maior frequência no estudo de solos moles, ocorrência na qual o ensaio SPT não fornece informações com níveis adequados de precisão. Sua aplicação é voltada à determinação da resistência não-drenada S_u e do coeficiente de consolidação obtido de ensaios de dissipação da poro-pressão. Ensaios típicos de Piezocone para os depósitos de argila mole das regiões de Porto Alegre e Rio Grande serão apresentados a seguir.

As principais grandezas medidas nos ensaios CPTU são:

- q_c que consiste da resistência à penetração da ponteira cônica;
- f_s correspondente ao atrito lateral;
- u_1 , u_2 e u_3 são as medidas de poro-pressão na ponta, base e luva respectivamente;
- $q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2$, resistência real mobilizada no ensaio (sem efeito das poro-pressões desiguais da geometria do cone) sendo o coeficiente a determinado através de calibração;
- $f_t = f_s - \frac{u_2 \cdot A_{sb}}{A_l} + \frac{u_3 \cdot A_{st}}{A_l}$, atrito lateral corrigido, onde A_{sb} , A_{st} e A_l são as áreas da base, do topo e lateral da luva de atrito respectivamente;
- $R_f = f_s / q_c$, razão de atrito, primeiro parâmetro derivado dos medidos no ensaio;
- $Bq = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})}$, parâmetro de poro-pressão;
- $Su = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}}$, resistência ao cisalhamento não-drenado, onde N_{kt} fator de capacidade de carga.

Os ensaios apresentados mostram as variações de q_t , U , U_o , R_f , Bq e S_u em função da profundidade para os depósitos aqui estudados e também a classificação dos diversos solos dos depósitos através do *Ábaco* $q_t \times Bq$.

Verifica-se, através das correlações apresentadas anteriormente, que a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u depende do valor de N_{kt} que deve ser obtido através de calibrações, preferencialmente com ensaios de Palheta. A região de Rio Grande é a primeira a ser apresentada, mostrando valor característico de N_{kt} altos (maior que 30), estimado a partir de ensaios de Palheta realizados no depósito dos Molhes (Figura 5.2.1). O valor característico de N_{kt} utilizado no cálculo de S_u para os depósitos de Rio Grande foi 20, devido a inconsistência dos dados obtidos e a pouca quantidade de valores de ensaio de palheta para a região, escolhendo-se um numero que não comprometeria a real resistência do depósito, sem abrir mão da segurança.

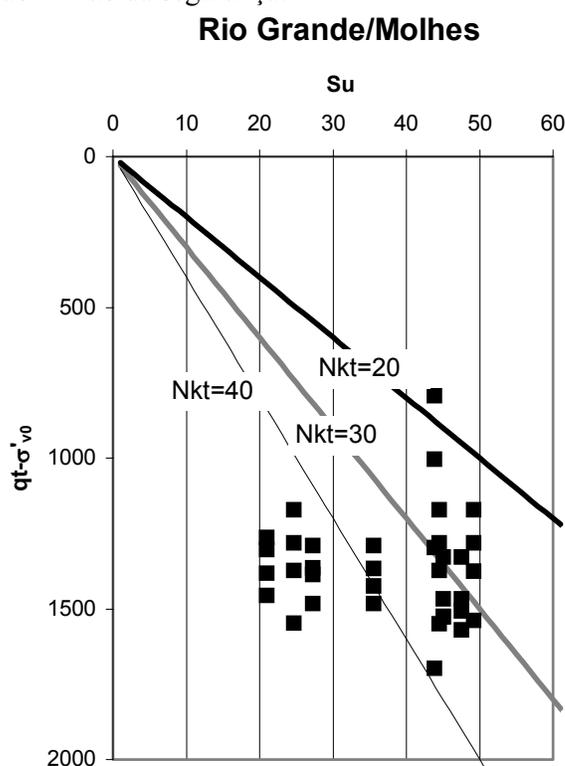


Figura 5.2.1 – N_{kt} para Molhes/Rio Grande.

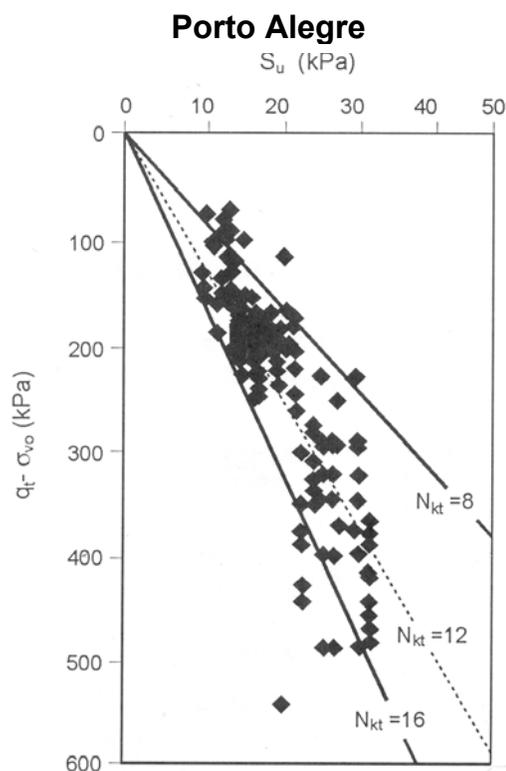


Figura 5.2.2 - N_{kt} para Porto Alegre (Soares, 1997).

Os depósitos da região da cidade de Porto Alegre utilizaram para análise da resistência não-drenada S_u dos ensaios de piezocone, o fator de capacidade de carga $N_{kt} = 12$, conforme Soares (1997) e Schnaid (2000), segundo calibração através de ensaios de Palheta nesta região. A dispersão dos valores de N_{kt} da região de Porto Alegre é apresentada na Figura 5.2.2, verificando-se uma dispersão entre 8 e 16. Parte da dispersão pode ser atribuída a variações em OCR e B_q nos perfis de subsolo.

As Figuras 5.2.3 e 5.2.4 mostram os resultados de um ensaio característico de CPTU para o depósito dos Molhes, na região *off shore* de Rio Grande. Este ensaio, bem como outros realizados nesta área, sugerem a presença de uma camada argilosa não drenante, relativamente homogênea, com características típicas de resistência crescente com a profundidade. Exceção é feita ao solo entre as profundidades de -18 até -22 m que apresenta um decréscimo significativo de q_t e portanto da resistência ao cisalhamento não-drenada. Da profundidade de -22 até -27 m verifica-se a presença de um material silto-argilo arenoso com resistência característica de 40 kPa. Após -27 m de profundidade, apresenta-se o depósito de argila siltosa não drenante e com resistência em torno de 60 kPa. Os valores de S_u crescem de aproximadamente 20 kPa para a profundidade de -13 m, junto a superfície do leito do mar, até em torno de 80 kPa para as profundidades máximas atingidas de -38 m, mostrando uma variação significativa da resistência ao longo da profundidade, embora das condições de relativa homogeneidade do depósito, justificando a necessidade de investigações localizadas para o projeto dos Molhes.

O depósito do Porto Novo apresenta uma classificação totalmente diferenciada dos demais depósitos aqui estudados, como já citado nos capítulos anteriores. Assim é de se esperar que os ensaios de piezocone apresente padrões diferenciados de comportamento. A Figura 5.2.5 reflete esta variabilidade, com variações expressivas na magnitude de S_u e nos padrões de drenagem das diversas camadas. A resistência não-drenada apresenta um valor médio de 35 kPa para as camadas superficiais e cresce para um valor médio em torno de 90 kPa para profundidades superiores a -28 m. As medidas de poro-pressão indicam que o material é predominantemente drenante, especialmente nas camadas superficiais, com uma classificação dispersa no gráfico $B_q \times q_t$, variando entre silte argilo-arenoso a argila ou argila-siltosa. Mesmo assim, devido à baixa resistência à penetração, optou-se por calcular a resistência ao cisalhamento não-drenada, que pode ser utilizada indistintamente ao longo da profundidade em projetos correntes de engenharia.

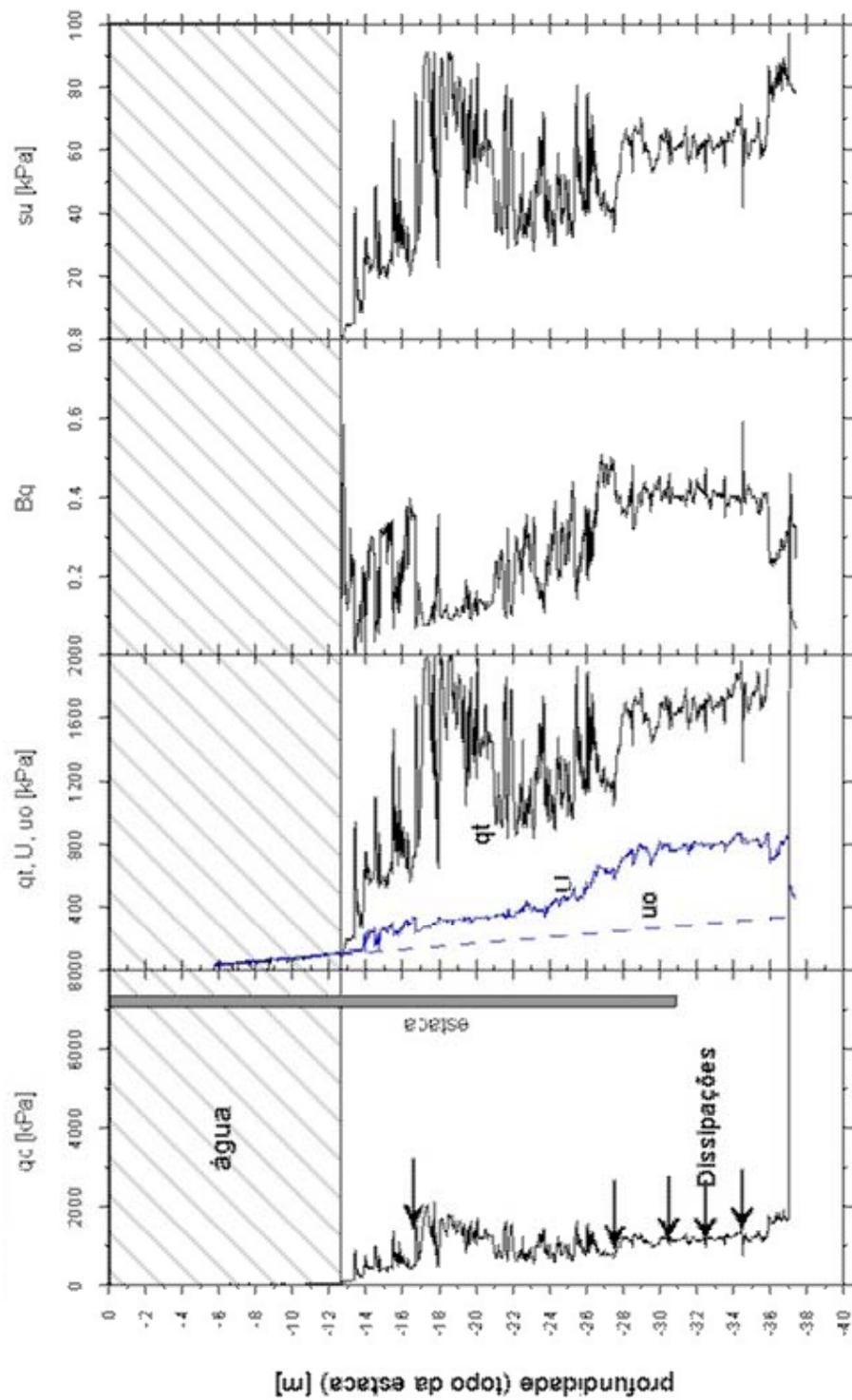


Figura 5.2.3 – Piezocone típico do depósito Molhes/Rio Grande.

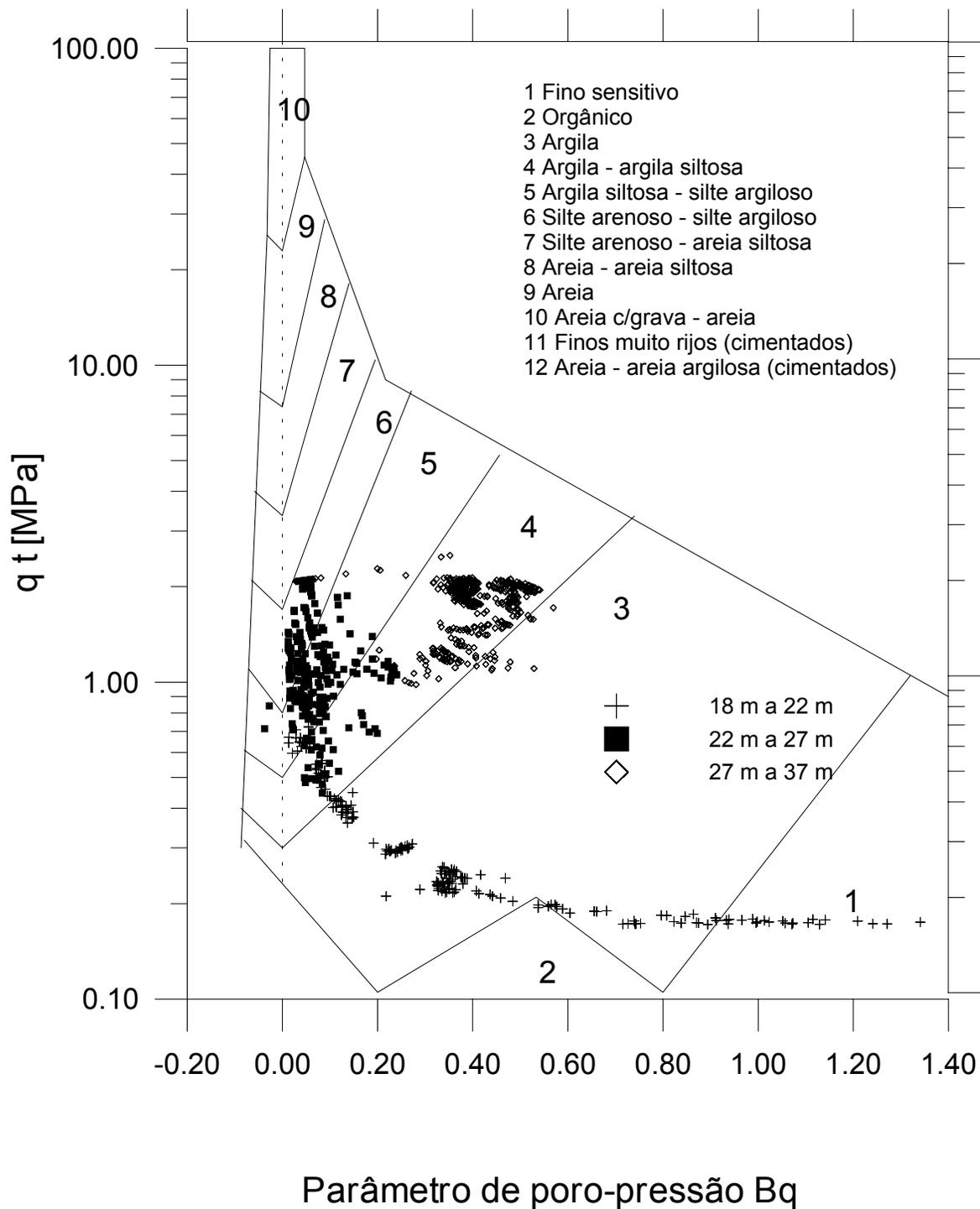


Figura 5.2.4 – Classificação do solo do depósito dos Molhes/Rio Grande segundo ensaio CPTU.

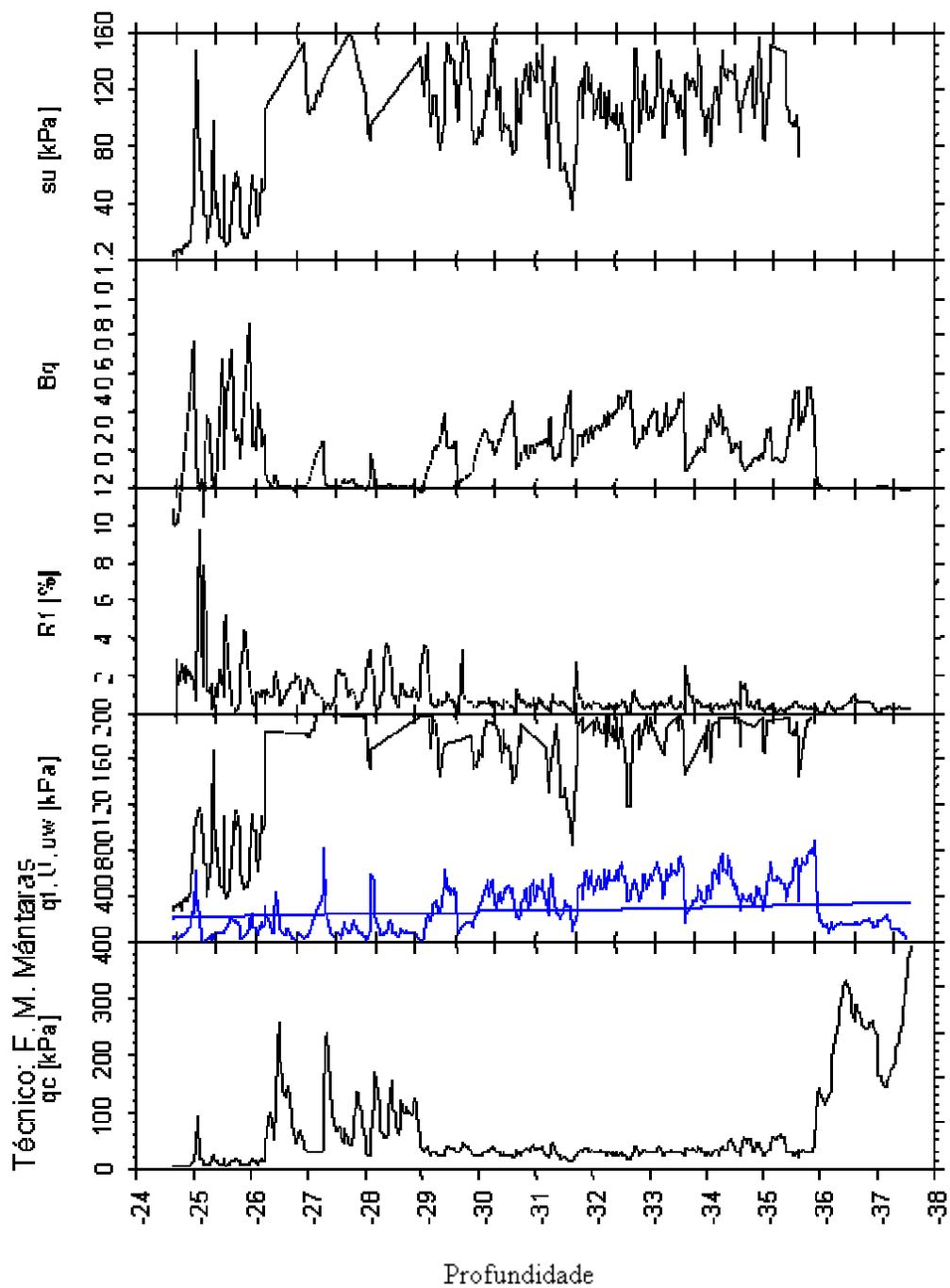


Figura 5.2.5 – Piezocone típico do depósito Porto Novo/Rio Grande.

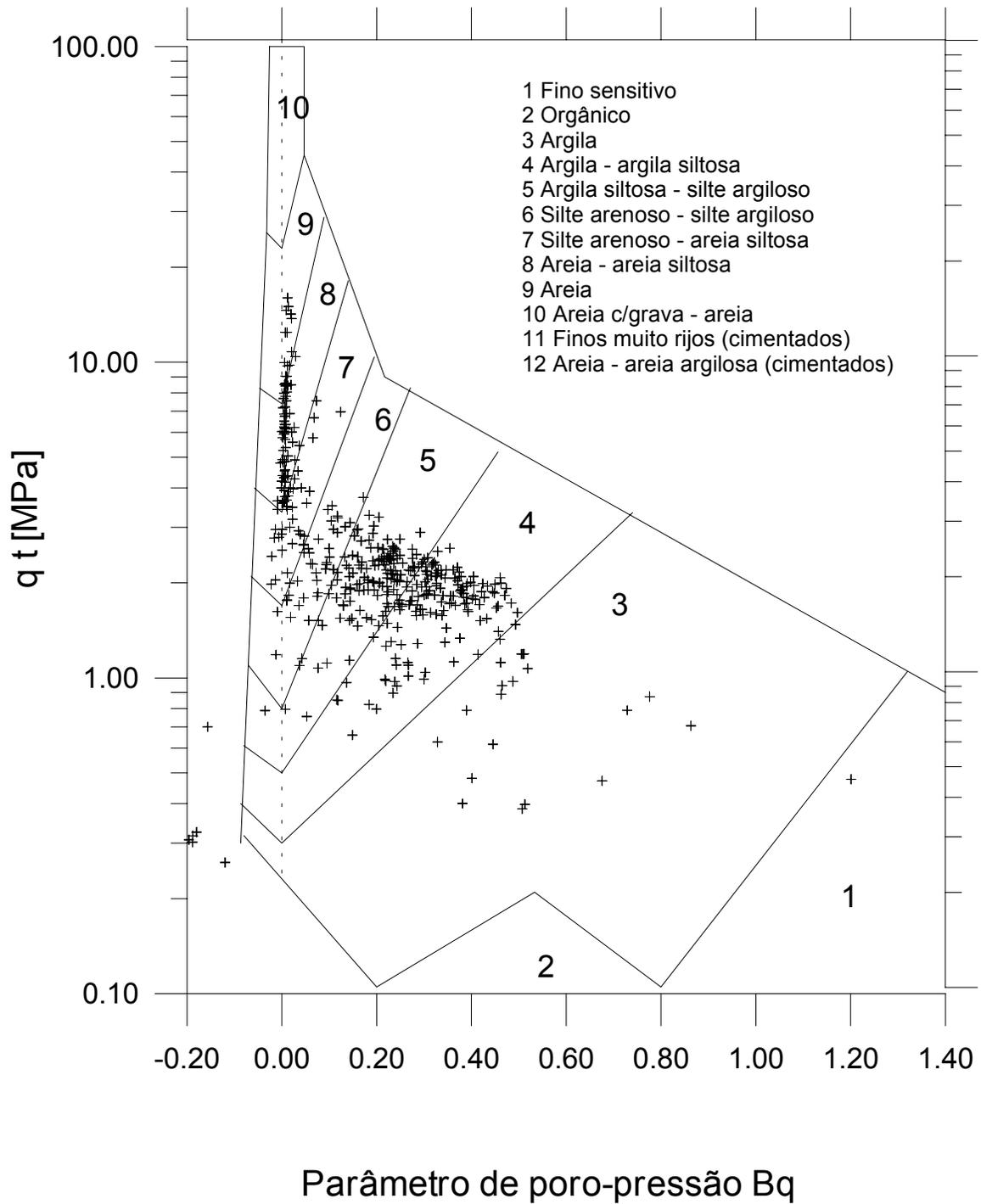


Figura 5.2.6 – Classificação do solo do depósito do Porto Novo/Rio Grande segundo ensaio CPTU.

Estes dados fornecem um panorama geral das condições geotécnicas encontradas na Cidade de Rio Grande. Embora a área de abrangência dos ensaios seja relativamente pequena, com uma área em projeção de aproximadamente 500 km², observa-se uma variabilidade muito significativa nos resultados, com perfis que geralmente indicam a presença de lentes e camadas de diferentes granulometrias, cuja ocorrência deve ser produto da variação das condições de deposição de solos nesta região.

Outros dois depósitos da região de Rio Grande, que não foram até agora estudados neste trabalho, serão discutidos neste capítulo através de resultados de ensaios de CPTU. Estes dois locais não possuem uma investigação geotécnica tão extensiva quanto os demais depósitos, mas poderão servir de informação e de comparação com os locais anteriormente estudados. Os dois locais são distantes da costa (Molhes e Porto Novo) e mostram um depósito de material argiloso a pequenas profundidades, diferenciando-se dos outros depósitos profundos já analisados. O depósito próximo ao Hospital da FURG, encontra-se numa região central da cidade; neste local nota-se que a camada argilosa mole de material não drenante ocorre a partir da profundidade média de -10,5 m; camadas de materiais silto-areno argilosos fofos e moles com alta compressibilidade, porém permeáveis, são observados nas profundidades superiores. Estas camadas compressíveis, de baixa resistência e drenantes têm sido caracterizadas como vasa (Dias, 1992; Dias e Bastos, 1997 e Dias e Kerstner, 2001). Esta camada apresenta variações significativas de granulometria, que segundo o *Ábaco qt x Bq* (Figura 5.2.8) pode ser classificada desde argila siltosa a areia. Nas camadas superiores nota-se a predominância de silte-areno argilosos entre as profundidade de -4 a -10 m, e sobrejacente a esta camada, verifica-se a ocorrência de lâminas de areia siltosa e de argila siltosa caracterizando um material drenante até a profundidade de -2,5 m. A camada superficial (acima de -2,5 m) é caracterizada como areia com alguma presença de silte. Deve-se notar que a estimativa da variação da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u com a profundidade é realizada apenas para profundidades superiores aos 10m, cujo valor médio é de 35kPa. As medidas de poro-pressão diferenciam os horizontes drenantes e não drenantes observados no perfil.

A Figura 5.2.9 apresenta o resultado de um ensaio característico do depósito da rua Portugal, na cidade de Rio Grande, também localizado na região central da cidade. Este piezocone mostra as mesmas características gerais citadas anteriormente para a área do Hospital da FURG. A camada de material não-drenada começa a partir de -9,5 m

caracterizando-se como uma argila siltosa (Figura 5.2.10) de resistência característica de 30 kPa, apresentando uma discreta tendência de aumento de S_u com a profundidade. Este depósito se caracteriza por apresentar uma camada de material silto-areno argiloso que começa na superfície e vai até a profundidade de -9,5 m de baixa resistência e drenante, semelhante ao material encontrado no Hospital da FURG.

Volta-se a salientar que estes dois últimos depósitos não serão considerados quando da análise global da região da Cidade de Rio Grande, pois não pertencem ao mesmo depósito argiloso e portanto teríamos que obter mais dados, tanto de laboratório, como de campo para uma melhor caracterização destes locais. Estes locais foram apresentados para complementar a base de dados da região de Rio Grande e compararmos com os demais da mesma unidade geológica.

As figuras apresentadas na seqüência deste capítulo visam a caracterização da região de Porto Alegre, na qual observa-se a ocorrência de um depósito de argila mole menos profundo que o encontrado em Rio Grande.

As Figuras 5.2.11 e 5.2.12 mostram resultados de um ensaio característico CPTU no depósito do Acesso ao Aeroporto Internacional Salgado Filho, no qual verifica-se a ocorrência de uma fina camada superficial até a profundidade -2 m, de material drenante com resistências altas. Esta camada corresponde a crosta pré-adensada, decorrente da cimentação química devido a oscilação sazonal do lençol freático. Subjacente a esta camada encontra-se o depósito de material argiloso, orgânico, plástico, muito mole, com resistência não-drenada característica de 15 kPa até a profundidade de -9,5 m. A partir desta profundidade observa-se um gradual aumento de S_u em função da profundidade, característico de depósitos de argila mole. Abaixo desta profundidade verifica-se a presença dos extratos arenosos.

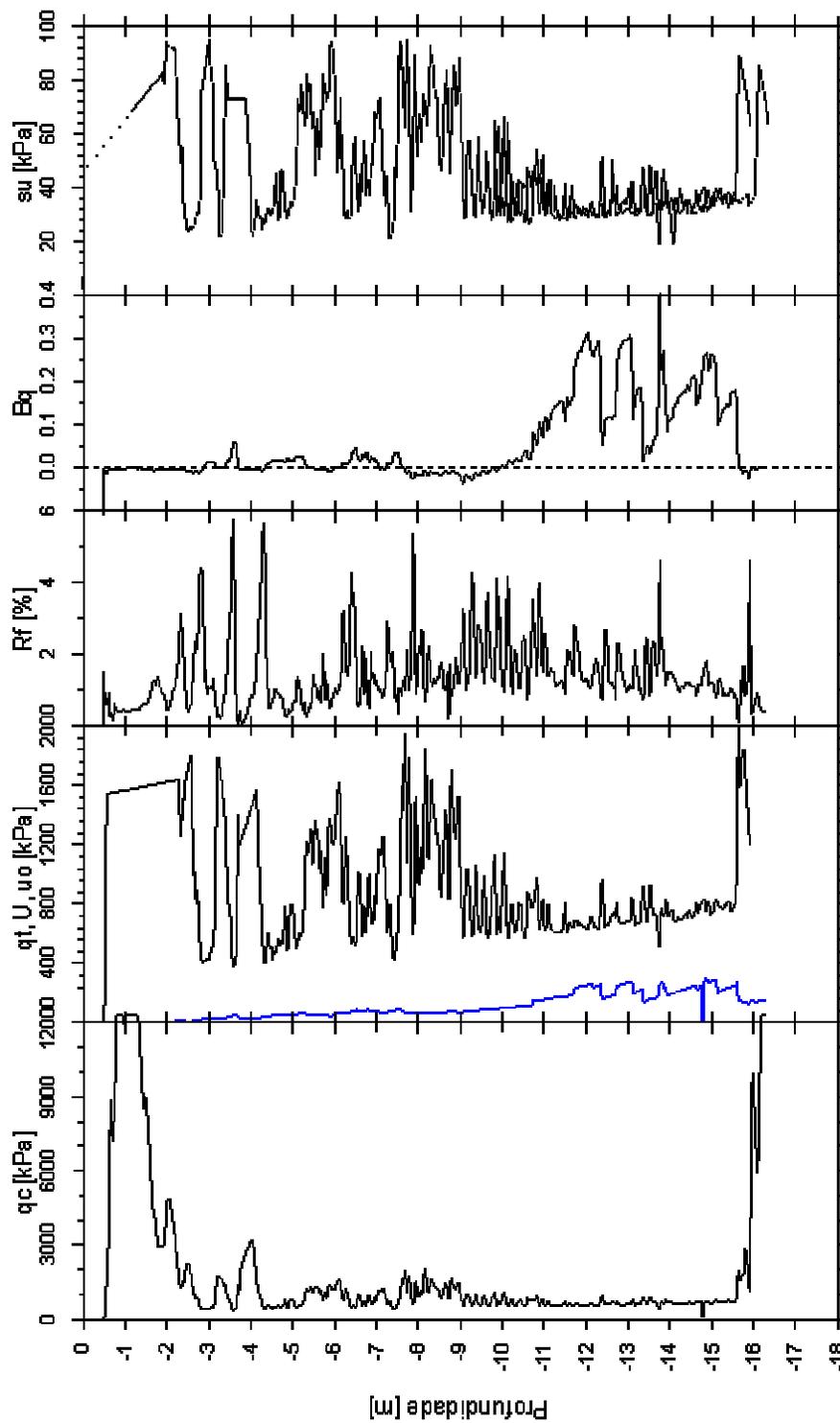
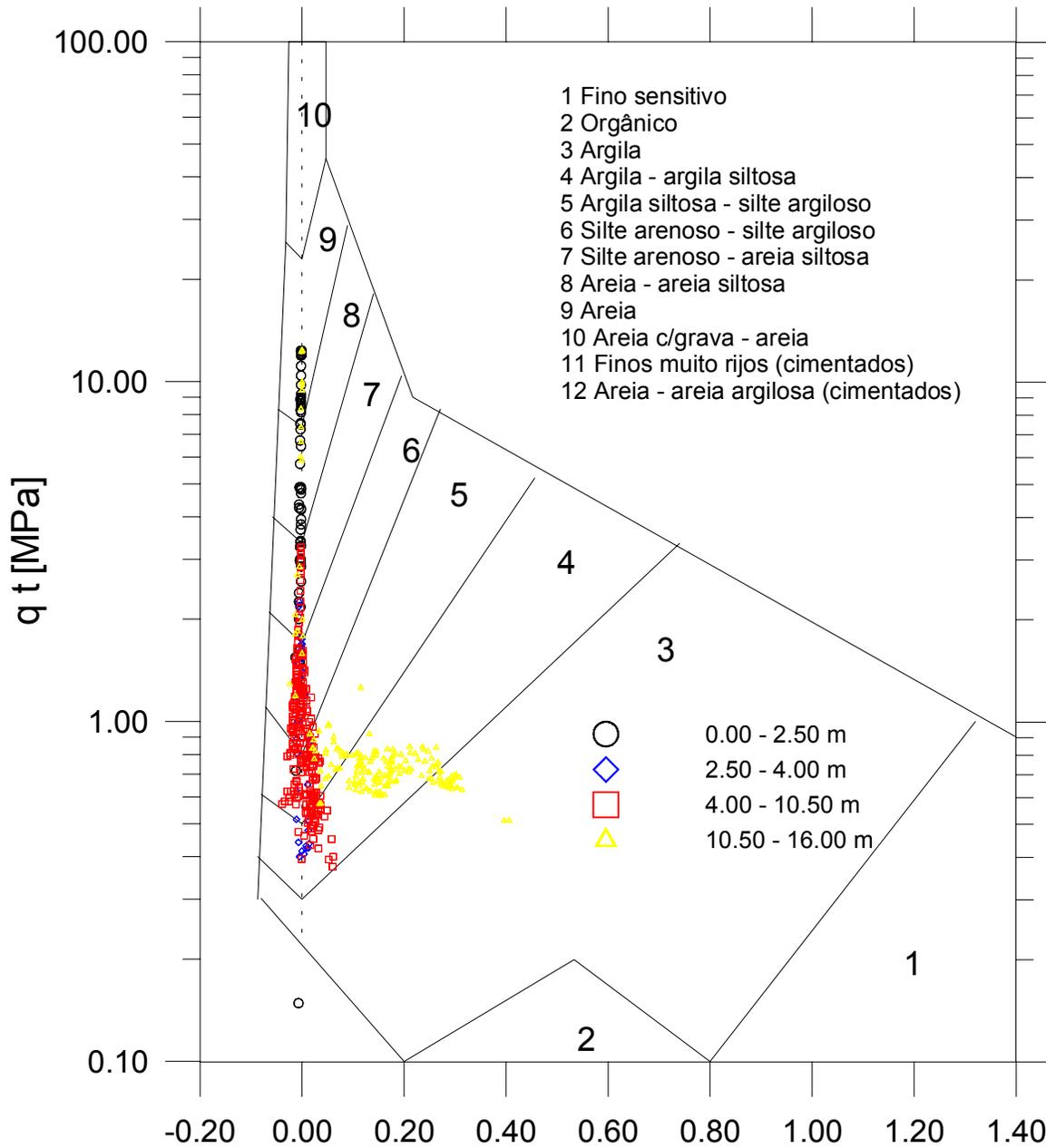


Figura 5.2.7 – Piezocone típico do depósito Hospital da FURG/Rio Grande.



Parâmetro de poro-pressão B_q

Figura 5.2.8 – Classificação do solo do depósito do Hospital da FURG/Rio Grande segundo ensaio CPTU.

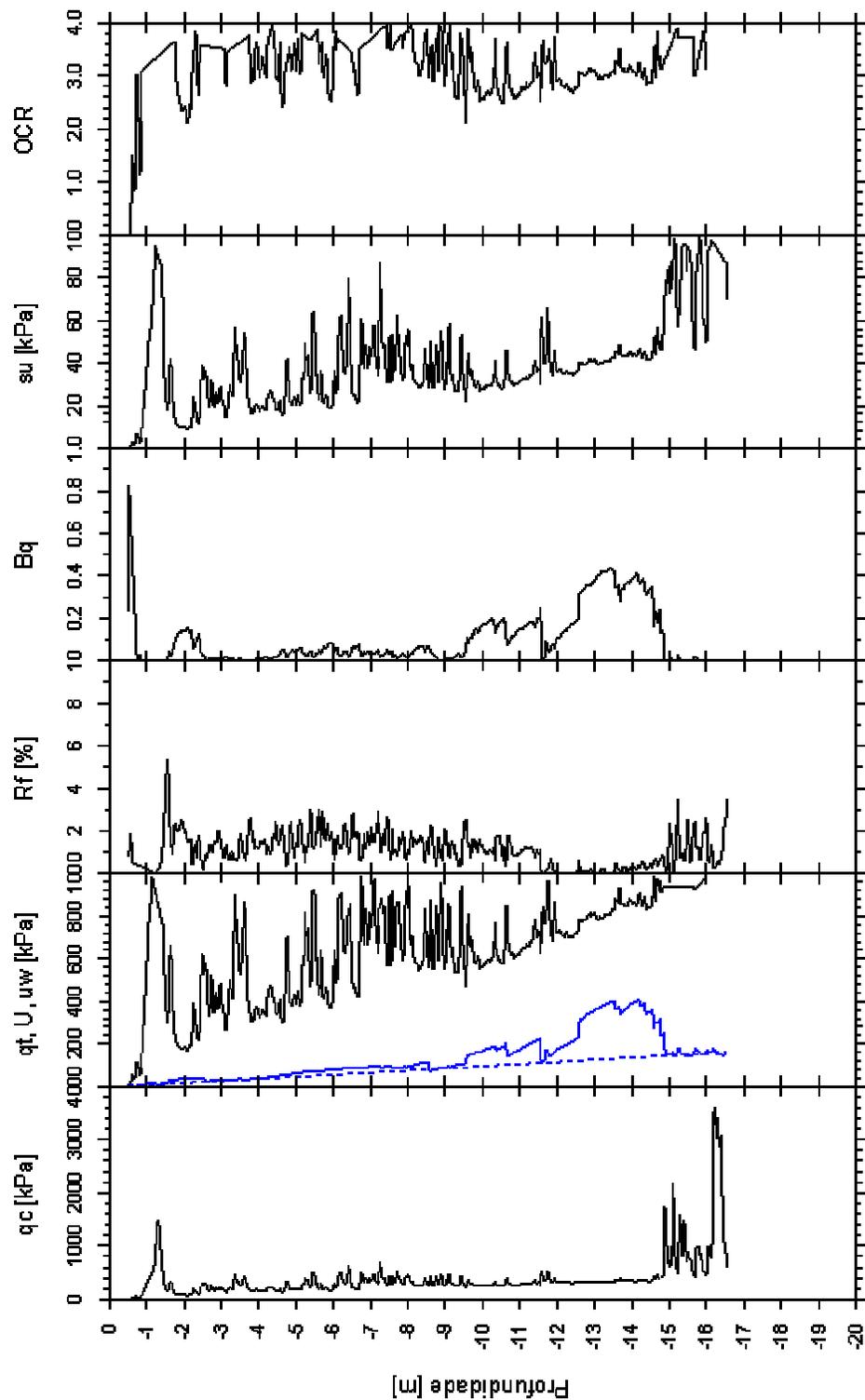


Figura 5.2.9 – Piezocone típico do depósito Rua Portugal/Rio Grande.

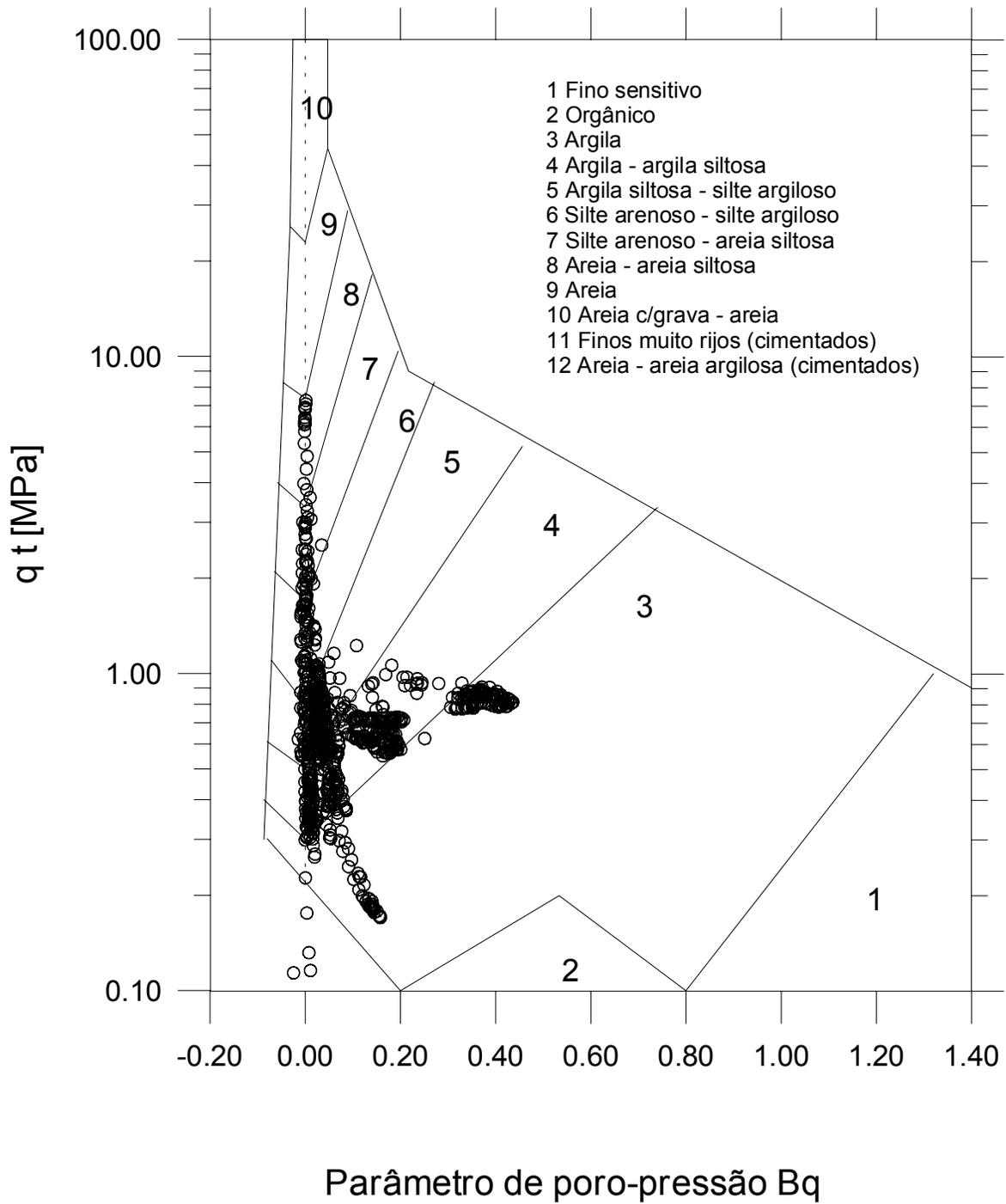


Figura 5.2.10 – Classificação do solo do depósito da Rua Portugal/Rio Grande segundo ensaio CPTU.

O depósito existente na Concepa, mostrado na Figura 5.2.13 através de ensaio CPTU, apresenta resistências em torno de 30 kPa entre as profundidades de -1,5 à -4 m; a camada subjacente apresenta uma resistência superior com valores médios de 90 kPa. Novamente não se verifica um perfil tipicamente argiloso, sendo que neste caso o perfil é descrito no gráfico de classificação como variando entre argila e silto-argilo arenoso (Figura 5.2.14). Os valores de OCR reduzem ligeiramente com a profundidade, de valores em torno de 4 próximos à superfície reduzindo gradativamente para 2. A resistência ao cisalhamento é inversamente proporcional ao acréscimo de OCR.

O material encontrado na ETE São João apresenta um depósito bem definido de material argiloso/argilo-siltoso entre as profundidades de -2 m à -6 m, com resistência não-drenada da ordem de 25 kPa (material não-drenante). Acima desta camada aparece um aterro de material drenante e abaixo uma camada argilosa de material mais consistente, seguindo os mesmos padrões dos ensaios realizados no Acesso do Aeroporto (mesmo depósito e mesma formação) conforme apresentado nas Figuras 5.2.15 e 5.2.16.

Assim como no caso de Rio Grande, buscou-se complementar a base de dados de Porto Alegre a partir da análise de outros locais, dentro da mesma unidade geológica. Estes locais são avaliados a seguir. A Figura 5.2.17 mostra perfil de CPTU do terreno da Gedore/Porto Alegre. Esta figura indica um depósito argiloso/argilo-siltoso orgânico e plástico entre as profundidades de -1,5 m até -4,5 m (Figura 5.2.18), não drenante e de baixa resistência, crescente com a profundidade (média 25 kPa). O mesmo padrão encontrado no Acesso ao Aeroporto e na ETE São João é mantido neste depósito, com um aterro acima da argila mole e argila rija abaixo.

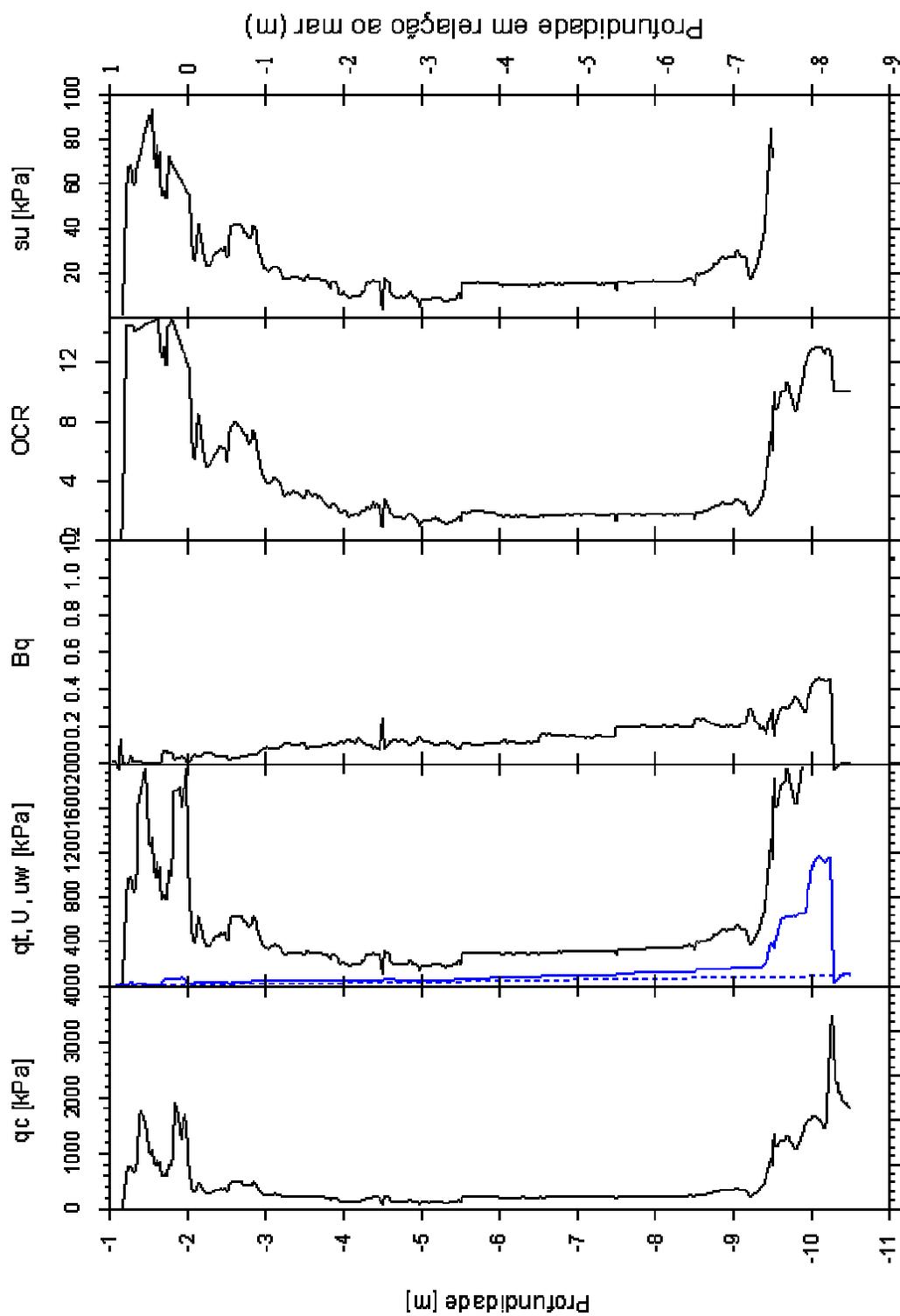


Figura 5.2.11 – Piezocone típico do depósito Acesso Aeroporto/Porto Alegre.

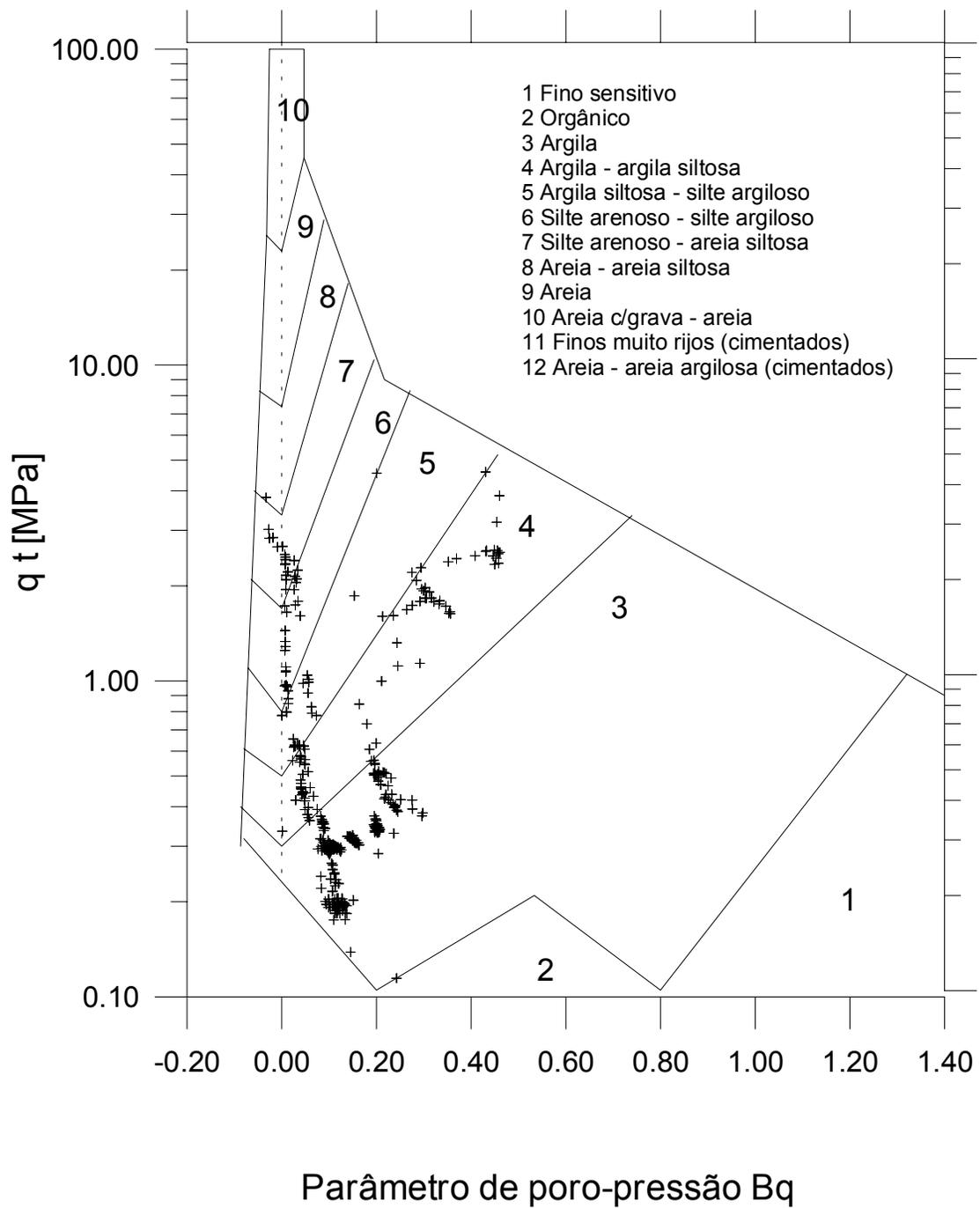


Figura 5.2.12 – Classificação do solo do depósito do Acesso ao Aeroporto/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.

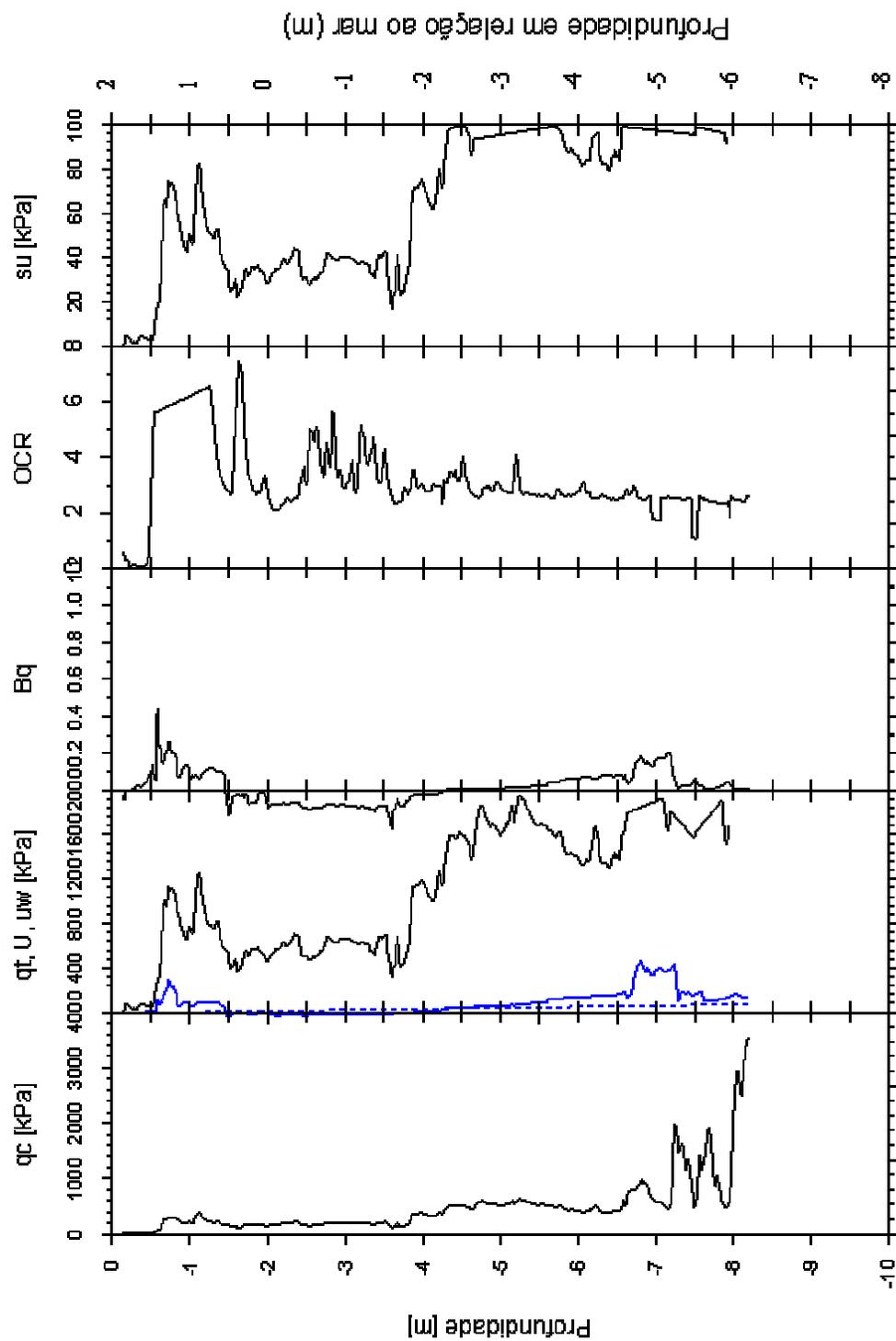


Figura 5.2.13 – Piezocone típico do depósito Concepa/Porto Alegre.

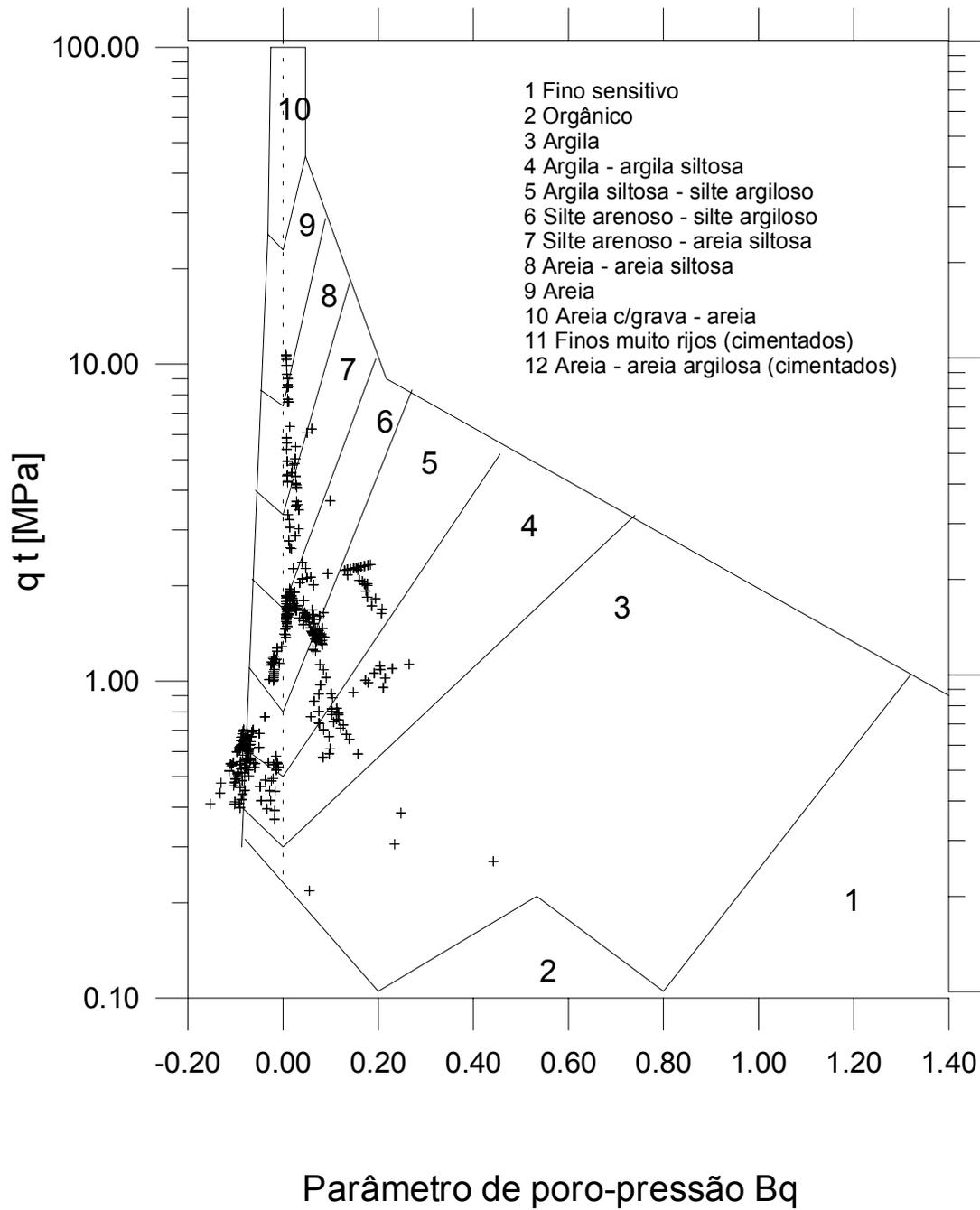


Figura 5.2.14 – Classificação do solo do depósito da Concepa/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.

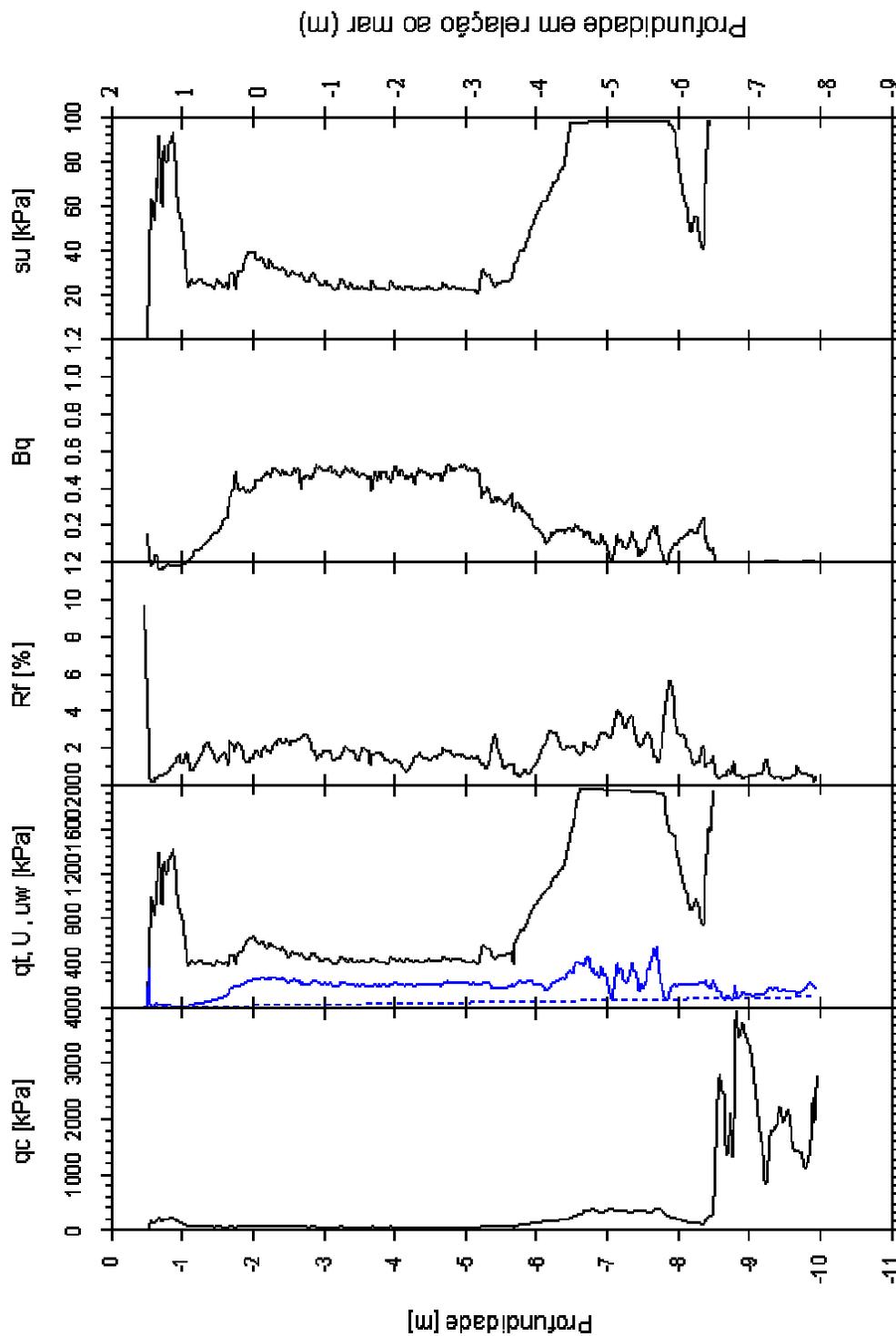


Figura 5.2.15 – Piezocone típico do depósito ETE São João/Porto Alegre.

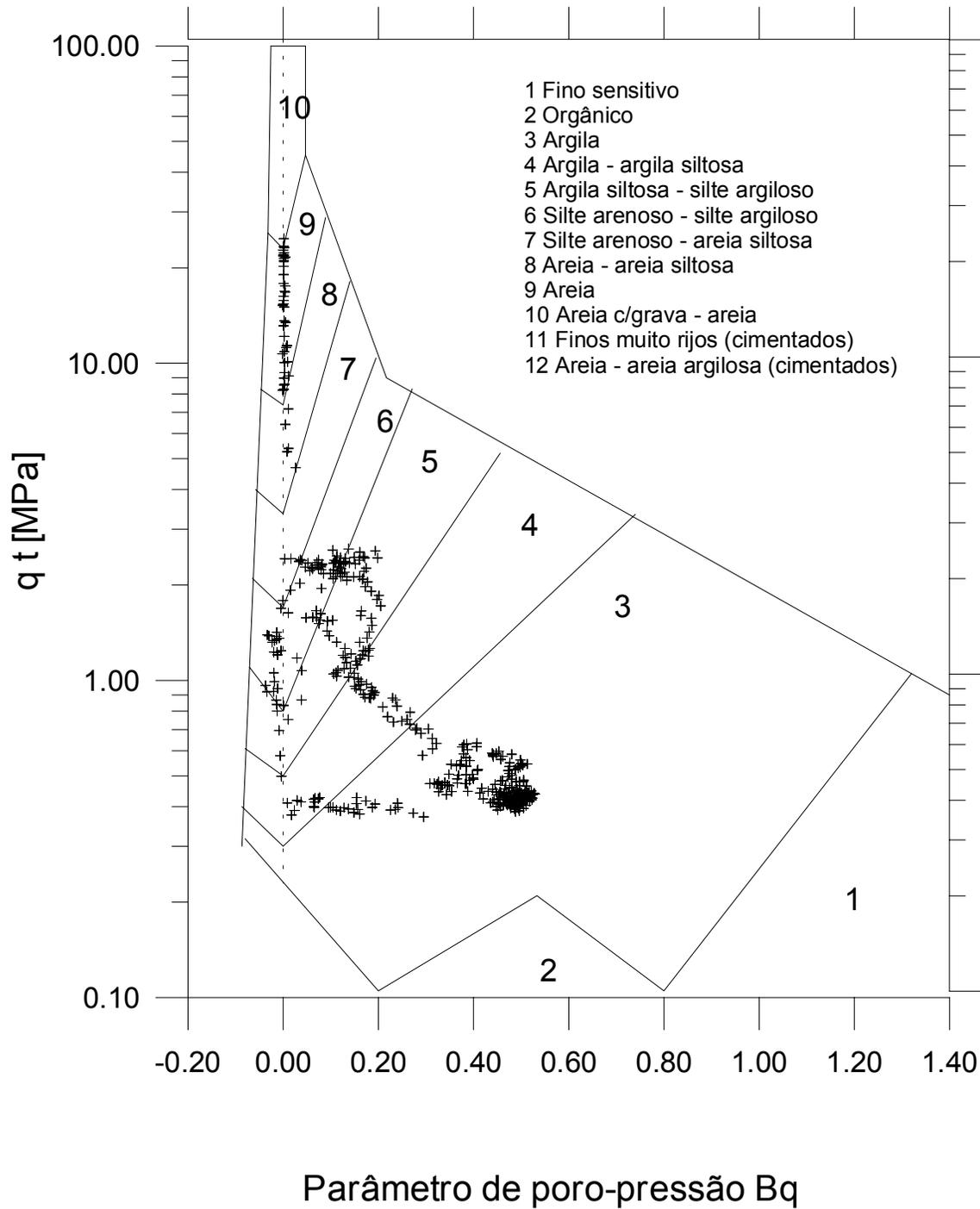


Figura 5.2.16 – Classificação do solo do depósito do ETE São João/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.

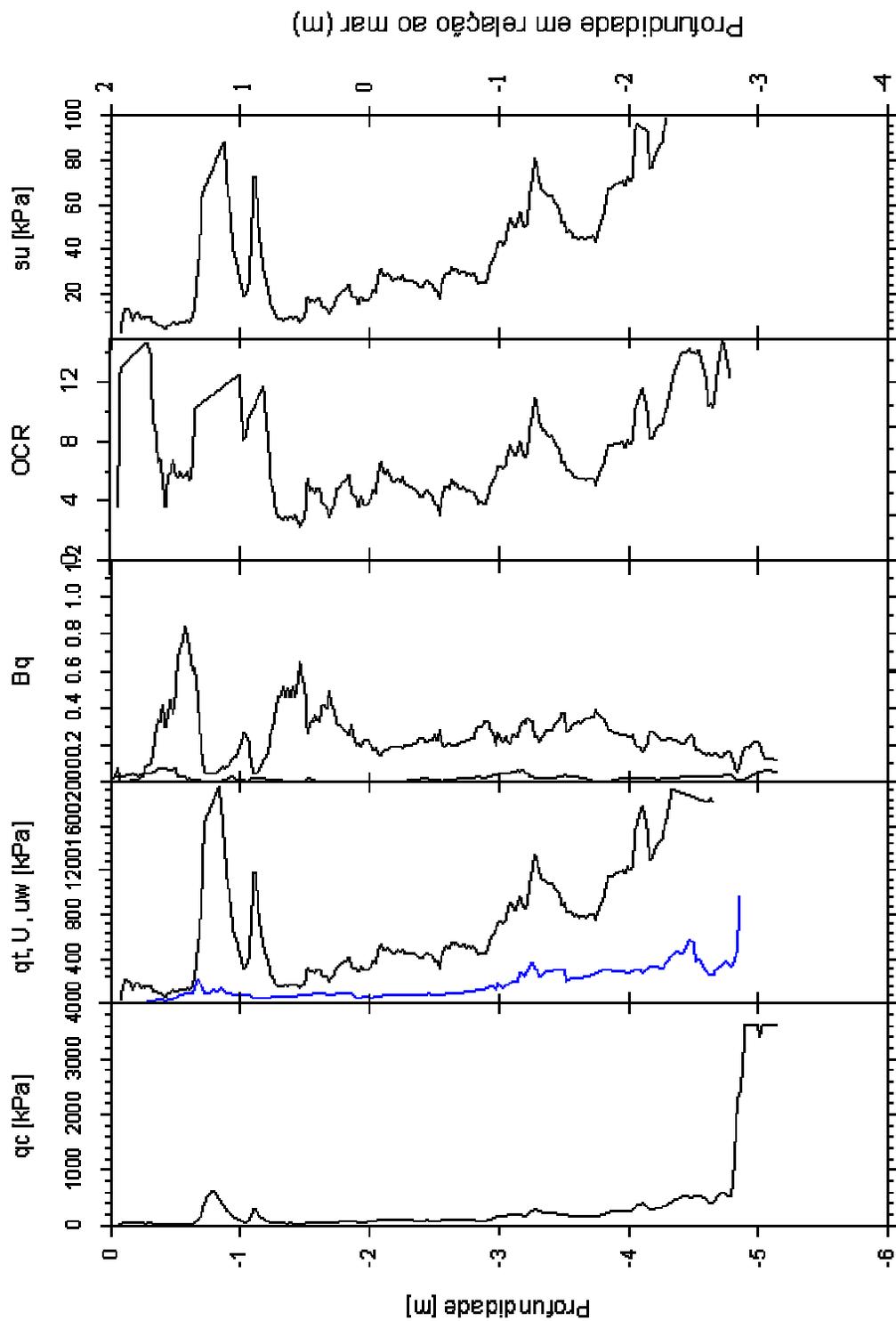


Figura 5.2.17 – Piezocone típico do depósito Gedore/Porto Alegre.

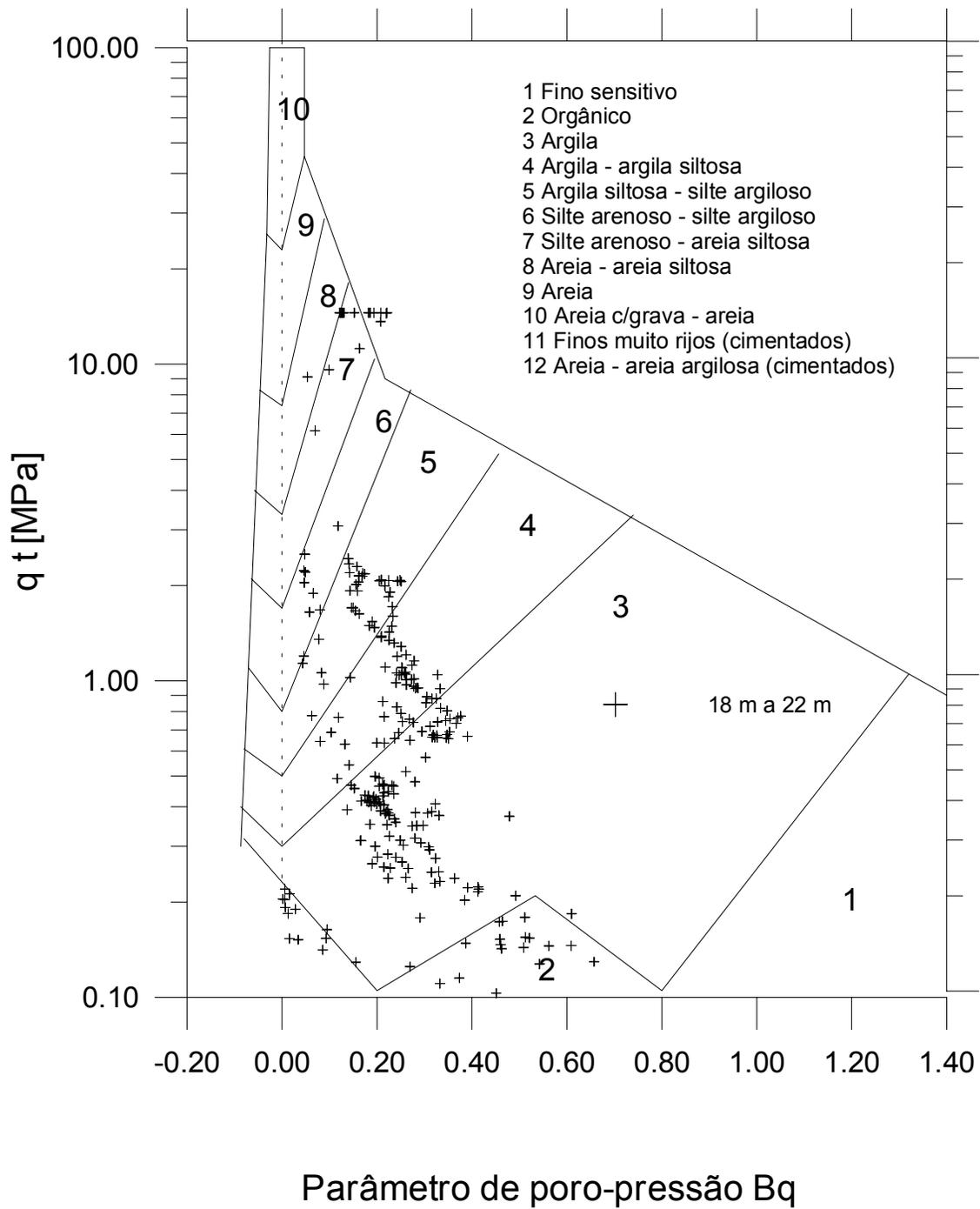


Figura 5.2.18 – Classificação do solo do depósito do Gedore/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.

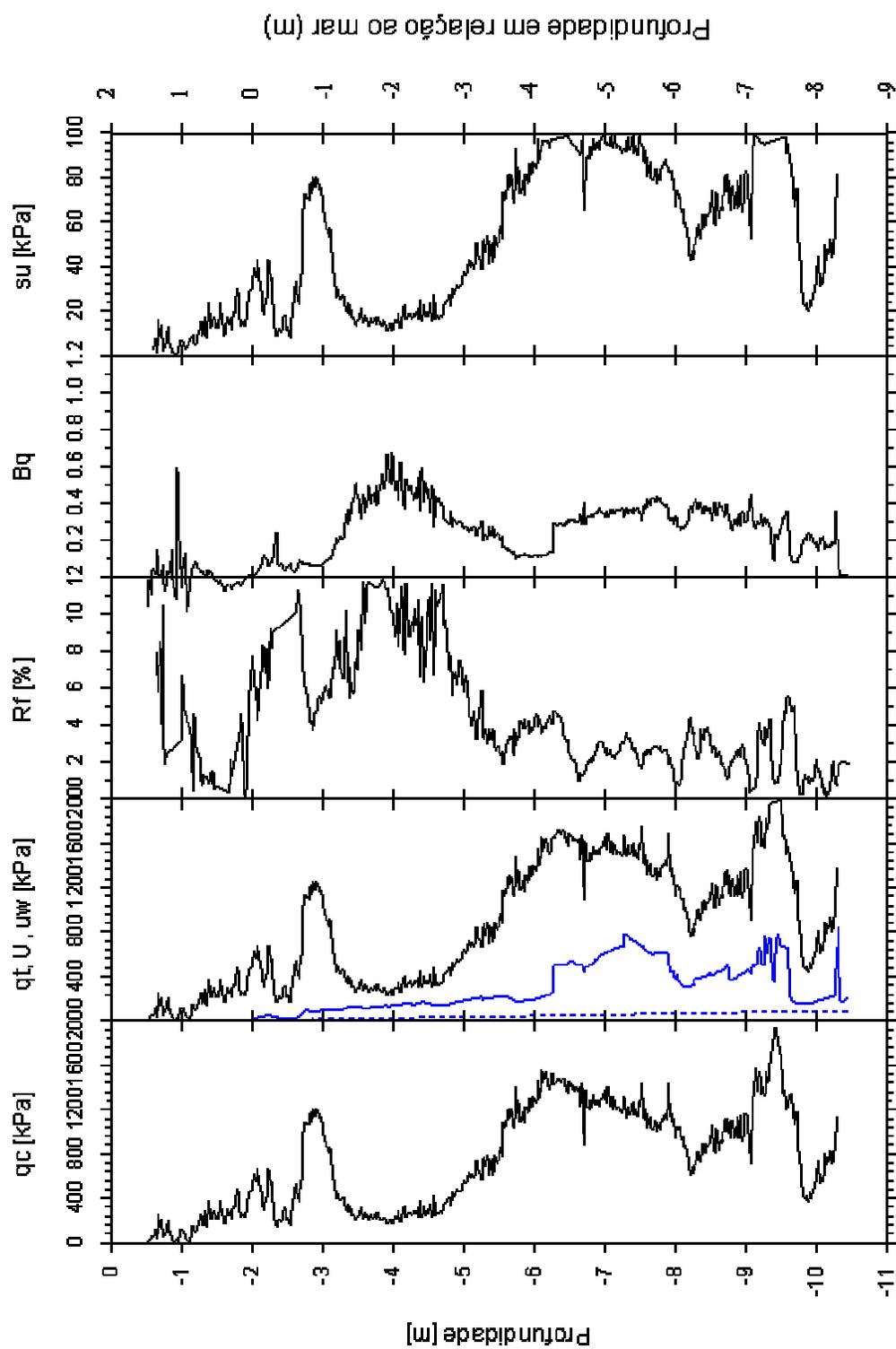


Figura 5.2.19 – Piezocone típico do depósito Laçador/Porto Alegre.

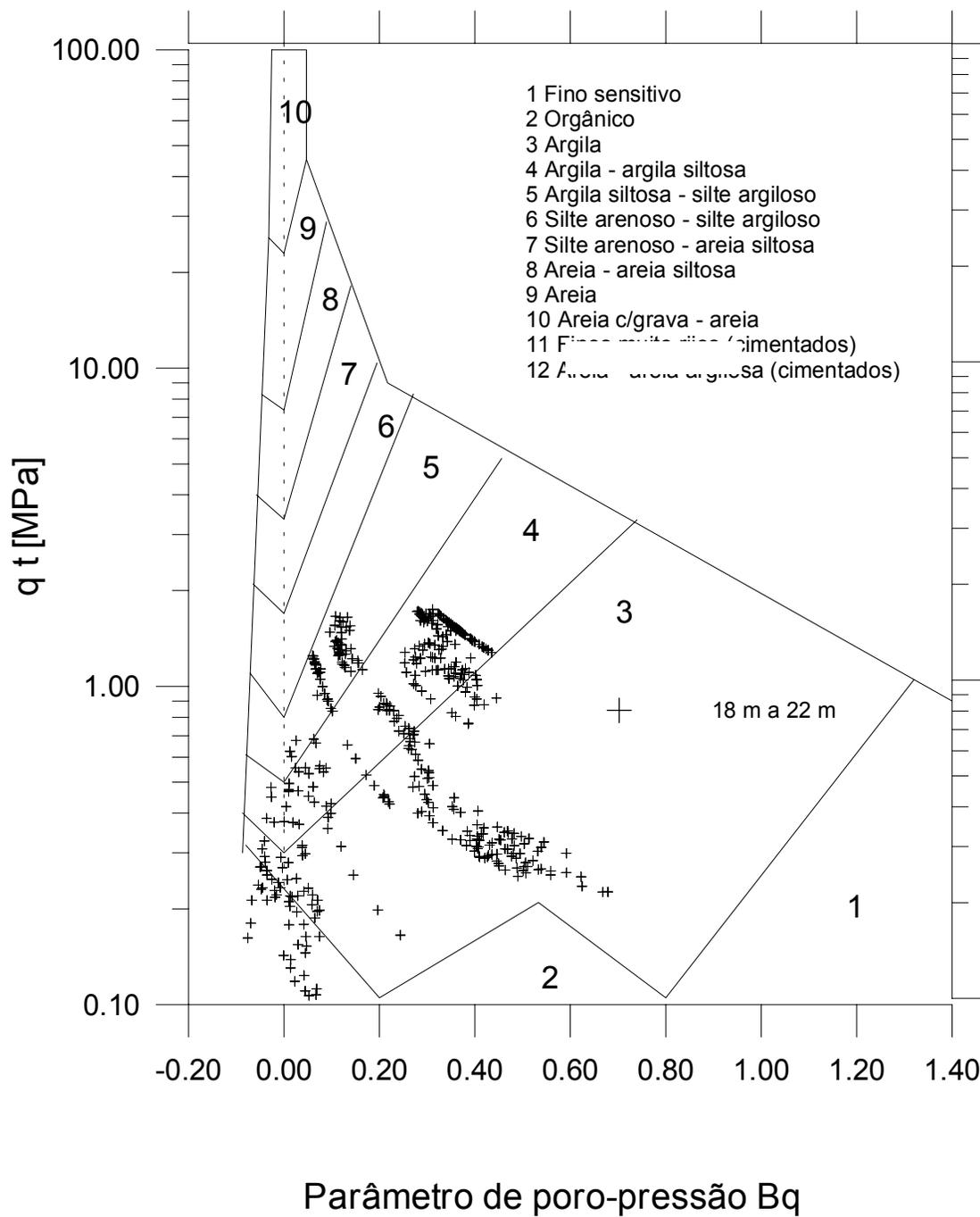


Figura 5.2.20 – Classificação do solo do depósito do Laçador/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.

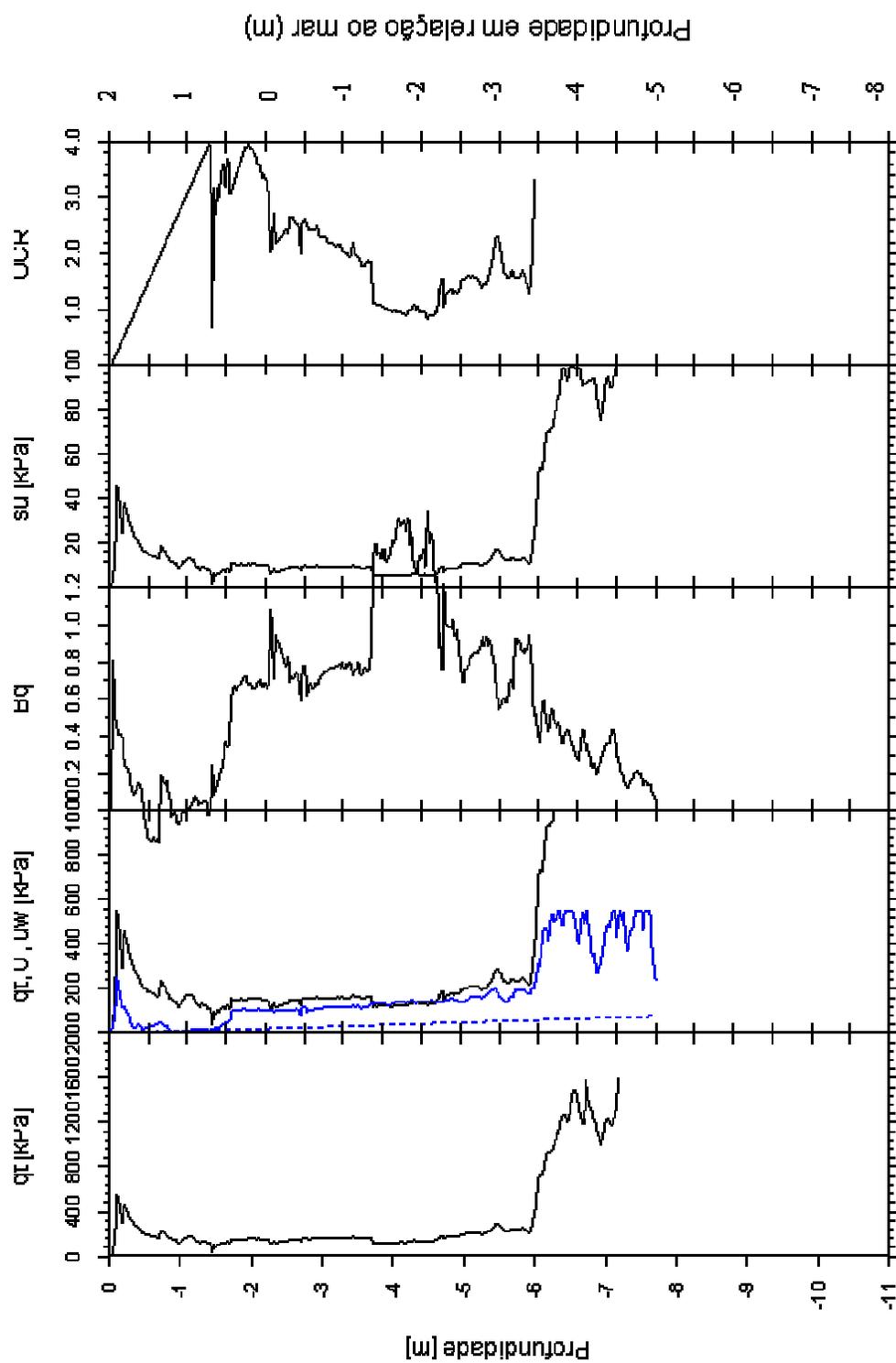


Figura 5.2.21 – Piezocone típico do depósito Tabai-Canoas/Porto Alegre.

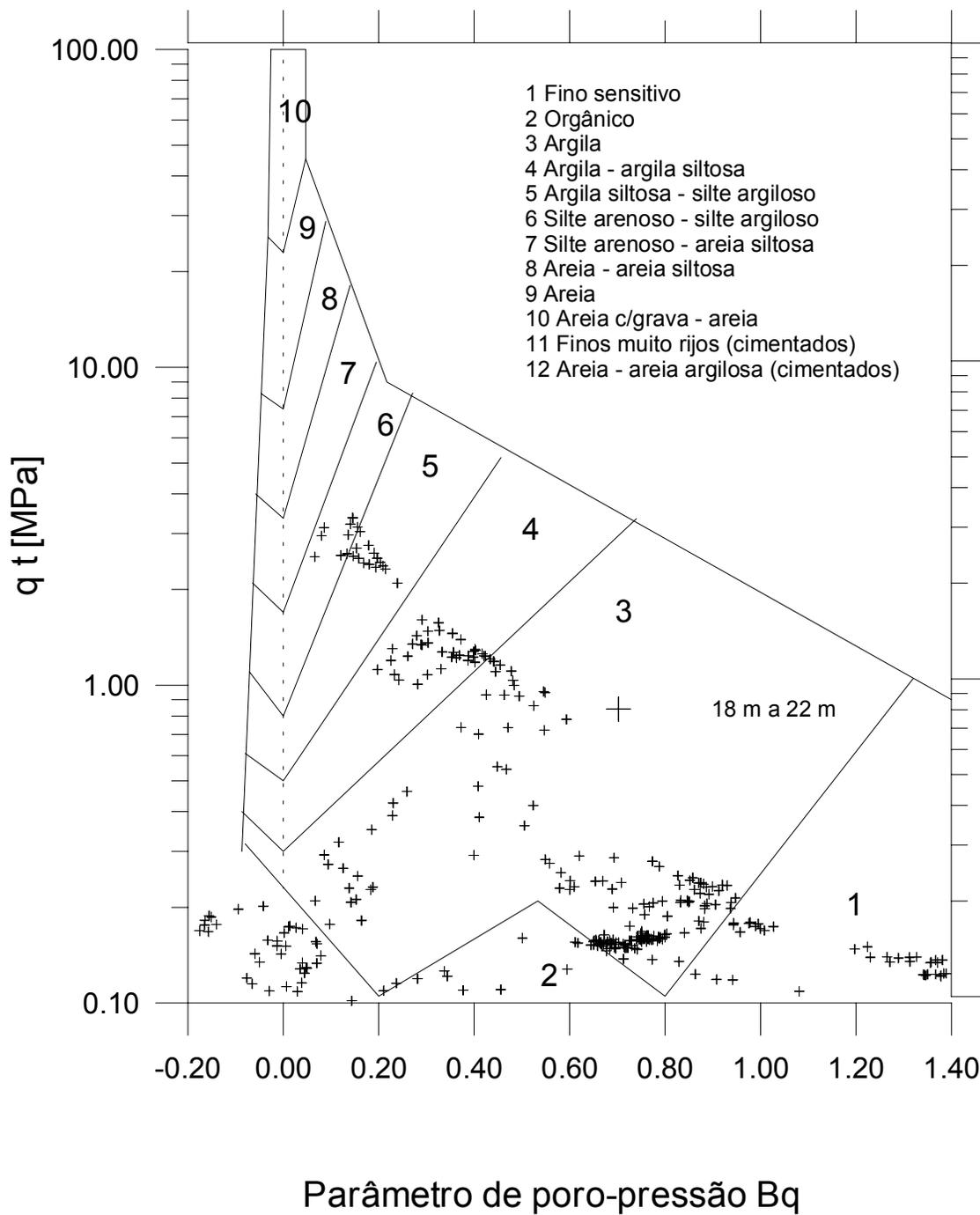


Figura 5.2.22 – Classificação do solo do depósito da Tabai-Canoas/Porto Alegre segundo ensaio CPTU.

O depósito do Laçador/Porto Alegre encontra-se nas proximidades do Aeroporto, esperando-se portanto características de comportamento similares aquelas definida para esta área da Região Metropolitana de Porto Alegre. O perfil apresenta uma crosta pré-adensada, superficial, que não é representada na sondagem, na qual foi realizado um pré-furo. Abaixo da crosta verifica-se a presença de uma camada de material argiloso mole orgânico, de baixa resistência com valores inferiores a 20 kPa, não-drenada, com valores típicos de B_q variando entre 0,3 e 0,4. Entre as profundidades de -2,5 e -3 m verifica-se a ocorrência de um material mais resistente, acompanhado de nova redução entre -3 e -5 m. Nesta profundidade ocorre um acréscimo substancial de resistência até a profundidade de -10 m (Figuras 5.2.19 e 5.2.20).

Finalmente, o depósito da Tabai-Canoas repete a formação característica da região de Porto Alegre (Figuras 5.2.21 e 5.2.22) com a presença da argila mole entre -2 e -6 m, com resistência característica de 10 kPa, e com a mesma presença da camada de aterro superficial. Subjacente verifica-se a presença de uma camada de material argiloso rijo, não drenante. Os valores de OCR para as camadas superficiais (até -3,5 m) caracterizam um material pré-adensado devido ao ressecamento e cimentação da crosta superficial, tornando-se normalmente adensada para profundidades maiores. A Figura 5.2.22 comprova que este depósito apresenta maior quantidade de matéria orgânica em relação aos demais depósitos de Porto Alegre. Este comportamento é característico de toda a região de Porto Alegre.

Os vários locais apresentados neste item serão analisados na seqüência do capítulo com o objetivo de estimar valores característicos das propriedades constitutivas do solo. Procura-se verificar a compatibilidade entre valores de campo e de laboratório e, em especial, verificar a dispersão observada entre os diferentes locais.

5.3. ENSAIO DE PALHETA (*Vane Test – Vane Borer*)

Este ensaio é quase que exclusivamente utilizado para determinação da resistência não-drenada de solos moles. Pode também ser usado na obtenção, através de correlações, do perfil de OCR do depósito. Ensaios de Palheta realizados em algumas das regiões em estudo, na região de Porto Alegre, são apresentados na Figura 5.3.1. A Figura apresenta resultados da variação de S_u com a profundidade, sendo que os dados experimentais confirmam as observações anteriores do SPT e CPTU. Nos locais analisados observa-se a ocorrência de uma camada superficial pré-adensada, seguida de uma camada de argila mole, não-drenada, com resistência crescente com a profundidade. A dispersão dos resultados é significativa, sendo que o depósito da Ceasa apresenta os maiores valores de S_u .

Na Figura 5.3.2 apresentam-se resultados de ensaios de palheta realizados no depósito dos Molhes em Rio Grande, em condições *off-shore*. São poucos os pontos de medição da resistência não-drenada, sendo os valores bastante dispersos em decorrência da dificuldade em realizar estes ensaios na água.

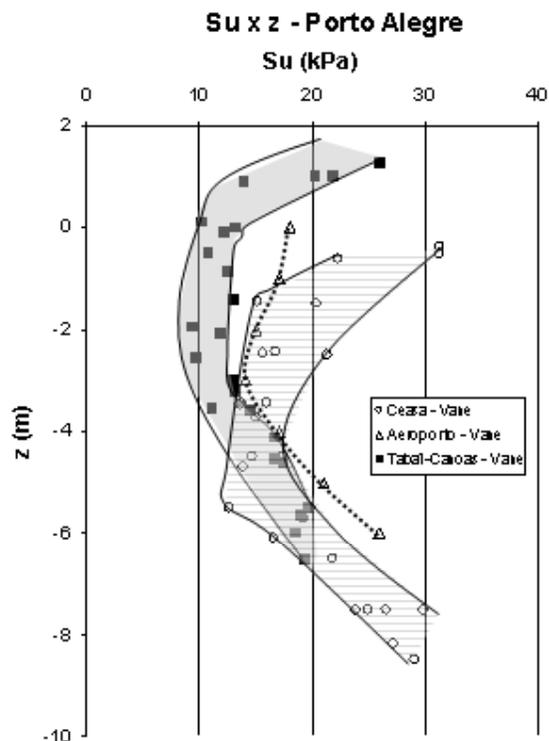


Figura 5.3.1 – S_u x z para região de Porto Alegre segundo ensaios de Palheta.

Observando-se as Figuras 5.3.1 e 5.3.2 pode-se afirmar que os depósitos profundos da região de Rio Grande apresentam maior resistência que os da região de Porto Alegre, refletindo o aumento do nível médio de tensões com a profundidade. Os valores médios destes locais são de 38kPa e 17kPa para as regiões de Porto Alegre e Rio Grande, respectivamente.

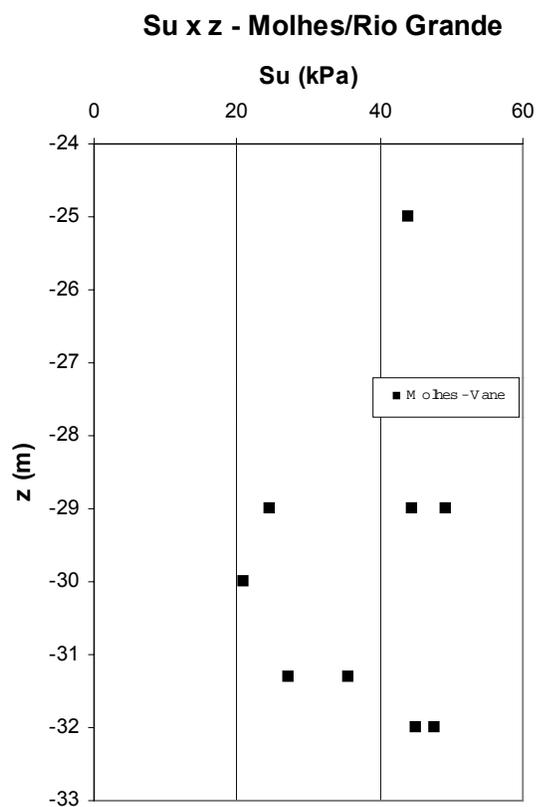


Figura 5.3.2 - Su x z para o depósito dos Molhes em Rio Grande segundo ensaios de Palheta.

5.4. VALIDADE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste item procura-se reunir os resultados dos diversos ensaios aqui apresentados, com o objetivo de buscar padrões de comportamento característicos dos depósitos estudados do Estado do RS. As Figuras 5.4.1.a, b, c e d abaixo apresentam a variação da resistência ao cisalhamento não-drenada para os depósitos da Região metropolitana de Porto Alegre e Cidade de Rio Grande. Estão também indicadas nas figuras a magnitude da tensão vertical efetiva *in situ* (adotando-se por simplicidade o nível d'água junto à superfície) e a estimativa de S_u como uma função de OCR, determinada pela correlação segundo Jamiolkowski et al, 1985, descrito no capítulo 4, item 4.3.

Observando-se a Figura 5.4.1, que apresenta as diversas medidas de S_u para a região da Ceasa/Porto Alegre, nota-se que os valores encontrados nos diversos ensaios de laboratório e de campo apresentam uma dispersão significativa. Entretanto, apesar da dispersão, é possível identificar padrões e tendências claras de comportamento. A camada superficial pré-adensada apresenta uma resistência superior ao resto do depósito, com valores de S_u de até 30 kPa. Para maiores profundidades (a partir de -2 m) nota-se que a resistência não drenada acompanha a curva de S_u para OCR=2 (Jamiolkowski et al, 1985), com um crescimento contínuo com a profundidade. A Figura 5.4.1.b apresenta os valores de S_u para a região da Tabai-Canoas/Porto Alegre, onde nota-se que os valores de palheta e de piezocone apresentam-se com ótima concordância. A partir de -4 m os valores de CPTU apresentam um crescimento significativo, superior à palheta, indicando uma mudança na espessura da camada de argila mole. As verticais de palheta e cone não foram realizadas lado a lado, o que explica as diferenças observadas. O padrão de comportamento descrito é também observado na área do depósito da Ceasa, com uma camada pré-adensada superficial de maior resistência, acompanhado da curva de S_u para OCR=2 a partir da profundidade de -2 m. Para o Aeroporto de Porto Alegre (Figura 5.4.1.c) a variação de S_u com a profundidade apresenta comportamento análogo ao registrado nos outros dois depósitos, mostrando uma consistência satisfatória entre os diversos valores de S_u obtidos através dos diferentes ensaios realizados.

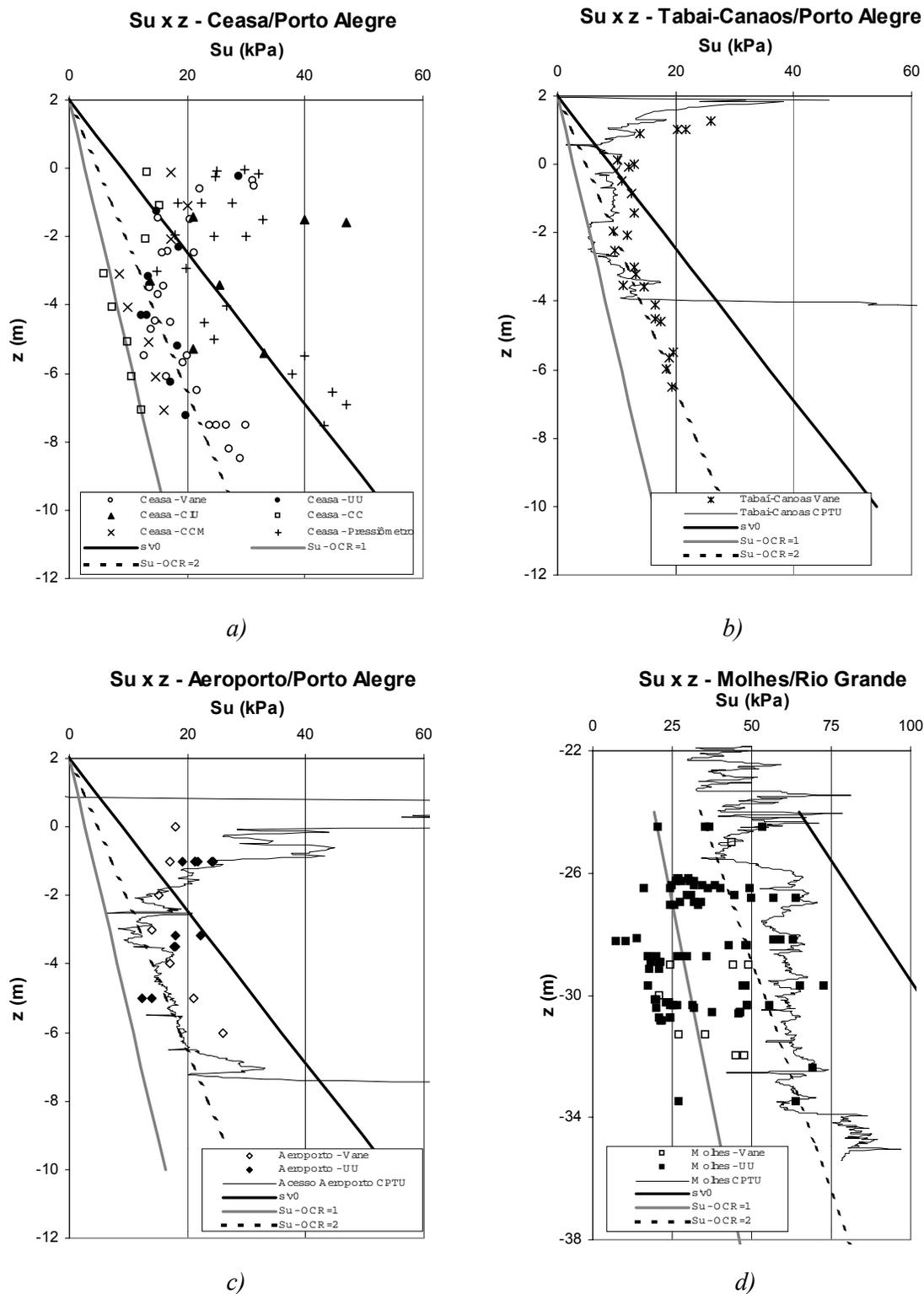


Figura 5.4.1 – S_u x z dos diversos ensaios para os depósitos das duas regiões de estudo.

A Figura 5.4.1.d mostra as medidas referentes à variação de S_u x z para o depósito dos Molhes, na qual observa-se também uma dispersão acentuada nos resultados. Neste caso, um padrão característico para o depósito não é facilmente identificável. Uma observação detalhada revela que as amostras de ensaios de laboratório, triaxiais tipo não-adensado não-drenado UU produzem valores de S_u muito inferiores aos demais, sugerindo que ocorreu amolgamento do solo decorrente das dificuldades de extração de amostras Shelby na água.

Uma das formas de avaliar a consistência dos parâmetros medidos consiste em correlacionar a resistência não drenada, normalizada pela tensão geostática vertical efetiva ou pela tensão de pré-adensamento, com o nível de pré-adensamento do depósito. As Figuras 5.4.2 e 5.4.3 mostram esta relação de S_u/σ'_{v0} com a profundidade para as regiões de Porto Alegre e Rio Grande, nas quais são apresentados todos os ensaios CPTU realizados em cada depósito. Procura-se neste caso não só encontrar tendências de comportamento, como também verificar as dispersões inerentes ao perfil, ou às metodologias de ensaios.

Na região de Porto Alegre nota-se o pré-adensamento das camadas superficiais com valores de S_u/σ'_{v0} da ordem de 1,5 à 4, devido ao ressecamento das camadas superficiais. Para as maiores profundidades, o depósito apresenta-se NA ou levemente pré-adensado com valores que variam tipicamente entre 0,3 (depósito do Acesso ao Aeroporto – Figura 5.4.2.b) e 1,0 (depósito da Tabai-Canoas – Figura 5.4.2.a). Convém salientar que, estudando-se o depósito da Tabai-Canoas separadamente, nota-se que nesta região o depósito argiloso apresenta um nível de pré-adensamento superior, diferenciando-se das outras regiões estudadas.

Para os Molhes (Figura 5.4.3.c), o depósito argiloso apresenta valores de S_u/σ'_{v0} entre 0,5 e 1 sugerindo a presença de um depósito variando entre ligeiramente pré-adensado a pré-adensado. Os depósitos do Hospital da FURG e da Av. Portugal mostram-se normalmente adensados, sendo que no primeiro nota-se um leve pré-adensamento superficial.

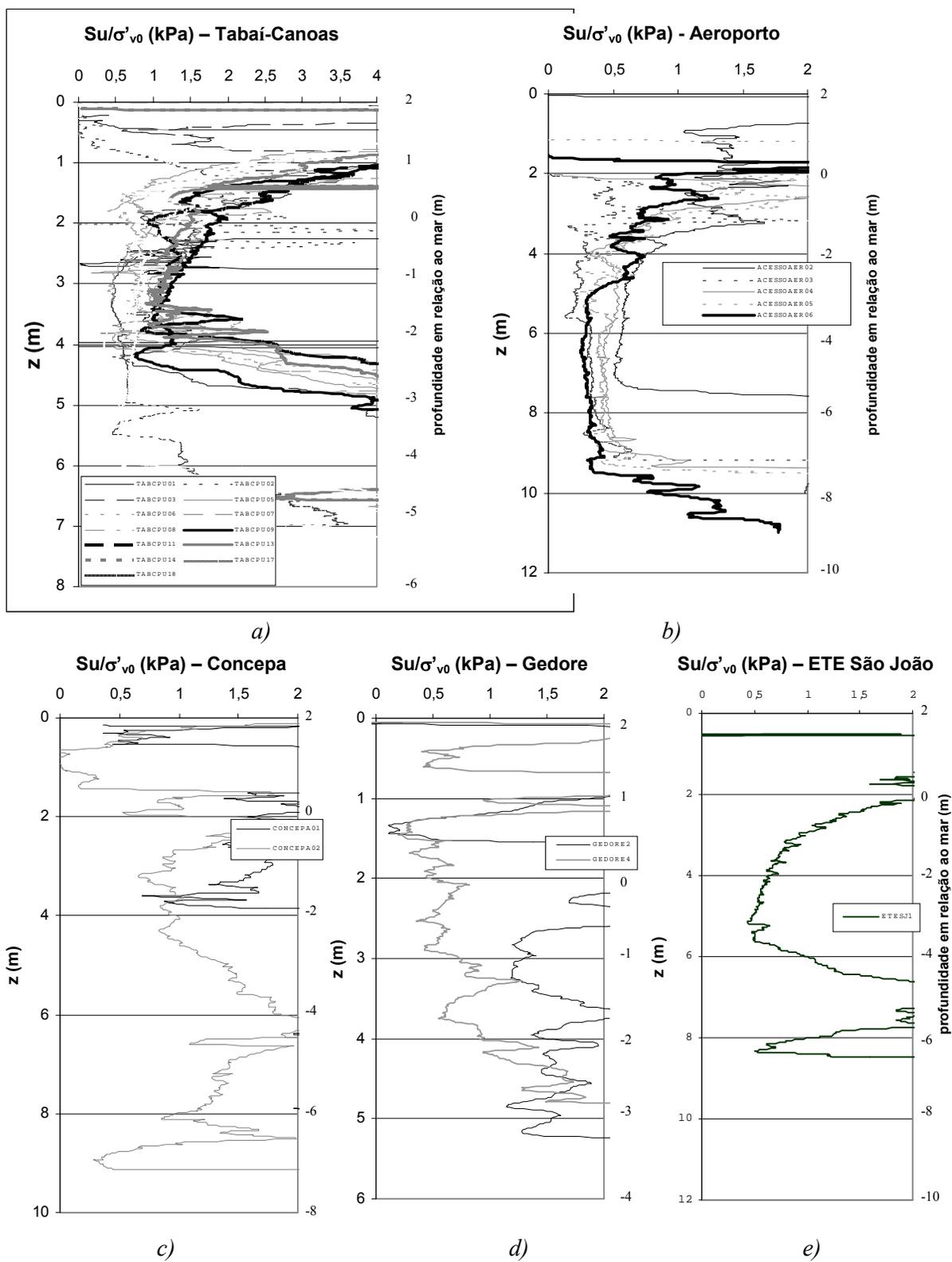


Figura 5.4.2 – $Su/\sigma'_{v0} \times z$ retirados de ensaios de CPTU para a região de Porto Alegre.

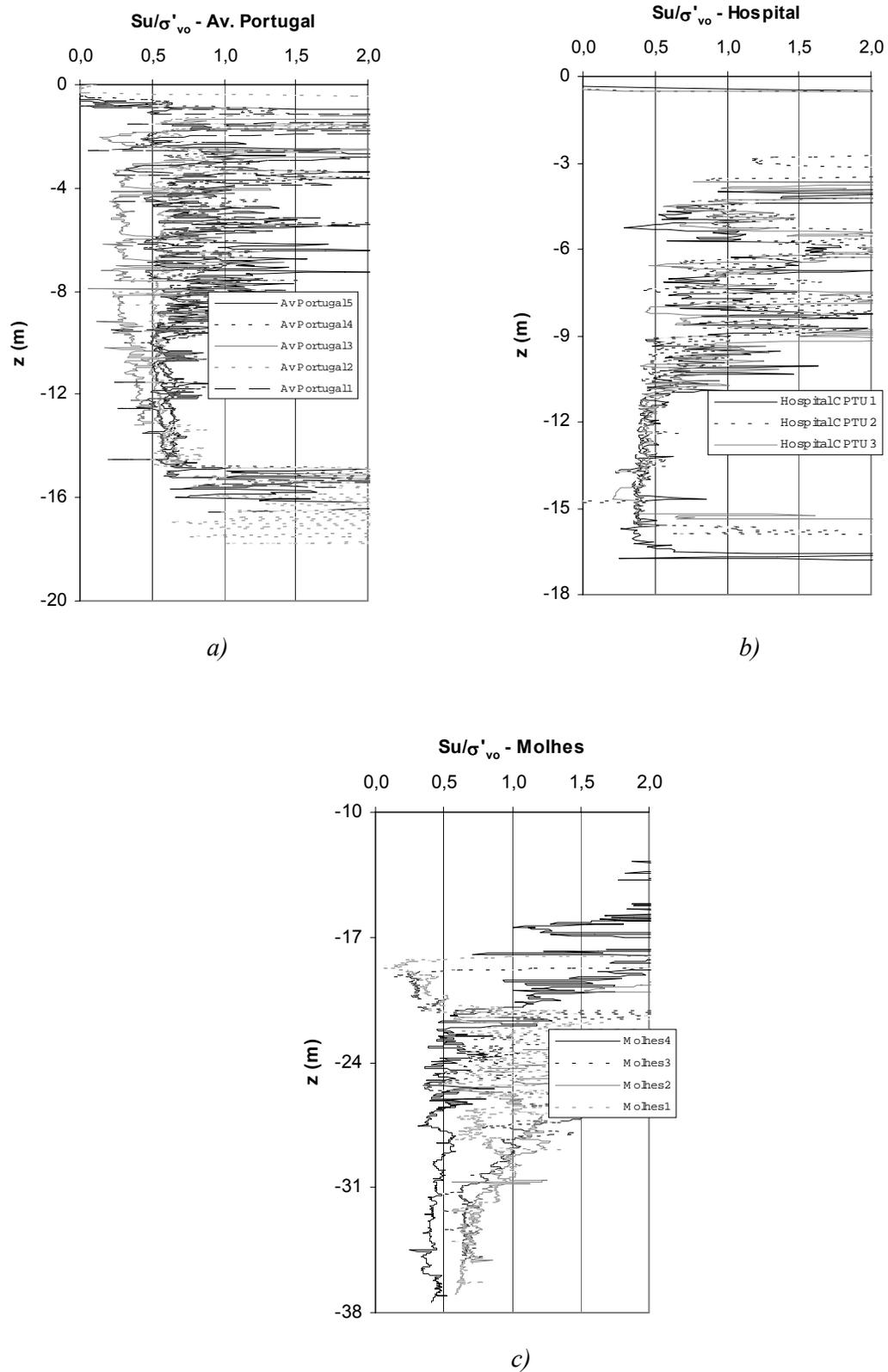


Figura 5.4.3 – Su/σ'_{vo} x z retirados de ensaios de CPTU para a região de Rio Grande.

O nível de pré-adensamento de um solo deve ser obtido preferencialmente através de ensaios de adensamento em laboratório. Ensaios CPTU fornecem apenas uma estimativa da relação S_u/σ'_{v0} ou diretamente de OCR, conforme discutido extensivamente ao longo desta tese. Para estimar a magnitude de OCR através do CPTU pode-se utilizar a correlação de Chen & Mayne (1996):

$$OCR = \alpha \cdot \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}}$$

Utilizando-se esta correlação e adotando-se um valor de α (entre 0,2 e 0,3) pode-se obter um perfil contínuo de OCR para os depósitos em estudo, para comparação com os resultados dos ensaios de adensamento. Observando-se a Figura 5.4.4, que apresenta valores de OCR obtidos através de ensaios oedométricos e através de piezocones, para valores de α de 0,2, nota-se que o depósito dos Molhes/Rio Grande apresenta uma inconsistência entre os valores de campo e laboratório. Os resultados do oedômetro sugerem a presença de um solo normalmente adensado com valores de OCR em torno da unidade, enquanto os ensaios CPTU indicam um certo pré-adensamento. Sabendo-se que este depósito já sofreu escavações para aumento de calado do porto de Rio Grande e mudanças do nível freático ao longo do tempo, chega-se, através de cálculos dos níveis de tensões já suportados por este depósito, a um valor aproximado de OCR da ordem de 1,8 (levemente pré-adensado), confirmando os resultados dos CPTUs. Os padrões observados na figura servem de indicativo às dificuldades associadas à determinação de OCR. Os valores encontrados nos ensaios de adensamento mostraram-se inconsistentes, provavelmente devido ao amolgamento das amostras durante sua retirada em ambientes *off shore*, já comentadas anteriormente. Os ensaios de CPTU apresentam dispersão excessiva, dificultando o estabelecimento de padrões conclusivos.

A Figura 5.4.5 mostra o mesmo comparativo com o depósito do Porto Novo onde os valores de OCR referentes aos ensaios oedométricos caracterizam o depósito como normalmente adensado ou levemente pré-adensamento, confirmando os valores de CPTU que também sugerem um solo variando entre NA a levemente PA. Analisando-se a história de tensões do depósito, pode-se sugerir que este sofreu variações significativas do nível do lençol freático, seguido da construção de um aterro do cais do porto. Verificando-se ao nível de tensões supostamente já suportadas pelo solo, chega-se a valores de OCR na base de 1,7,

compatíveis com os resultados de laboratório e de CPTU e demonstrando um depósito com certo nível de pré-adensamento, ou, levemente pré-adensado.

Para o depósito do Hospital da FURG não foram realizados ensaios de adensamento, tendo-se apenas os ensaios de piezocone para estimativa do nível de pré-adensamento do depósito (Figura 5.4.6). Os ensaios CPTU apresentaram o depósito como normalmente adensado com valores de OCR próximos de 1, utilizando-se $\alpha=0,2$.

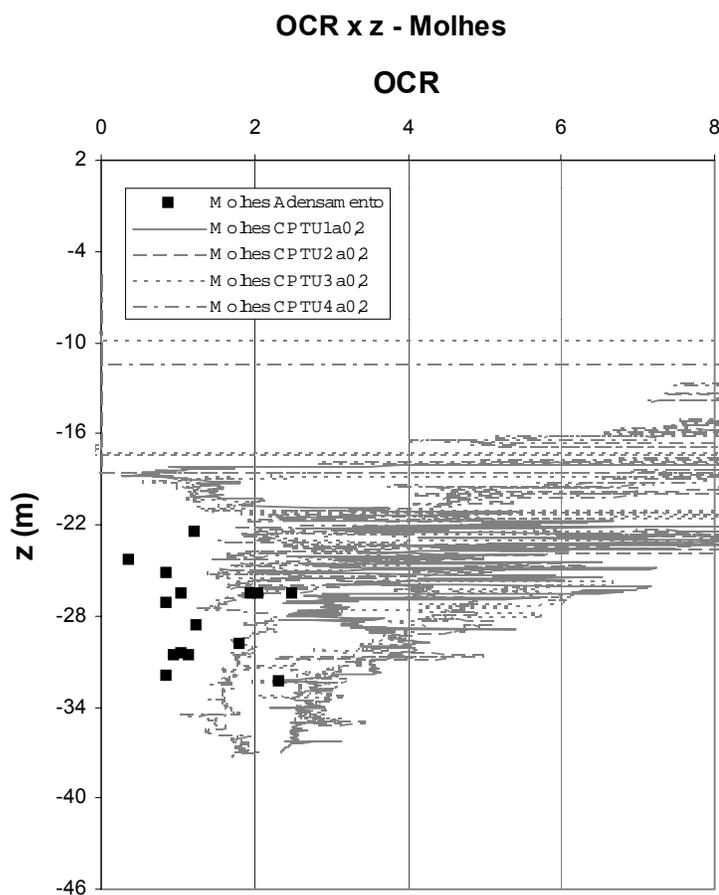


Figura 5.4.4 – OCR x z para o depósito dos Molhes/Rio Grande.

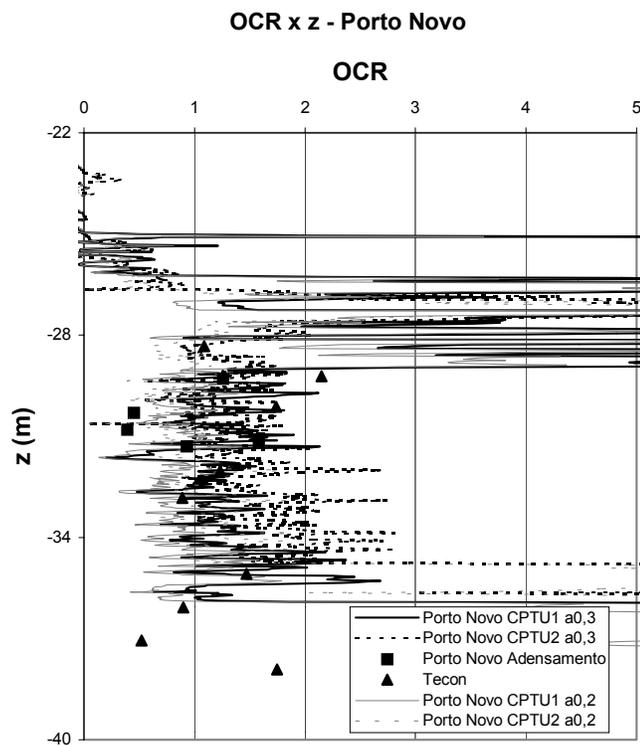


Figura 5.4.5 – OCR x z para o depósito do Porto Novo/Rio Grande.

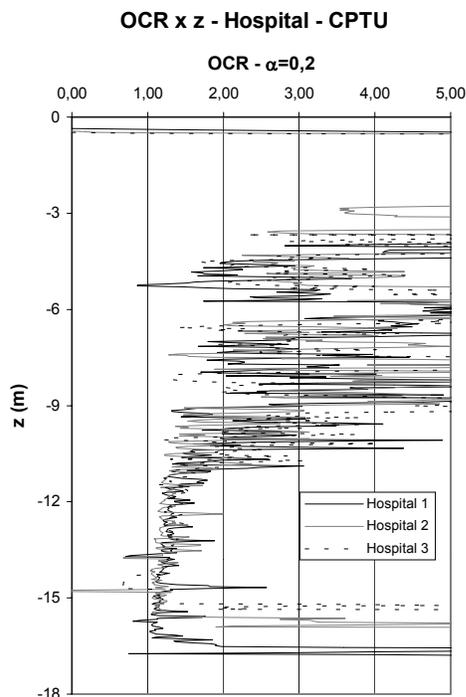


Figura 5.4.6 – OCR x z para o depósito do Hospital da FURG/Rio Grande.

O depósito do Aeroporto (Acesso Aeroporto) é representado na Figura 5.4.7, na qual observa-se uma concordância satisfatória de resultados entre os ensaios oedométricos e os

piezocones, que revelam a presença de uma crosta pré-adensamento, tornando-se normalmente adensada nas camadas mais profundas, confirmando o que já havia sido constatado quando do estudo dos ensaios de laboratório. A Figura 5.4.8 mostra OCR x z para o depósito da Tabai-Canoas/Porto Alegre onde novamente confirma-se os resultados da comparação entre os valores de OCR para os dois ensaios (oedômetro e CPTU), apenas observando-se que alguns ensaios de piezocone mostraram uma camada com certo nível de pré-adensamento para profundidades superiores a -4 m, não confirmados pelos ensaios de adensamento. O solo possui o mesmo comportamento já citado para o Aeroporto, com a camada superficial pré-adensada.

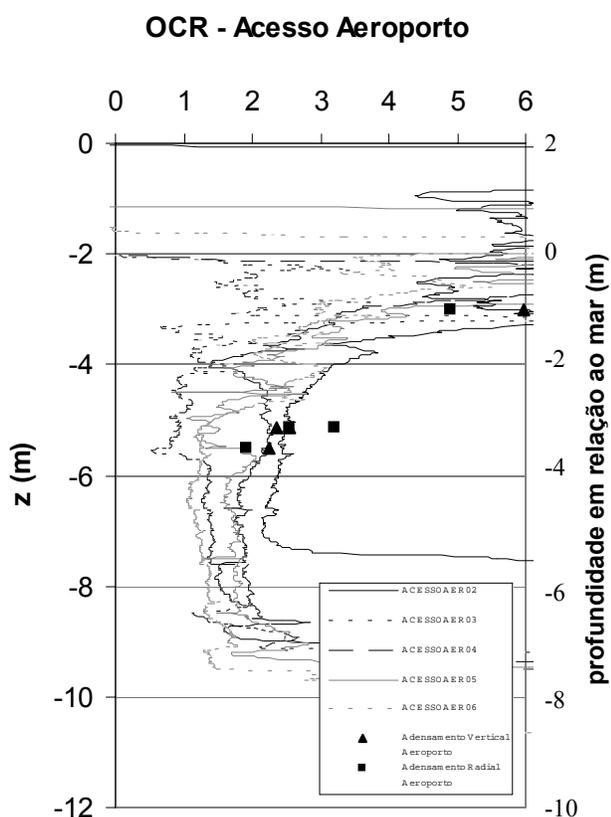


Figura 5.4.7 – OCR x z para o depósito do Acesso Aeroporto/Porto Alegre.

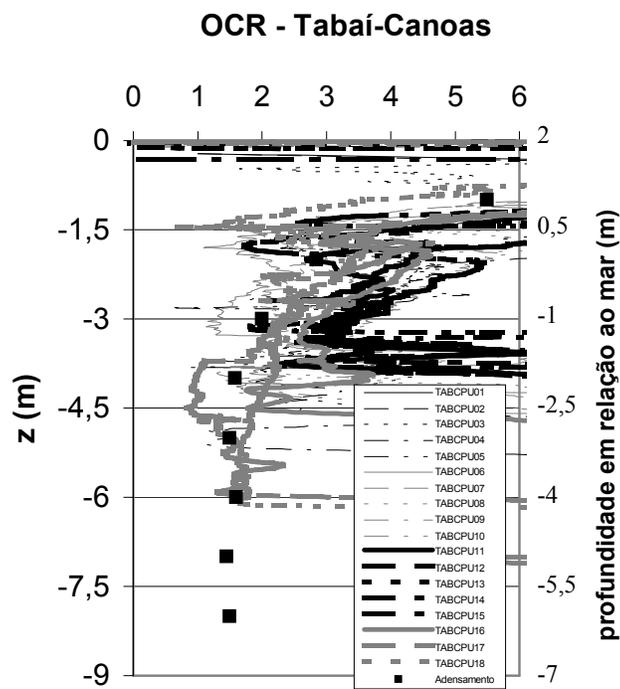


Figura 5.4.8 – OCR x z para o depósito da Tabai-Canoas/Porto Alegre.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este trabalho que visou a caracterização geotécnica dos depósitos de argilas moles do Estado do Rio Grande do Sul, principalmente nas regiões das cidades de Rio Grande e Porto Alegre, reuniu dados de estudos já apresentados e discutidos e dados novos, principalmente de CPTU, ainda não divulgados, enriquecendo esta dissertação.

Este estudo determinou características dos depósitos apresentados, avaliou a aplicabilidade de correlações entre índices físicos e parâmetros de comportamento, discutiu as variantes de incerteza relacionadas à estimativa de parâmetros de comportamento dos depósitos para projetos através da comparação entre ensaios de campo e de laboratório, e apresentou valores característicos de parâmetros que podem servir de referências para futuros estudos e projetos de geotecnia nestas regiões.

6.1. CARACTERÍSTICAS DAS REGIÕES ESTUDADAS

Porto Alegre apresenta uma região com solos que encontram-se na chamada unidade de mapeamento Vacacaí, que caracteriza-se pela predominância dos Planossolos. Os depósitos aqui estudados são classificados como Gleis Húmicos. Este tipo de solo caracteriza-se pelo alto teor de matéria orgânica nas camadas superficiais, com cores acinzentadas, devido à presença de lençol freático próximos à superfície. A região de Rio Grande tem como material uma argila siltosa orgânica descrita por geólogos como sendo sedimentos flúvio lagunares e de baías depositados no Holoceno em lagunas e baías. Sobre esta camada argilosa aparecem camadas arenosas formadas no período Holoceno.

A região de Porto Alegre apresenta um depósito de argila mole com uma espessura média de 7,50 m a partir da camada superficial, sofrendo influência, em alguns depósitos, de aterros com pequenas espessuras. Este material foi classificado como argila orgânica plástica, de cor preta e de consistência muito mole, conforme descrição de sondagens SPT e classificação obtida através de ensaios de laboratório. Segundo a classificação de Casagrande (USCS), o material foi classificado como OH-argila orgânica de média e alta plasticidade. Estes depósitos encontram-se a maior parte do ano com nível freático superficial, situação típica de depósitos hidromórficos.

A região de Rio Grande possui um depósito argiloso, que apresentou maior nível de aprofundamento de estudo neste trabalho, com espessura média de 10 m, cuja ocorrência inicia-se na profundidade média de -25 m na parte próxima a zona portuária e ao canal que liga a Laguna dos Patos ao mar (locais experimentais *on shore* e *off shore*). A região mais continental da cidade de Rio Grande também foi apresentada, sendo que com menos ensaios realizados e portanto menos dados para um melhor estudo do seu comportamento geral, onde encontra-se um depósito com uma espessura média de 5 m, com profundidade de começo desta camada apresentando-se entre os valores de -10 à -12 m, apresentando em alguns depósitos bolsões de argila, sem uma continuidade em toda a região (conforme ensaios CPTU na Rua Portugal). Este solo mole encontrado na primeira região na Cidade de Rio Grande apresenta como classificação, segundo o gráfico de Casagrande, OH-argila orgânica de média a alta plasticidade na maior parte do depósito, apenas os locais de estudo do Superporto e Tecon, que apresentam camadas superiores classificadas como SC-areia argilosa para profundidade de -20 m; CL-argila arenosa inorgânica de baixa e média plasticidade até -27 m; CH- argila inorgânica de alta plasticidade entre -28 à -42 m e do Porto Novo, que apresenta-se como um material diferenciado neste trabalho, onde o depósito foi classificado como SC-areia argilosa. O nível do lençol freático na região *on shore* encontra-se na superfície na maior parte do ano, dada a pluviosidade da região e a proximidade com grandes lagoas e com o mar.

Com relação aos índices físicos, indispensáveis à uma caracterização adequada do solo, a região de Porto Alegre apresenta uma umidade natural w dos depósitos com valores iguais e até levemente superiores ao limite de liquidez LL, principalmente nas camadas profundas, que não sofrem com o processo de ressecamento, caracterizando-se como um material de alta plasticidade. Os valores médios observados em Porto Alegre são: $w = 107\%$, $LP = 45\%$ e $LL = 105\%$. Já a região de Rio Grande apresenta um solo com uma maior consistência, tendo a umidade um valor médio de 53% ficando entre os valores de limite de plasticidade 33% e limite de liquidez 72%, reforçando a idéia de maior compacidade deste depósito e verificando-se a grande diferença de magnitude entre os valores encontrados nas duas regiões. Deve-se lembrar que o depósito do Porto Novo apresenta um comportamento diferenciado e valores dos parâmetros já descritos que não coincidem com estas médias, não utilizando-se os dados deste depósito para compor os valores característicos da região.

Em Porto Alegre o índice de vazios dos solos estudados apresenta um valor médio característico de 2,41 com uma ligeira tendência de crescimento com a profundidade. A

Cidade de Rio Grande apresenta um valor médio de 1,56 com uma tendência de crescimento bem estabelecida deste valor com a profundidade. Estes valores característicos do índice de vazios apenas confirmam as afirmações anteriores deste capítulo, de quanto maior o índice de vazios maiores os limites de Atterberg e a umidade natural dos solos.

Porto Alegre apresenta um peso específico aproximadamente constante com a profundidade, com um valor médio de 14kN/m^3 . Já em Rio Grande nota-se o decréscimo deste valor com a profundidade, com valor característico de 17kN/m^3 . O teor de matéria orgânica apenas apresenta dados para a região de Porto Alegre, onde nota-se uma certa tendência de crescimento deste teor com a profundidade. Outro índice importante para caracterização de solos moles é o teor de argila. Porto Alegre apresenta um teor uniforme de argila, sem grandes variações com a profundidade, com valor característico de 56%, enquanto Rio Grande apresenta uma forte tendência de crescimento deste parâmetro com a profundidade, com grande variação deste parâmetro (20 a 90%). Os depósitos apresentam-se saturados, com grau de saturação igual a 100%. Nesta parte de caracterização dos solos através dos índices físicos nota-se a grande interdependência dos diversos parâmetros, e a confirmação das características de cada região através de várias comparações entre os diversos índices e parâmetros.

No capítulo de ensaios de laboratório, o primeiro a ser analisado foi o triaxial CIU, que apresentou resultados semelhantes para as duas regiões, apenas com diferenciações nas resistências alcançadas pelos corpos de prova. Em Porto Alegre, nota-se que o material apresenta-se NA para a maior parte do depósito; apenas nas camadas superficiais (acima de – 1,5 m) o material demonstra um pré-adensamento devido ao ressecamento, já comentado, apresentando picos discretos de resistências. Na região de Rio Grande o material apresenta-se normalmente adensado, sem a formação acentuada de picos de resistência. O depósito do Tecon em Rio Grande apresentou valores médios do ângulo de atrito interno $\phi' = 26^\circ$ para o tramo NA, enquanto para o tramo PA apresentou coesão efetiva média de $c' = 25\text{kPa}$ e ϕ' variando entre 18° à 27° , segundo o critério de ruptura $(\sigma_1'/\sigma_3')_{\text{max}}$. O depósito da Ceasa em Porto Alegre apresentou os seguintes parâmetros: ϕ' variando entre $18,3^\circ$ e $27,9^\circ$ e c' variando entre $2,3\text{kPa}$ e $11,4\text{kPa}$. Apresentou-se, ainda dentro dos ensaios CIU, duas formas de análise da envoltória de ruptura com os pontos obtidos com os ensaios CIU para a região de Rio Grande (Molhes e Tecon), que apresenta dois depósitos com resistências diferenciadas e

portanto diferentes envoltórias. Assim optou-se por a apresentação de uma faixa de possível ocorrência destas envoltórias. A primeira análise constituiu-se da variação da coesão (entre 20,81 kPa à 59,37 kPa) mantendo-se o ângulo de atrito constante (PA) e a segunda variando-se o ângulo de atrito (entre 19,65° à 26,67°) para $c'=0$ (NA).

No estudo dos ensaios triaxiais UU, confirmou-se as principais informações já apresentadas nos ensaios CIU, reafirmando a existência de uma camada superficial levemente pré-adensada na região de Porto Alegre e para as demais camadas, normalmente adensadas e na região de Rio Grande um comportamento típico NA. Nestes ensaios confirmou-se também os padrões diferenciados de resistências dos depósitos estudados.

Um comparativo das propriedades de resistência não-drenada e história de tensões obtidos através de ensaios de laboratório foi apresentado para melhor entendimento dos diferentes comportamentos nas duas regiões. As comparações mostram diversos valores de S_u para diversos ensaios realizados mostrando a grande magnitude de diferenciação das resistências entre as duas regiões, sendo que a região de Porto Alegre apresenta um S_u característico da ordem de 16 kPa e a região de Rio Grande da ordem de 40 kPa. Neste mesmo gráfico foram plotadas algumas curvas propostas pela literatura correlacionando S_u/σ'_{v0} com OCR, onde observa-se alguns padrões de comportamento. Os depósitos de Porto Alegre apresentam seus valores de S_u entre as curvas de OCR=1 e OCR=2, mostrando-se como NA ou levemente PA. Para Rio Grande nota-se a grande dispersão de pontos, com valores menores que a curva de OCR=1, demonstrando um amolgamento das amostras.

Apresenta-se uma normalização da resistência não-drenada em relação à tensão vertical efetiva inicial, onde podemos verificar o nível de pré-adensamento do depósito, onde nota-se que a região de Rio Grande apresenta a maior parte dos valores entre 0,2 e 0,3 caracterizando um depósito normalmente adensado, enquanto na região de Porto Alegre confirma-se a camada superficial pré-adensada com valores em torno de 0,45 tornando-se normalmente adensados com o aumento da profundidade. Este comportamento é novamente visualizado quando da análise do gráfico OCR variando com a profundidade.

O parâmetro E_u é apresentado para a região de Porto Alegre, onde nota-se enorme dispersão de valores relativos a diversas medições diferentes à diversos níveis de deformações, não demonstrando aumentando deste parâmetro com a profundidade, mesmo

padrão encontrado para a relação de normalização e_u/S_u . O módulo de cisalhamento não-drenado G para a região de Porto Alegre apresenta-se constante com a variação da profundidade. Estes parâmetros mostraram valores bastante dispersos, sendo que o parâmetro G apresenta um valor médio de 1,6 MPa.

Os ensaios de adensamento apresentados demonstram que a região de Rio Grande apresenta um solo menos compressível que a região de Porto Alegre. Isto se deve a grande diferença de tensões geostáticas entre as duas regiões, sendo que quanto maior este nível de tensões menor o índice de vazios e menor a compressibilidade do solo (conforme parâmetro C_c). Nota-se também que para as duas regiões existe a tendência de aumento de C_c com a profundidade. A normalização do parâmetro C_c através do índice de vazios inicial mostrou uma tendência parecida com a descrita acima. Algumas correlações foram propostas para comparação dos comportamentos de compressibilidade destes solos estudados neste trabalho com outros já descritos onde nota-se claramente a diferenciação de comportamento entre as duas regiões, com Porto Alegre aparecendo na parte superior do gráfico e Rio Grande na parte inferior. A relação $C_c \times e_0$ mostrou uma boa consistência dos dados em relação à curva proposta pela literatura e mostrando um padrão característico de comportamento, podendo servir como base para pré estabelecimentos do parâmetro C_c através da correlação com o índice de vazios. A correlação $C_c \times w$ mostrou certa dispersão, mas seguindo as correlações já consagradas por Coutinho, 2001 e Futai, 1999. A dispersão é maior na correlação entre C_c e LL . A correlação $C_c \times IP$ é a que apresenta maior dispersão, principalmente para a região de Porto Alegre, podendo retirar valores de anteprojeto para a região de Rio Grande com relativa consistência. As equações que melhor representam essas correlações e que podem ser utilizadas como ante projeto para obtenção do parâmetro C_c são:

$$\begin{aligned} C_c &= 0,6903e_0 - 0,3197; & R^2 &= 0,8275 \\ C_c &= 0,0136w - 0,0081; & R^2 &= 0,6367 \\ C_c &= 0,0158LL - 0,3477; & R^2 &= 0,4536 \end{aligned}$$

O parâmetro σ'_{vm} (tensão efetiva de pré-adensamento) apresentou uma tendência consistente com as conclusões já retiradas da análise de OCR, mostrando um leve decréscimo na superfície da região de Porto Alegre e logo após um crescimento com a profundidade. Na

região de Rio Grande observou-se um crescimento contínuo com z apresentando valores bem superiores à outra região.

Os ensaios de campo foram apresentados no Capítulo 5, do qual pode-se retirar algumas conclusões dos locais estudados e validar algumas correlações e comparações com os resultados obtidos com os ensaios de laboratório. Os ensaios de SPT apresentam o perfil típico para cada depósito. Nota-se que os valores de N_{SPT} para os depósitos de argila mole mostraram-se com valores típicos entre 0 e 2, confirmando a pequena resistência destes depósitos para ambas as regiões. Sabe-se que o SPT não é o ensaio ideal para caracterização de solos moles não-drenados, mas é interessante a apresentação deste ensaio para observação do perfil típico dos depósitos obtido através de amostragens retiradas deste ensaio.

Os ensaios de CPTU demonstraram a grande dificuldade de obtenção de valores característicos de N_{kt} para uma determinada região, devido principalmente a pequena quantidade de ensaios de palheta nas regiões, adoção de valores equivocados de q_t para determinada profundidade e outros inconvenientes que podem levar a valores incoerentes com os realmente encontrados na região. As figuras que representam o fator N_{kt} para cada região demonstram esta dificuldade, principalmente em Rio Grande. Chegando-se aos ensaios de piezocones propriamente ditos, nota-se a grande variabilidade encontrada na região de Rio Grande, na qual verificam-se depósitos profundos com materiais argilo-siltosos pouco resistentes, tipicamente não-drenantes (Molhes com S_u característico de 60kPa) e outros também com pequenas resistências, mas considerados material silto-argilosos drenantes (Porto Novo com S_u característico de 80 kPa). Outras áreas localizadas no centro da cidade de Rio Grande foram apresentadas como forma de comparação e complemento da caracterização da região, mostrando um depósito bem mais superficial, com características diferenciadas, típicas de vasa. Este material apresenta-se como material drenante, com pequena resistência.

Porto Alegre possui um típico perfil característico, onde encontra-se uma camada superficial pré-adensada, com resistências elevadas e com característica drenante. Abaixo aparece a camada de argila mole não-drenante, orgânica, plástica com resistências baixas, com valores de resistência não-drenada variando de 15 kPa à 25 kPa e crescendo com a profundidade. Outros depósitos apresentam alguma diferenciação quanto as características dos solos, como é o caso do localizado na Concepa, onde nota-se que o material apresenta-se variando entre argiloso e silto-argilo arenoso, mostrando resistências mais elevadas que os

demais depósitos. Este depósito apresenta-se também com certo nível de pré-adensamento, com $OCR=2$ após a camada superficial.

Os ensaios de palheta realizados na região de Porto Alegre confirma, em geral, as características já relatadas pelos ensaios de SPT e CPTU, notando-se que entre as cotas 2 m até 0 m apresentam-se valores de S_u elevados devido ao pré-adensamento das primeiras camadas, sendo que abaixo desta profundidade, verifica-se um crescimento da resistência não-drenada com a profundidade, partindo de valores que começam em 15 kPa e crescem até 25 kPa. Em Rio Grande, existem poucos dados de S_u obtidos de ensaios de palheta, que foram realizados nos Molhes. Este ensaio mostrou grande dispersão nos seus resultados, podendo-se apenas observar que trata-se de um depósito com resistências superiores à região de Porto Alegre.

Por fim, apresentam-se gráficos que reúnem todos os dados estudados de resistência não-drenada para cada depósito, que mostram uma consistência satisfatória dos diversos valores dos vários ensaios realizados na Região de Porto Alegre, com um padrão característico de aumento da resistência com a profundidade, ficando na faixa entre as curvas de S_u para $OCR=1$ e S_u para $OCR=2$. Rio Grande apresentou grande dispersão entre os resultados de S_u dos diversos ensaios, sendo que alguns valores obtidos de ensaios triaxiais UU para os Molhes, ficaram abaixo da curva de S_u para $OCR=1$, confirmando novamente o amolgamento de algumas amostras neste local. Podemos adotar como correlação para a região de Porto Alegre para obtenção de estimativas do parâmetro S_u de anteprojeto, obtido através de σ'_{v0} , a curva que acompanha $OCR=1,5$. Sempre lembrando que estas correlações servem de balizamento e não devem ser adotadas sem confirmação de ensaios realizados *in situ*, que realmente traduzem a resistência característica daquele depósito. Na região de Rio Grande nota-se que a adoção de uma correlação baseada nos valores de σ'_{v0} torna-se difícil, devido a inconsistência dos dados, mas pode-se tomar como base a curva de $OCR=1$, na qual obtemos valores de S_u compatíveis com os ensaios de palheta e com segurança comparados com os ensaios de CPTU.

Através de algumas correlações, conseguiu-se estimar os valores de OCR dos ensaios de piezocone que foram plotados conjuntamente com os dados obtidos dos ensaios de adensamento. Porto Alegre mostrou ótima consistência entre os dados dos dois ensaios (CPTU e adensamento), confirmando a presença de um material PA nas camadas superficiais

e mostrando-se NA para o restante do perfil. Em Rio Grande nota-se inconformidade entre os ensaios de campo (piezocones) e de laboratório (adensamento), pois os valores de OCR do oedômetro mostram-se claramente NA enquanto os de CPTU apresentam certo nível de pré-adensados. Conforme histórico de tensões dos depósitos, afirma-se que estes depósitos teriam um certo nível de pré-adensamento, compatíveis com os valores encontrados nos ensaios de piezocone.

Em conclusão, este trabalho visou a organização do conhecimento geotécnico das duas regiões do estado do Rio Grande do Sul que apresentam depósitos de solos moles já estudados. A pesquisa apresentou várias informações e conclusões importantes quanto ao comportamento destes depósitos, sendo também objetivo desta tese a formulação de um banco de dados extensivo com os mais diversos parâmetros e ensaios existentes no Estado do Rio Grande do Sul, fornecendo informações que poderão servir como fonte de pesquisa para futuros projetos nestes locais e novos estudos nesta área de conhecimento.

Uma revisão crítica do estudo indica variações positivas e negativas associados a este estudo. Um dos pontos positivos foi a reunião dos diversos dados já estudados e analisados em outras pesquisas, com dados novos e obtidos através de projetos geotécnicos de infraestrutura no estado, formando um banco de dados que servirá como fonte de pesquisa para próximos trabalhos nestas regiões. Esta reunião de parâmetros permitiu compilar diversos resultados de ensaios que possibilitaram uma caracterização satisfatória dos locais estudados. Os depósitos de Porto Alegre apresentam uma base de dados que possibilitam uma boa caracterização dos depósitos, com parâmetros consistentes entre os diversos ensaios, principalmente os depósitos do Aeroporto Salgado Filho e da Ceasa. Para a região de Rio Grande, nota-se que diversos parâmetros apresentaram-se inconsistentes entre si, com ensaios de laboratório e ensaios de campo apresentando divergência de comportamento. Seria de extrema importância a realização de novos ensaios tanto de laboratório quanto de campo para as regiões dos Molhes e Porto Novo, na cidade de Rio Grande, para um melhor conhecimento do comportamento característico destes depósitos, pois muitos dos dados existentes, principalmente ensaios triaxiais UU, apresentam-se amolgados, fornecendo-nos informações irreais sobre o verdadeiro comportamento do material.

Sugere-se a execução de novos ensaios de palheta na região de Rio Grande, principalmente no depósito dos Molhes, pois os ensaios de palheta já realizados neste local,

apresentam grande dispersão, impossibilitando sua comparação com os demais ensaios, e impossibilitando uma correta estimativa de N_{kt} para este depósito, tornando mais difícil a análise de ensaios de CPTU.

Outro ponto que seria de extrema importância para melhor conhecimento do comportamento de solos moles e pode ser objeto de futuras pesquisas para estas regiões, é o estudo relativo ao comportamento do solo no estado crítico. Para esta abordagem torna-se necessário à realização de vários ensaios triaxiais, drenados e não-drenados para ambas as regiões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADACHI, K.; TODO, H.; MIZUNO, H.. **Quality of samples of soft cohesive soils.** In: International conference on soil mechanics and foundation engineering, 10, Stockholm. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 4v. v.2, p.409-412, 1981.

ALMEIDA, M. S. S.. **Aterros sobre solos moles: da concepção a avaliação do desempenho.** Rio de Janeiro. UFRJ, 1996, 216p.

ALONSO, E. E.; ONATE, E.; CASANOVAS, J. S.. **An investigation into sampling disturbance.** In: International conference on soil mechanics and foundation engineering, 10, Stockholm. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 4v. v.2, p.419-422, 1981.

AMARYAN, L. S.. **Soft soil properties and testing methods.** Geotechnika 7, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1993.

ÁRABE, L. C. G. **Algumas características e propriedades geotecnológicas das argilas da Baixada Santista obtidas através de ensaios “in situ”.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 8., 1986, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: ABMS, 8v. v.8, p.65-77, 1986.

ATKINSON, J. H. E BRANSBY, P. L.. **The mechanics of soils – An introduction to critical state soil mechanics.** McGraw-Hill, London, 375 p. 1978.

ATKINSON, J. H.; SALFORS, G.. **Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests.** In: European conference on soil mechanics and foundation engineering, 10., 1991, Florence. Deformation of soils and displacements of structures. Rotterdam: A. A. Balkema, 4v. v.3, p.915-956, 1991.

BALDI, G.; HIGH, D. W.; THOMAS, G. E.. **A revolution of conventional in triaxial test methods.** Philadelphia, Pa: ASTM, p.219-263, 1988.

BALIGH, M. M.; AZZOUZ, A. S.; CHIN, C. T.. **Disturbances due to “ideal” tube sampling.** Journal of Geotechnical Engineering, New York, ASCE, v.113, n.7, p.739-757, 1987.

BERRE, T. & BJERRUM, L.. **Shear strength of normally consolidated clays.** Proceedings VIIIth ICSMFE, Moscow, Vol. 1.1, p.39-49, 1973.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J.. **The measurement of soil properties in the triaxial test.** 2.ed. London: Edward Arnold, 1962.

BJERRUM, L. e SIMONS, N. E.. **Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays.** Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, 711-726. Boulder, Colorado: ASCE, 1960.

CAMARGO, M. N.; KLAMT, E.; KAUFFMAN, J. H. **Classificação de solos usada em levantamento pedológicos no Brasil.** Campinas: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, p.11-33, 1987.

CASTELLO, R. R. e POLIDO, U. F.. **Algumas características de adensamento das argilas marinhas de Vitória.** ES, Proc 8^o Cobramsef. Porto Alegre, vol. 1, p.149-159, 1986.

CHRISTOULAS, S., KALTEZIOTIS, N., TSIAMBAOS, G. & SABATAKAKIS, N.. **Engineering geology of soft clays.** Examples from Greece. Embankments on soft clays. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens, 1987.

CLAYTON, C. R. I.; MATTHEWS, M. C.; SIMONS, N. E.. **Site investigation.** Oxford. Blackwell Science, 546p. 1995.

COELHO, P. A. L. F.. **Caracterização geotécnica de solos moles – estudo do local experimental da quinta da Foja (Baixo Mondego).** Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, 2000.

COSTA FILHO, L. M., ARAGÃO, C. J. G. E VELLOSO, P. P. C.. **Características geotécnicas de alguns depósitos de argila mole na Área do Rio de Janeiro.** Solos e Rochas. Vol. 8:1, p.3-13, 1985.

COSTA FILHO, L. M.; COLLET, H. B.; ANTUNES, F.; FONTOURA, S. A. B.. **Aterros sobre solos compressíveis: características geotécnicas de argilas moles do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviária, 1976.

COUTINHO, R. Q.. **Características de adensamento com drenagem radial de uma argila mole da Baixada Fluminense.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1976.

COUTINHO, R. Q. e FERREIRA, S. R. M.. **Argilas orgânicas do Recife – estudos de caracterização e de compressibilidade em seis depósitos.** SIDEQUA, 1, P.3.35-3.54, Rio de Janeiro, 1988.

COUTINHO, R. Q.; OLIVEIRA, J. T. R.; OLIVEIRA, A. T. J.. **Geotechnical properties of Recife soft clays,** Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras. UFRJ/COPPE, pp. 1-28, 2001.

COZZOLINO, V. M.. **Statistical forecasting of compression index.** Proc 5th ICSMFE, Int Conf on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961.

DIAS, C. R. R.; BASTOS, C. A. B. **Argila siltosa marinha de Rio Grande/RS – Análise de dados geotécnicos aplicados às obras portuárias.** VI Congresso Brasileiro da Abequa e Reunião Sobre o Quaternário da América do Sul, Curitiba, 1997.

DIAS, C. R. R.; BASTOS, C. A. B. **Propriedades geotécnicas da argila siltosa marinha de Rio Grande/RS: uma interpretação a luz da historia geológica recente da região.** In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu Anais... Rio de Janeiro: ABMS, 7v. v.2, p.555-562. 1986.

DIAS, C. R. R.. **Caracterização dos parâmetros de sedimentação e adensamento de solo sedimentar da planície costeira** – Região de Rio Grande. Relatório FAPERGS – Proj. 0797/89, 1992.

DIAS, C. R. R.; KERSTNER, V. W. T.. **Argila siltosa do porto de Rio Grande/RS – Parâmetros de laboratório e correlações**, Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil. Ed. Dunas, 2001.

FUTAI, M. M.. **Utilização de conceitos teóricos e práticos na avaliação do comportamento de algumas argilas do Rio de Janeiro**. seminário de doutorado UFRJ, 1999.

HEAD, K. H.. **Manual of soli laboratory testing pentch press**. London, 3v, 1986.

HIGH, D. W.. **Laboratory investigations of sea-bed clays**. Thesis (Ph.D). Imperial College/University of London, London, 1983.

HIGH, D. W.. JARDINE, R. J. & GENS, A.. **The behaviour of Soft Clays**. Embarkments on Soft Clays. Special Publication, Bulletin of the Public Works Research Center, Athens, 1987.

HVORSLEV, M. J.. **Surface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes**. Vicksburg: Waterways Experiment Station, 521p. 1949.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELOTTA, R.. **New developments in field and laboratory testing of soils**. In: International conference on soil mechanics and foundation engineering, 11, San Francisco. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 5v. v.1, p.57-153, 1985.

JANBU, N. ET AL. **Consolidation tests with continuous loading**. In: International Conference on Soli Mechanics and Foudation Engineering, 10., 1981, Stockholm. Proceedings... Rotterdam: A. A. Balkema, 4v. v. 1, p.645-654, 1981.

KIMURA, T.; SAITOH, K.. **The influence of disturbance due to the sample preparation on the undrained strength of saturated cohesive soils.** Soils and Foundations. v.22, n.4, p.122-128, 1982.

LA ROCHELLE, P.. **Observation approach to membrane and area corrections in triaxial tests.** In: Conference on advanced triaxial testing of soils and rocks, Proceedings... Philadelphia: ASTM. P.715-731, 1988.

LA ROCHELLE, P.; SARRAILH, J.; TAVENAS, F.; ROY, M.; LEROUÉIL, S.. **Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils.** Canadian Geotechnical Journal, v.18, n.1, p.52-66, 1981.

LADD, C. C. E FOOTT, R.. **New design procedure for stability of soft clays.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT7, p.763-786, 1974.

LADD, C. C.. **Stability evaluation during staged construction.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 4, p.540-615, 1991.

LEMOS, R. C. ET AL. **Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Estado do Rio Grande do Sul.** Recife: DNPEA-DPP, 431P. 1973.

LEFEBVRE, G.; POULIN, C.. **A new method of sampling in sensitive clay.** Canadian Geotechnical Journal, v.16, p.226-233, 1979.

LUNNE, T., BY, T. & LACASSE, S.. **Laboratory testing for offshore structures.** Proceedings XIIIth ICSMFE, New Delhi, India, p.1677-1686, 1994.

MANTARÁS, F. M.. **Análise numérica do ensaio pressiométrico aplicada a previsão do comportamento de fundações superficiais em solos não saturados.** Dissertação de Mestrado em Engenharia – CPGEC/UFRGS - Porto Alegre, 1995.

MESRI, G.; GODLEWSKI, P. M.. **Time and stress compressibility interrelationship.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v.103, p.417-430, 1977.

NUNEZ, W. P.; SCHNAID, F.. **O pressiômetro Ménard: interpretação e aplicação.** Porto Alegre, CPGEC/UFRGS, 124p., 1994.

ORTIGÃO, J. A. R.. **Contribuição ao Estudo das Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argilas da Baixada Fluminense.** tese Msc, UFRJ, Rio de Janeiro, 94 p., 1975.

ORTIGÃO, J. A. R.. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** Livros Técnicos e Científicos Editora S. A. Rio de Janeiro. 2^a Edição. p.210-245, 1995.

SCHOFIELD, A. N. E WROTH, C. P.. **Critical state Soil Mechanics.** McGraw-Hill, London, 310 p. 1968.

SCHNAID, F.. **A study of the cone pressuremeter test in sand.** Thesis (Ph.D) – Oxford University, Oxford, 1990.

SCHNAID, F.. **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F.; CONSOLI, N. C.; MANTARAS, F. M.. **O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados.** Solos e Rochas, v.6, n.3, p.35-40, 1983.

SCHNAID, F.; NACCI C. e MITITSKY, J.. **Aeroporto Internacional Salgado Filho – Infra-estrutura Civil e Geotécnica.** Editora Sagra Luzzatto, 2001.

SKEMPTON, A. W.; SOWA, V. A.. **The behaviour of saturated clays during sampling and testing.** Géotechnique, v.13, n.4, p.269-290, 1963.

SMITH, P. R.. **The behaviour of natural high compressibility clay with special reference to construction on soft ground.** Thesis (Ph.D) – Imperial College, University of London. London, 1992.

SOARES, J. M. D.. **Estudo do comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole da Grande Porto Alegre.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. C. S. P.; DOMINGUEZ, J. M. L.; FLEXOR, J. M.; AZEVEDO, A. E. G.. **Flutuações do Nível Freático do mar durante o quaternário Superior ao longo do litoral Brasileiro e suas Implicações na Sedimentação Costeira.** Revista Brasileira de Geociência, v.15, n.4, p.273-286, 1985.

TERZAGHI, K. e PECK, R. B.. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** John Wiley, New York, 1967.

VIEIRA, L. S.. **Manual da Ciência do Solo com Ênfase aos Solos Tropicais.** 2 ed. Agronômica Ceres, 464 p. 1988.