

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

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE DO**  
**ATERRO SANITÁRIO DA ZONA NORTE DE**  
**PORTO ALEGRE**

MARCOS STRAUSS

Dissertação apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA.

Porto Alegre

1998

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação.

---

Prof. Adriano V.D. Bica  
Orientador

---

Prof. Fernando Schnaid  
Orientador

---

Prof. Luiz A. Bressani  
Co-Orientador

---

Profª. Denise C. Dal Molin  
Coordenadora do CPGEC

**BANCA EXAMINADORA**

Profª. Maria Cláudia Barbosa  
D.Sc. – COPPE/UFRJ

Prof. André Jablonski  
Ph.D. – Academia de Minas e Siderurgia Stanislaw Staszic/PL

Prof. Nilo C. Consoli  
Ph.D. – Universidade de Concordia/CA

Dedico este trabalho  
à minha esposa  
Simone P.H. Strauss,  
pelo amor e compreensão.

## AGRADECIMENTOS

Deixo aqui o meu agradecimento àqueles que colaboraram para o bom andamento desta dissertação:

Aos Professores Adriano V.D. Bica, Fernando Schnaid e Luis A. Bressani, pela orientação, sugestões e tempo disponibilizado em todo o desenvolvimento desta dissertação.

Ao Engenheiro Geraldo Reichert, do DMLU/PMPA, pela grande contribuição para o bom andamento dos ensaios de campo.

Ao colega Engenheiro Juan Guillermo Diaz Garcia, pela permanente disposição em ajudar e pelas horas de conversa regadas a chimarrão.

Ao colega Engenheiro Fernando Mántaras, pelas sugestões e, principalmente, pela ajuda fundamental nos ensaios de cone.

Aos colegas Engenheiros Pedro M.V. Ferreira, Marcelo Tessari, Márcio Vendruscullo, Diego, pela assistência e boa vontade sempre que foi necessário.

Ao Departamento Municipal de Limpeza Urbana da Prefeitura Municipal de Porto Alegre, pela disponibilização do local para os ensaios de campo desta dissertação.

Ao CNPq pelo suporte financeiro à realização deste trabalho.

Ao corpo de funcionários do Curso de Pós Graduação da UFRGS, que pelo bom cumprimento de suas funções permitem aos pós-graduandos se preocuparem mais com suas teses ou dissertações do que com questões burocráticas ou administrativas.

A todos aqueles que contribuíram no bom andamento e sucesso desta dissertação.

## SUMÁRIO

<b><u>LISTA DE FIGURAS</u></b>	<b>vii</b>
<b><u>LISTA DE TABELAS</u></b>	<b>xi</b>
<b><u>LISTA DE SÍMBOLOS</u></b>	<b>xii</b>
<b><u>1. INTRODUÇÃO</u></b>	<b>1</b>
<b><u>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u></b>	<b>4</b>
<b>2.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE ARGILAS MOLES</b>	<b>4</b>
2.1.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	4
2.1.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	5
2.1.2.1 ENSAIOS DE PALHETA	6
2.1.2.2 ENSAIOS DE CONE E PIEZOCONE	8
<b>2.2 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS</b>	<b>14</b>
2.2.1 MODELO GEOTÉCNICO	14
2.2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS RSU	16
2.2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	19
2.2.3.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	19
2.2.3.2 ENSAIOS IN-SITU	23
2.2.3.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COMPILADOS DA LITERATURA	25
2.2.4 PESO ESPECÍFICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS	28
2.2.5 PIEZÔMETROS EM ATERROS SANITÁRIOS	31
2.2.5.1 PIEZÔMETROS CONVENCIONAIS	31
2.2.5.2 PIEZÔMETRO “VECTOR” (VAL & NETO, 1994)	34
<b>2.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ATERROS SANITÁRIOS</b>	<b>36</b>
2.3.1 MECANISMO DE RUPTURA	36
2.3.2 MÉTODOS CORRENTES DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE	38
2.3.2.1 MÉTODOS LINEARES	39
2.3.2.1.1 ANÁLISE DE TALUDE INFINITO	39
2.3.2.1.2 MÉTODO DAS CUNHAS	40
2.3.2.1.3 MÉTODO DE FELLENIUS	41
2.3.2.2 MÉTODOS ITERATIVOS - MÉTODOS DE FATIAS	43
2.3.2.2.1 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO	44

2.3.2.2.2 MÉTODO DE SPENCER	45
2.3.2.2.3 MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO	47
2.3.2.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE ITERATIVOS	47
<b>3. PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>51</b>
<b>3.1 LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO</b>	<b>51</b>
3.1.1 LOCALIZAÇÃO DO ATERRO SANITÁRIO.	52
3.1.2 PEDOLOGIA E GEOLOGIA DO SOLO DE FUNDAÇÃO DO ATERRO SANITÁRIO	54
<b>3.2 ENSAIOS DE CONE</b>	<b>55</b>
3.2.1 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	55
3.2.1.1 EQUIPAMENTOS DE SEGURANÇA	58
3.2.2 METODOLOGIA DE ENSAIO	60
3.2.2.1 ENSAIOS DE CONE EM ARGILA MOLE	60
3.2.2.2 ENSAIOS DE CONE EM R.S.U.	61
<b>3.3 ENSAIOS DE PIEZOCONE</b>	<b>63</b>
3.3.1 SATURAÇÃO DA PEDRA POROSA	63
<b>3.4 PIEZÔMETRO DE TUBO FECHADO</b>	<b>64</b>
3.4.1 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO	65
3.4.2 METODOLOGIA DE ENSAIO	66
3.4.3 LOCAÇÃO DO PIEZÔMETRO	68
<b>4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS</b>	<b>71</b>
<b>4.1 ARGILA MOLE</b>	<b>71</b>
4.1.1 ENSAIOS DE PIEZOCONE	71
4.1.2 CARACTERÍSTICAS DO PERFIL	77
<b>4.2 RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS</b>	<b>78</b>
4.2.1 ENSAIOS DE CONE ELÉTRICO	78
4.2.2 INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS	82
<b>4.3 ADENSAMENTO EM ARGILA MOLE</b>	<b>87</b>
4.3.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA DA ARGILA MOLE	88
4.3.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA NA CROSTA SUPERFICIAL	91
<b>5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE</b>	<b>93</b>
<b>5.1 PROGRAMA PCSTABL 5M</b>	<b>93</b>
<b>5.2 PROBLEMAS DE INSTABILIDADE NUMÉRICA</b>	<b>95</b>
<b>5.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE ESTABILIDADE</b>	<b>100</b>
<b>5.4 ANÁLISE ESPECÍFICA DE ESTABILIDADE</b>	<b>107</b>
<b>5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>109</b>
<b>6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES</b>	<b>111</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Correlação entre $s_u/\sigma'_{vo}$ e $I_p$ (Osterman,1959; <i>apud</i> Lambe & Whitman, 1979)....	4
Figura 2.2: Ensaio de palheta para obtenção de $s_u$ .....	7
Figura 2.3: Representação esquemática dos vários estágios de deformação volumétrica de uma amostra de RSU (Grisolia & Napoleoni, 1996).....	15
Figura 2.4: Modelo de RSU semelhante a solos reforçados (Manassero et al., 1996) .....	15
Figura 2.5: Relação tensão-deformação típica para RSU em ensaios triaxiais (Manassero et al., 1996).....	17
Figura 2.6: Relação deformação x ângulo de atrito interno (Kochel & Jessberger, 1995).....	18
Figura 2.7: Relação deformação x coesão (Kochel & Jessberger, 1995). .....	18
Figura 2.8: Resultados tensão cisalhante x tensão normal (Kavazanjian et al., 1995). .....	19
Figura 2.9: Cisalhamento direto em RSU in-situ (Withiam et al., 1995).....	20
Figura 2.10: Esquema do equipamento de cisalhamento direto... ..	21
Figura 2.11: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por ensaio de cisalhamento direto (referências na Tabela 2.6). .....	22
Figura 2.12: Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por ensaios de compressão triaxial (referências na Tabela 2.6). .....	23
Figura 2.13: Ensaio de cone no aterro sanitário de Maldegem, Bélgica... ..	24
Figura 2.14: Ensaio de cone no aterro sanitário Bandeirantes, São Paulo, Brasil (Vilar et al., 1996).....	24
Figura 2.15: Parâmetros de resistência ao cisalhamento em RSU... ..	25
Figura 2.16: Peso específico x profundidade em aterros sanitários (Kavazanjian et al., 1995).	29
Figura 2.17: Piezômetro diafragma (Dunnicliff, 1988).....	33
Figura 2.18: Piezômetro de corda vibrante (Dunnicliff, 1988) .....	34
Figura 2.19: Piezômetro VECTOR (Val & Neto, 1994).....	35
Figura 2.20: Configuração de aterros sanitários modernos (Mitchell & Filz, 1997).....	36

Figura 2.21: Formas potenciais de ruptura em aterros sanitários (Mitchell & Filz, 1997).....	37
Figura 2.22: Representação esquemática do escorregamento de talude infinito. ....	40
Figura 2.23: Método das cunhas.....	41
Figura 2.24: Forças atuantes para um método de fatias aplicado para uma superfície irregular.	42
Figura 2.25: Forças em uma fatia simples. ....	44
Figura 2.26: Variação dos fatores de segurança com respeito a momentos e forças versus o ângulo de inclinação das forças entre fatias... ..	46
Figura 2.27: Comparação dos fatores de segurança para o caso 1 (Fredlund & Krahn, 1977).	48
Figura 2.28: Comparação dos fatores de segurança para o caso 2 (Fredlund & Krahn, 1977)	49
Figura 3.1: Localização física do aterro sanitário no município de Porto Alegre. ....	52
Figura 3.2: Planta baixa do aterro sanitário e localização dos ensaios.....	53
Figura 3.3: Vista aérea do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.....	54
Figura 3.4: Solos de várzea no Rio Grande do Sul.(Soares, 1997) .....	55
Figura 3.5: Equipamento hidráulico de cravação do cone.....	57
Figura 3.6: Ponteira do cone tipo “Fugro” (principais dimensões). ....	57
Figura 3.7: Organograma do sistema de aquisição de dados.....	57
Figura 3.8: Organograma dos procedimentos dos ensaios de cone .....	61
Figura 3.9: Locação dos ensaio de cone no aterro sanitário .....	62
Figura 3.10: Sistema de reação do equipamento hidráulico de cravação para o ensaio de cone no aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.....	62
Figura 3.11: Ponteira do piezocone utilizada nesta dissertação (principais dimensões). ....	63
Figura 3.12 - Sistema de saturação do piezocone.....	64
Figura 3.13: Sistema de leitura de pressão do piezômetro de tubo fechado.....	66
Figura 3.14: Princípio de funcionamento do piezômetro de tubo fechado cravado. ....	67
Figura 3.15: Produção de gases e outros produtos durante a decomposição de RSU... ..	69
Figura 3.16: Locação do piezômetro no aterro sanitário .....	70
Figura 4.1: Resultados do ensaio CPT 4 em argila mole.....	73
Figura 4.2: Resultados obtidos no ensaio CPT 5 em argila mole.....	74

Figura 4.3: Resultados obtidos no ensaio CPT 6 em argila mole.....	75
Figura 4.4: Resultados obtidos no ensaio CPTU 8 em argila mole. ....	76
Figura 4.5: $s_u$ versus profundidade dos ensaios em argila mole próximos ao aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre. ....	77
Figura 4.6: Resultados do ensaio CPT 1 no aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre....	80
Figura 4.7: Resultados do ensaio CPT 2 no aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre....	81
Figura 4.8: Razão de atrito versus $q_c$ em RSU (Sánchez-Alciturri et al., 1995). ....	84
Figura 4.9: Parâmetros de resistência ao cisalhamento em RSU (Sánchez-Alciturri et al., 1995). ....	84
Figura 4.10: $\phi$ para ensaio CPT1 em RSU, utilizando Bolton (1986).....	85
Figura 4.11: $\phi$ para ensaio CPT2 em RSU, utilizando Bolton (1986).....	85
Figura 4.12: $\phi'$ para o ensaio CPT1 em RSU, utilizando Durgunoglu & Mitchell (1975).....	86
Figura 4.13: $\phi'$ para o ensaio CPT2 em RSU, utilizando Durgunoglu & Mitchell (1975).....	86
Figura 4.14: Perfil adotado na análise de adensamento.....	89
Figura 4.15: Relação $s_u$ x OCR (Schmertman, 1978 <i>apud</i> Meigh, 1987).....	92
Figura 5.1: causa de instabilidade numérica no programa PCSTABL 5M.....	95
Figura 5.2: Análise pelo Método de Bishop Simplificado com parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos de ensaios de cone em RSU... ..	97
Figura 5.3: Análise pelo método de Bishop Simplificado com parâmetros obtidos de retro-análise da ruptura no aterro Bandeirantes... ..	97
Figura 5.4: Análise pelo método de Janbu Simplificado com parâmetros obtidos de ensaio de cone em RSU... ..	98
Figura 5.5: Análise pelo método de Janbu Simplificado com $c'=24$ kPa e $\phi'=33^\circ$ .... ..	99
Figura 5.6 Análise pelo método de Janbu Simplificado com parâmetros de resistência ao cisalhamento para RSU obtidos de retro-análise da ruptura no Aterro Bandeirantes... ..	99
Figura 5.7: Perfil transversal adotado na análise paramétrica de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre (o significado das regiões $s_{u0}$ a $s_{u3}$ está discutido na seção 4.3.1). ....	100
Figura 5.8: Região no gráfico $c'$ x $\phi'$ utilizada na análise paramétrica de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.. ..	102
Figura 5.9: Curvas de igual F.S. obtidas através do método de Bishop Simplificado.....	103

Figura 5.10: Curvas de igual F.S. obtidas através do método de Spencer, considerando superfícies de ruptura não-circulares. ....	104
Figura 5.11: Forma padrão das superfícies potenciais de ruptura crítica obtidas no método de Bishop Simplificado. ....	105
Figura 5.12: Forma padrão das superfícies potenciais de ruptura crítica obtidas pelo método de Janbu (não-circular). ....	105
Figura 5.13: Região de parâmetros de resistência ao cisalhamento proposta para uso em projetos de aterros sanitários. ....	106

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (Almeida, 1996). .....	5
Tabela 2.2: Aplicabilidade de ensaios de campo em obras sobre solos moles (Jamiolkowski et al., 1985). .....	6
Tabela 2.3: Técnicas de simulação numérica para piezocone (Chen & Mayne, 1994 <i>apud</i> Soares, 1997). .....	11
Tabela 2.4: Fatores de cone ( $N_k$ ) e de piezocone ( $N_{kt}$ ) de argilas brasileiras (Soares, 1997)..	13
Tabela 2.5: Composição típica de resíduos sólidos urbanos. ....	16
Tabela 2.6: Parâmetros de resistência ao cisalhamento em R.S.U. apresentados na figura 2.14. (após Gabr & Valero, 1995) .....	26
Tabela 2.7: Peso específico típico de resíduos sólidos urbanos (Landva & Clark, 1990).....	30
Tabela 2.8: Características dos métodos de Análise de Estabilidade de Taludes (Fredlund & Krahn, 1977).....	39
Tabela 3.1: Classificação de locais contaminados (Site Investigation Group, 1995).....	58
Tabela 4.1: Estratigrafia do terreno sob o aterro sanitário.....	78
Tabela 4.2: Resumo dos resultados de ensaios de cone em RSU em Porto Alegre.....	86
Tabela 4.3: Períodos de execução dos patamares do aterro sanitário.....	90
Tabela 4.4: Resultados obtidos na análise de adensamento .....	90
Tabela 5.1: Parâmetros geotécnicos adotados nas simulações .....	100
Tabela 5.2: Parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU utilizados nas análises de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.....	107
Tabela 5.3: Resultados das análises de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre. ....	108

## LISTA DE SÍMBOLOS

$S_u$	→	resistência ao cisalhamento não drenado
$\sigma'_{vo}$	→	tensão vertical geostática efetiva
$q_t$	→	resistência de ponta do cone corrigida devido à poro-pressão medida
$q_c$	→	resistência de ponta do cone
$u$	→	poro-pressão
$f_t$	→	resistência na luva do cone corrigida devido à poro-pressão medida
$f_s$	→	resistência na luva do cone
$N_k$	→	fator de cone
$N_{kt}$	→	fator de piezocone
$\sigma_{v0}$	→	tensão vertical geostática total
$c$	→	intercepto coesivo de Mohr-Coulomb
$\phi$	→	ângulo de atrito interno de Mohr-Coulomb
$\gamma$	→	peso específico aparente
CPT	→	“cone penetration test” - ensaio de cone
CPTU	→	“cone penetration test with pore-pressure measurement” - ensaio de piezocone
RSU	→	resíduos sólidos urbanos
FS	→	fator de segurança à ruptura de um talude
DQO	→	demanda química de oxigênio
$R_f$	→	relação de atrito = $f_s/q_c$
$z$	→	profundidade
$D_R$	→	densidade relativa
$e_o$	→	índice de vazios iniciais
$C_v$	→	coeficiente de adensamento
$C_c$	→	índice de compressão
$\rho$	→	recalque
OCR	→	“over consolidation ratio” - razão de pré-adensamento
$X$	→	coordenada horizontal

Observação: Não foram incluídos nesta lista símbolos que apareçam com pouca frequência no texto e cujo significado está apresentado no local da citação ou que sejam de conhecimento geral.

## RESUMO

Esta dissertação apresenta a investigação geotécnica e a análise de estabilidade de um aterro sanitário remediado na cidade de Porto Alegre, Brasil. A remediação deste antigo lixão começou há aproximadamente 10 anos e consistiu essencialmente na construção de (a) células de aterro sanitário, (b) barreiras periféricas de argila compactada, (c) drenos de lixiviado e (d) cobertura diária e final com argila. A geologia local é caracterizada por uma camada de argila mole com baixa condutividade hidráulica próxima à superfície; em função disto, não foi necessária a construção de barreiras verticais profundas ao redor de cada célula a fim de evitar a propagação do lixiviado pelo subsolo. A camada de argila mole possui uma espessura máxima de 6 m e está situada imediatamente acima de uma camada de areia. O nível do lençol freático encontra-se a aproximadamente 1 m de profundidade. Valores típicos de resistência ao cisalhamento não-drenada da camada de argila mole variam entre 6 kPa e 11 kPa. A resistência ao cisalhamento não-drenada da crosta superficial deste terreno é de aproximadamente 45 kPa.

A altura da principal célula do aterro sanitário foi expandida de 8 m para aproximadamente 26 m. O estudo geotécnico desta expansão necessitou de (a) investigação local relativamente sofisticada e (b) uma análise de estabilidade do conjunto argila mole - aterro sanitário. Investigações locais consistiram essencialmente de (a) ensaios de piezocone na argila mole, (b) ensaios de cone no corpo do aterro sanitário e (f) instrumentação dos resíduos sólidos urbanos com piezômetro. Foi realizada uma cuidadosa interpretação dos resultados de ensaios de cone no aterro sanitário, devido a possibilidade de efeitos de escala relacionados à heterogeneidade dos resíduos sólidos. Foram então utilizados métodos de equilíbrio limite para realizar as análises de estabilidade. Foram também estudadas as pressões de gás e lixiviado nesta dissertação.

Os principais resultados das análises de estabilidade foram então comparadas com o comportamento do aterro sanitário observado em campo (após a construção). O comportamento geotécnico de resíduos sólidos urbanos também foi um assunto revisado em detalhes nesta dissertação.

## ABSTRACT

This dissertation presents the geotechnical investigation and the stability analysis of a remediated landfill in the city of Porto Alegre, Southern Brazil. Remediation of this old municipal solid waste dump started about 10 years ago, and consisted essentially of building (a) landfill cells, (b) peripheral compacted clay barriers, (c) peripheral leachate drains, and (d) compacted clay cover liners. Local geology is characterized by a low hydraulic conductivity soft clay layer near the soil surface; as a result, no vertical barrier was built around each landfill cell. The soft clay layer has a maximum thickness of 6m; it is situated above a sand layer. The groundwater table is about 1m deep. Typical values of undrained shear strength of the soft clay vary between 6 kPa and 11 kPa. The undrained shear strength of the desiccated crust is about 45 kPa.

The height of the main landfill cell is planned to be increased from 8 m to about 26 m. The geotechnical study of this expansion required (a) relatively sophisticated site investigation, and (b) an assessment of the overall stability of the soft clay - landfill system. Site investigation consisted mainly of (a) piezocone testing of the soft clay, (b) cone penetration testing of the landfill body and (f) instrumentation of the municipal solid waste with piezometer. A careful interpretation was performed of the results of cone penetration testing, due to possible scale effects related to the heterogeneity of solid waste. Limit equilibrium methods were then used for carrying out the overall stability analysis. Both leachate levels and gas pressures were studied in this dissertation.

Main results of the stability analysis were subsequently compared with observed field performance (after construction). The subject of geotechnical aspects of municipal solid wastes is also reviewed in detail.

## CAPÍTULO 1

### 1. INTRODUÇÃO

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 10.004 - RESÍDUOS SÓLIDOS (ABNT, 1987), resíduos sólidos são todos aqueles resíduos nos estados sólidos e semi-sólidos, que resultam da atividade da comunidade de origem: industrial, doméstica, hospitalar, comercial, de serviços, de varrição ou agrícola. Estes resíduos podem ser classificados:

1. Segundo sua origem:

- Urbanos
- Industriais
- De serviços de saúde
- Radioativos
- Agrícolas

2. Segundo seu grau de degradabilidade:

- F.D.: facilmente degradáveis (matéria orgânica)
- M.D.: moderadamente degradáveis (papel, papelão e material celulósico)
- D.D.: dificilmente degradáveis (trapo, couro, borracha e madeira)
- N.D.: não degradáveis (vidro, metal, plástico, pedras, terra e outros)

3. Segundo seu grau de periculosidade:

- Classe I - Perigosos
- Classe II - Não Inertes
- Classe III - Inertes

Neste trabalho, serão objeto de estudo os RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS (RSU). Nesta categoria encontram-se resíduos de todos os graus de degradabilidade e seu grau de periculosidade, como um todo, é considerado CLASSE II.

Os RSU podem passar pelos seguintes procedimentos de tratamento e disposição final:

- a) Separação (necessita de um procedimento complementar de disposição final);
- b) Compostagem (deve ser precedida pelo procedimento de separação);
- c) Incineração (necessita um procedimento complementar de disposição final das cinzas);
- d) Aterro sanitário (não necessita procedimento anterior de tratamento de resíduos).

O interesse em particular deste trabalho é nos RSU dispostos em aterros sanitários. Os aterros sanitários, apesar da existência de outros métodos de tratamento e disposição final de RSU mais eficientes (incineração, compostagem, separação), constitui-se na forma mais comum no mundo de disposição final de resíduos domésticos. Ainda que estes resíduos passem por tratamentos como incineração, separação, compostagem e outros, sempre resultarão outros resíduos, embora em menor quantidade, cuja única possibilidade de disposição final sejam os aterros sanitários.

O objetivo de um aterro sanitário é estocar o máximo volume de RSU em uma área mínima. Isto gera, por vezes, aterros de grande altura, tornando a estabilidade de taludes um importante fator geotécnico no dimensionamento do aterro sanitário. Segundo Mitchell & Mitchell (1992), até o início desta década os estudos sobre aterros sanitários eram limitados quase exclusivamente ao modo de isolamento dos resíduos ao meio ambiente. Porém, nos últimos anos, devido às freqüentes ampliações na altura de aterros sanitários existentes e à ocorrência de algumas rupturas de taludes, passou a dar-se maior atenção ao estudo da estabilidade de aterros sanitários. Em especial, o enfoque desta dissertação é a estabilidade de um aterro sanitário assente sobre argila mole, assunto já abordado por autores como Tonteri & Lindros (1989), Singh & Murphy (1990), Cunha & Lacerda (1991), Howland & Landva (1992) e Almeida (1996).

O estudo realizado no desenvolvimento desta dissertação visa contribuir à prática de engenharia, em especial para o Departamento Municipal de Limpeza Urbana de Porto Alegre, uma vez que poderá ser diretamente aplicado a dois aterros sanitários deste município. Ambos merecem especial atenção em termos de estabilidade de taludes. Um é o novo aterro sanitário da Extrema, que começou a funcionar em junho de 1997. Este aterro foi projetado com um talude de altura máxima de massa de RSU de aproximadamente 45m. O outro é o aterro sanitário remediado da Zona Norte, assente sobre argila mole, no qual uma das células alcançou uma altura aproximada de 26m. Esta altura é consideravelmente maior que a altura das demais células do mesmo aterro, todas com aproximadamente 8m de altura. Nesta dissertação, foi analisada a estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte, correspondendo à célula com 26m de altura.

Esta dissertação também objetiva contribuir no aperfeiçoamento do uso do ensaio de cone na determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento da massa de RSU, que é uma prática ainda pouco desenvolvida nas pesquisas geotécnicas a nível internacional. O atrativo desta tecnologia consiste na investigação do perfil de RSU sem a necessidade de escavação e, portanto, sem contato direto com resíduos poluentes. Uma revisão bibliográfica detalhada é apresentada nesta dissertação, sendo útil ao entendimento geotécnico do comportamento dos RSU, abordagem ainda em desenvolvimento a nível nacional e internacional.

## CAPÍTULO 2

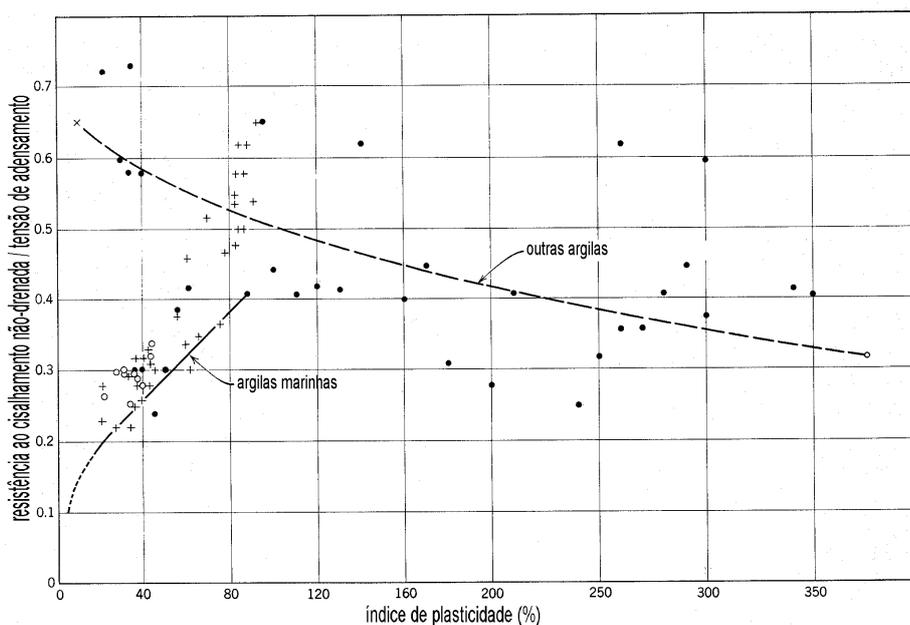
### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE ARGILAS MOLES

##### 2.1.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Em uma argila mole saturada, devido à sua baixa permeabilidade, sua ruptura se dará de forma não drenada e, portanto, será mobilizada a resistência ao cisalhamento não-drenada,  $s_u$ . Esta depende do estado de tensões efetivas atual da argila mas também da sua história de tensões.

Em uma argila normalmente adensada, o valor de  $s_u$  cresce proporcionalmente à tensão vertical efetiva,  $\sigma'_{vo}$ . A razão  $s_u/\sigma'_{vo}$  é muito útil para caracterizar a resistência ao cisalhamento não drenada em argilas normalmente adensadas (Lambe & Whitman, 1979). Osterman (1959), *apud* Lambe & Whitman (1979), propõe uma correlação entre esta razão e o índice de plasticidade (Figura 2.1).



**Figura 2.1:** Correlação entre  $s_u/\sigma'_{vo}$  e  $I_p$  (Osterman, 1959; *apud* Lambe & Whitman, 1979).

A maioria das argilas remoldadas apresentam a razão  $s_u/\sigma'_{vo}$  igual a  $0,3\pm 0,1$ . Soares (1997) encontrou valores de  $s_u/\sigma'_{vo}$  em torno de 0,35 para os depósitos de argila mole da grande Porto Alegre.

### 2.1.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Os parâmetros geotécnicos de argilas moles podem ser determinados através de ensaios de campo ou laboratório. Almeida (1996) compara as vantagens e desvantagens dos dois métodos, conforme apresentado na tabela 2.1.

**Tabela 2.1:** Vantagens e desvantagens de ensaios de laboratório e de campo aplicados a argilas moles (Almeida, 1996).

<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Laboratório	<ul style="list-style-type: none"> <li>– condições de contorno bem definidas;</li> <li>– condições de drenagem controladas;</li> <li>– trajetórias de tensões conhecidas durante o ensaio;</li> <li>– natureza do solo identificável.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– amolgamento em solos argilosos;</li> <li>– pouca representatividade do volume ensaiado;</li> <li>– em condições análogas é, em geral, mais caro que ensaios de campo.</li> </ul>
Campo	<ul style="list-style-type: none"> <li>– solo ensaiado em seu ambiente natural;</li> <li>– medidas contínuas com a profundidade (CPT, piezocone);</li> <li>– ensaiado com maior volume de solo;</li> <li>– geralmente mais rápido que ensaios de laboratório.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>– condições de contorno mal definidas (exceção: pressiômetro auto-cravante)</li> <li>– condições de drenagem desconhecidas</li> <li>– grau de amolgamento desconhecido</li> <li>– modos de deformação e ruptura diferentes da obra</li> <li>– natureza do solo não identificada (exceção SPT)</li> </ul>

Na tabela 2.2 é apresentada uma avaliação da aplicabilidade de ensaios de campo em argilas moles, segundo Jamiolkowski et al. (1985).

**Tabela 2.2:** Aplicabilidade de ensaios de campo em obras sobre solos moles (Jamiołkowski et al., 1985).

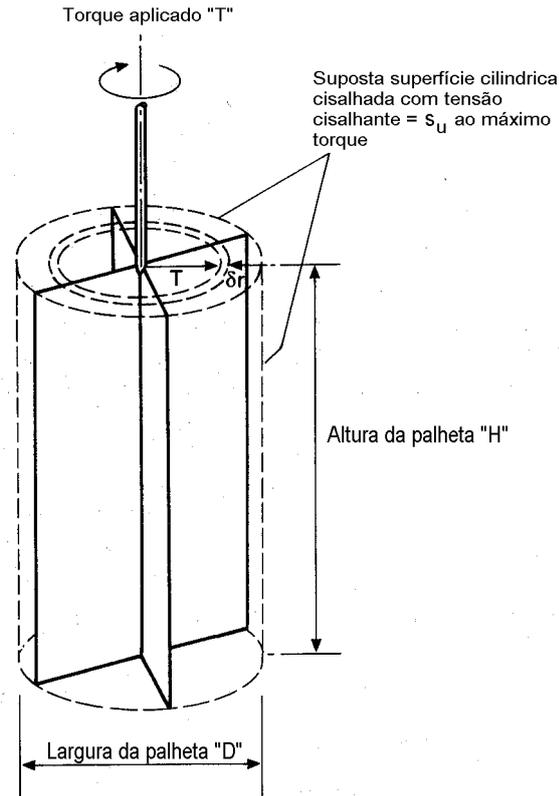
<i>Ensaio</i>	<i>Tipo de solo</i>	<i>Perfi l</i>	$s_u$	$u$	<i>OCR</i>	$G, E_u$	$m_v, C_c$	$C_v, C_h$	$k$	<i>Curva <math>\sigma</math>-<math>\varepsilon</math></i>
<i>CPT</i>	B	A	B	-	C	B	C	-	-	-
<i>Piezocone</i>	A	A	B	A	A	B	B	A	B	B
<i>Dilatômetro</i>	B	B	B	-	B	B	C	-	-	-
<i>Palheta</i>	B	C	A	-	-	-	-	-	-	-
<i>SPT</i>	B	B	C	-	-	-	C	-	-	-
<i>Permeabilidade in-situ</i>	C	-	-	A	-	-	-	B	A	-
<i>Fratura Hidráulica</i>	-	-	-	B	B	-	-	C	C	-
<i>Pressiômetro autocravante</i>	B	B	A	A	A	A	A	A	B	A

\*A,B e C significam, respectivamente, alta, moderada e limitada aplicabilidade.

Fica claro pela tabela 2.2 que os ensaios de palheta e pressiômetro auto-cravante são os mais recomendados para obtenção de  $s_u$ , porém a prática internacional utiliza, na rotina de engenharia, principalmente ensaios de cone e piezocone.

### 2.1.2.1 ENSAIOS DE PALHETA

Este ensaio de campo tem como principais vantagens o baixo custo, praticidade e resultados relativamente bons. No entanto, o tempo envolvido na obtenção de um perfil completo de resistência ao cisalhamento não-drenada e a necessidade de mobilização de uma equipe técnica treinada e experiente constituem-se em limitações reconhecidas do uso desta técnica em projetos geotécnicos. O ensaio consiste na rotação de uma palheta (Figura 2.2) a uma velocidade constante de 6°/min, a fim de garantir a condição não-drenada do ensaio conforme a norma americana ASTM D2573 (ASTM, 1978) e a norma brasileira MB-3122 (ABNT, 1989).



**Figura 2.2:** Ensaio de palheta para obtenção de  $s_u$

Considerando um solo isotrópico, condições não-drenadas, razão altura  $H$  versus diâmetro  $D$  igual a 2 e  $s_u$  constante no entorno da palheta, o torque  $T$  medido na rotação possibilita o cálculo da resistência ao cisalhamento não-drenada, através da equação 2.1, conforme o método de ensaio MB-3122 (ABNT, 1989):

$$s_u = \frac{0,86 \cdot T}{\pi \cdot D^3} \quad (2.1)$$

Segundo Wroth (1984) os valores de  $s_u$  obtidos por esta equação são em torno de 10% maiores que a resistência ao cisalhamento não-drenada de campo, uma vez que a mobilização de  $s_u$  não é constante do topo à base da palheta.

O ensaio de palheta requer alguns cuidados especiais em relação ao amolgamento da argila, ao atrito no sistema de medida de torque (Almeida, 1996) e ao tempo de espera entre cravação e rotação da palheta. Este tempo deve ser menor que cinco minutos segundo o

método de ensaio MB3122 (ABNT, 1989). As principais normas internacionais que regulamentam estes ensaios foram relacionadas por Clayton et al. (1995).

Embora ensaios de palheta não tenham sido utilizados nesta dissertação, a interpretação dos ensaios de cone e piezocone realizados baseou-se em correlações com ensaios de palheta na mesma argila devidas a Soares (1997)

### 2.1.2.2 ENSAIOS DE CONE E PIEZOCONO

A norma americana que regulamenta os ensaios de cone é a ASTM D3441-86 (ASTM, 1986) e a brasileira é a MB3406 (ABNT, 1991). Uma relação das principais normas internacionais para ensaios de cone e piezocone é dada por Clayton et al. (1995). Duas referências importantes para esta dissertação, quanto aos procedimentos e interpretação destes ensaios, foram De Beer et al. (1988) e Meigh (1987).

O ensaio de cone mede simultaneamente, através de duas células de carga, a resistência de ponta ( $q_c$ ) e o atrito na luva ( $f_s$ ). O piezocone permite monitorar as mesmas medidas do cone, acrescidas da medida de poro-pressão ( $u$ ) através de um transdutor de pressão. No piezocone, a poro-pressão atua não somente na ponta cônica mas também em uma pequena área atrás desta ponta, junto à extremidade inferior da luva. O valor da resistência de ponta medida deve, portanto, ser corrigido, podendo-se utilizar a equação 2.2, proposta por Lunne et al. (1985).

$$q_t = q_c + k_c(1-a).u \quad (2.2)$$

onde:  $k_c = u_b/u$  é o fator de correção da posição da pedra-porosa do transdutor de pressão, cujo valor é unitário para uma pedra posicionada na base da ponta cônica ( $u=u_b$ ).

$$1-a = A_g/A_t \text{ ou } a = A_n/A_t$$

$A_n$  : área interna do piezocone;

$A_g$ : área da ranhura executada no piezocone para colocação da pedra;

$A_t$ : área transversal do piezocone;

Também o atrito na luva deve ser corrigido devido às poro-pressões atuantes nas extremidades desta luva (Jamiołkowski et al., 1985; De Beer et al., 1988). De Beer et al. (1988) propõem a equação 2.3 para tal correção.

$$f_t = f_s + \frac{u_{sb} \cdot A_{sb} - u_{st} \cdot A_{st}}{A_s} \quad (2.3)$$

onde:  $u_{sb}$  ; poro-pressão na extremidade inferior da luva ( $A_{sb}$ );

$u_{st}$  : poro-pressão na extremidade superior da luva ( $A_{st}$ );

$A_s$  : área lateral externa da luva.

Os fatores de correção apresentados nas equações 2.2 e 2.3 são facilmente obtidos através de procedimentos simples de calibração do cone em uma câmara de saturação (e.g. Soares, 1997).

Segundo Soares (1997), apesar da vantagem de ser representativo de um grande volume de solo nas condições naturais de campo, o ensaio de cone é de difícil interpretação analítica, uma vez que as condições de contorno devem considerar um número muito grande de fatores intervenientes. Estes fatores são relativos ao equipamento (geometria, efeito de escala, sistema de medição, etc.), aos procedimentos de ensaio (velocidade de ensaio) e ao solo (estrutura, história de tensões, heterogeneidade, anisotropia, condições de drenagem).

Diversos métodos de interpretação do ensaio de cone estão apresentados na literatura. Estes métodos podem ser divididos em:

a) Métodos Teóricos:

- Método do Equilíbrio Limite;
- Método da Expansão de Cavidade;
- Método de Penetração Contínua;
- Método da Trajetória de Deformação;
- Métodos Numéricos.

b) Métodos Empíricos

*a) Métodos Teóricos:*

O método do equilíbrio limite é um método semi-empírico, baseado em teorias de capacidade de carga de fundações. Neste método os valores obtidos pelo ensaio de cone são diretamente relacionados ao valor de capacidade de carga. Uma revisão sobre este tema foi apresentada por Árabe (1995).

O método de expansão de cavidade considera que a penetração de um cone é equivalente à expansão de uma cavidade esférica num meio isotrópico, homogêneo e elasto-plástico, desde um raio inicial nulo até o raio da seção transversal do próprio cone. O valor da pressão limite de expansão da cavidade esférica ( $P_u$ ) é diretamente relacionado com as medidas obtidas do ensaio de cone. No entanto, este método é criticado por alguns autores (Baligh, 1985; Tavenas et al., 1982) devido às suas hipóteses simplificadas.

O método da penetração contínua (Drescher & Kang, 1987) considera que o trabalho total necessário para a cravação do cone ao longo de uma distância unitária pode ser subdividido em duas parcelas: uma para avançar o cone isoladamente e outra para abrir uma cavidade cilíndrica através do cone. Admite-se a validade do critério de ruptura de Tresca para o solo. No caso de solo argiloso saturado, a resistência de ponta ( $q_c$ ) é expressa por:

$$q_c = N_c \cdot s_u + \sigma_{h0} \quad (2.4)$$

onde:  $\sigma_{h0}$  - tensão horizontal total inicial.

O método da trajetória de deformação é uma técnica analítica aproximada para prever as perturbações no solo, suposto um fluido viscoso, causadas pela instalação de algum objeto rígido no seu interior, como um cone. O principal autor que desenvolveu este método foi Baligh (1985). O método da trajetória de deformações é subdividido nas seguintes fases:

- estimativa das tensões iniciais;
- estimativa do campo de velocidade, satisfazendo a conservação de volume e condições de contorno;
- determinação das deformações do solo pela integração ao longo das linhas de fluxo;

- cálculo das velocidades de deformação do solo pela integração ao longo das linhas de fluxo, derivando as velocidades em relação às coordenadas espaciais;
- determinação das trajetórias de deformação dos diferentes elementos do solo, pela integração da velocidade de deformação, ao longo das linhas de fluxo;
- as tensões efetivas podem ser determinadas por um modelo tensão x deformação que pode ser expresso em termos de tensões totais ou tensões efetivas;
- as poro-pressões são determinadas por equações de equilíbrio;
- a tensão total em qualquer elemento é determinada a partir da tensão efetiva e da poro-pressão, determinadas nos passos anteriores.

Segundo Baligh (1985), o método da trajetória de deformações se baseia na hipótese de que as deformações do solo, durante uma penetração profunda, podem ser estimadas com razoável grau de precisão, sem a necessidade de considerar as relações constitutivas do solo. Este desacoplamento simplifica consideravelmente a solução do problema.

O método dos elementos finitos tem sido utilizado para modelar a penetração de um cone no solo. A precisão desta modelagem depende das equações constitutivas utilizadas para o solo e da utilização de malhas de elementos finitos refinadas, principalmente nas regiões de concentração de tensões e deformações, como a ponta do cone. Chen & Mayne (1994) *apud* Soares (1997) apresentam uma revisão das técnicas numéricas utilizadas por diversos autores para simular a penetração de um piezocone no solo (Tabela 2.3).

**Tabela 2.3:** Técnicas de simulação numérica para piezocone (Chen & Mayne, 1994 *apud* Soares, 1997).

Método	Modelo de solo	Referências
MTD	Bilinear e hiperbólico	Baligh (1986, 1986a, 1986b)
MFC	Plasticidade	Tumay et al. (1985)
MTD+MEF	Elasto-plástico	Houlsby & Teh (1988)
MEF	Elasto-plástico	Sandven (1990)
AD	Elástico	Elswert (1991 e 1993)
MTD	Modelo em tensões efetivas 3 (MIT)	Whittle & Aubeny (1993)
MTD	Cam Clay modificado	Whittle & Aubeny (1993)

MTD - Método da Trajetória de Deformações.

MFC - Método de Fluxo de Campo.

AD - Análise de Deslocamentos.

### *b) Métodos Empíricos*

A complexidade das diversas variáveis associadas ao ensaio de cone faz das formulações empíricas uma opção atrativa visando a obtenção de uma solução aproximada do problema. A equação 2.5 mostra o método mais utilizado, baseado no método da capacidade de carga, para uma condição não-drenada.

$$q_c = N_k \cdot s_u + \sigma_{v0} \quad (2.5)$$

Os valores do fator de cone  $N_k$  tendem a ficar nas faixas 10 a 15 para argilas normalmente adensadas e 15 a 20 para argilas pré-adensadas (De Ruiter, 1982). No caso do piezocone, a carga de ponta corrigida ( $q_t$ ) é expressa pela equação 2.6 (Lunne et al., 1985):

$$q_t = N_{kt} \cdot s_u + \sigma_{v0} \quad (2.6)$$

Dadas as limitações existentes para os diversos métodos de interpretação de ensaios de cone apresentados nesta seção, particularmente as dificuldades em aplicar os métodos numéricos, a prática de engenharia baseia-se quase exclusivamente no uso de formulações de caráter semi-empírico. Esta abordagem será portanto utilizada nesta pesquisa. Seu uso é plenamente justificado na determinação de propriedades de argilas moles, uma vez que os valores de  $N_k$  e  $N_{kt}$  já foram determinados na região em estudo (Soares, 1997; Soares et al., 1997). A aplicabilidade destas correlações em RSU é, no entanto, menos precisa, constituindo-se em discussão específica a ser apresentada na presente dissertação, no ítem 4.2.2.

Segundo Soares (1997), a determinação de  $s_u$  através de resultados de ensaios de cone é normalmente realizada a partir de métodos empíricos, derivados do conceito de capacidade de carga. Isolando  $s_u$  das equações 2.5 e 2.6, obtém-se:

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k} \quad (2.7)$$

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (2.8)$$

Os valores do fator de cone ( $N_k$ ) e do fator de piezocone ( $N_{kt}$ ) são obtidos a partir da comparação de resultados de ensaios de cone ( $q_c$ ), piezocone ( $q_t$ ) e ensaios de palheta de campo ( $s_u$ ), sendo estes utilizados como referência nas equações 2.7 e 2.8. Segundo De Ruiter (1982),  $N_k$  e  $N_{kt}$  são função principalmente do índice de plasticidade, razão de pré-adensamento (OCR) e estrutura da argila. Alguns resultados de fatores de cone e piezocone relatados na experiência de argilas brasileiras são mostrados na tabela 2.4.

**Tabela 2.4:** Fatores de cone ( $N_k$ ) e de piezocone ( $N_{kt}$ ) de argilas brasileiras (Soares, 1997)

<b>Autores</b>	<b><math>N_k</math> ou <math>N_{kt}</math></b>	<b>Local</b>	<b>Observações</b>
Rocha Filho & Alencar (1985)	$N_{kt}$ - 10 a 15,5	Sarapuí, RJ	Palheta
Danziger (1990)	$N_{kt}$ - 8 a 12	Sarapuí, RJ	Palheta
Coutinho et al. (1993)	$N_{kt}$ - 12,79±1,16 $N_{kt}$ - 12,62±2,29	Recife, PE	Triaxiais
Soares et al. (1994)	$N_k$ - 8 a 18 $N_{kt}$ - 11 a 18	Porto Alegre, RS	Palheta
Árabe (1995)	$N_{kt}$ - 12,22 a 15,10	Vale do Rio Quilombo, SP.	Triaxiais

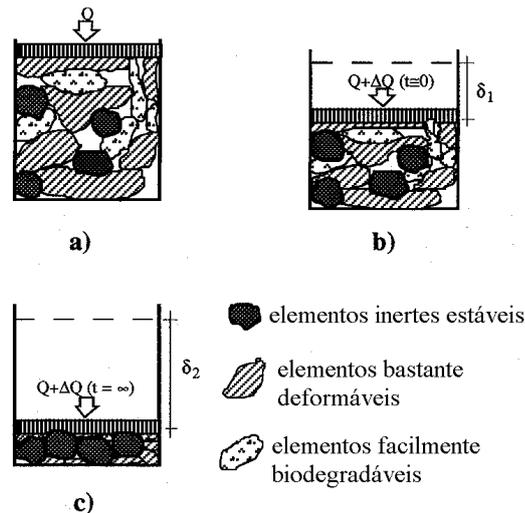
## **2.2 COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS**

### **2.2.1 MODELO GEOTÉCNICO**

Na ausência de modelos constitutivos desenvolvidos especificamente para RSU, diversos autores têm sugerido a adoção do comportamento mecânico do solo como referência para o estudo de resíduos. Pode-se supor que os RSU, assim como os solos, são constituídos por três fases: sólida, líquida e gasosa (Grisolia & Napoleoni, 1996). A fase líquida compreende água e lixiviado. A fase gasosa é constituída pelo ar e pelos gases formados durante a decomposição dos materiais biodegradáveis. Já a fase sólida pode ser dividida em: a) materiais inertes estáveis; b) materiais bastante deformáveis; c) materiais facilmente degradáveis.

É exatamente a fase sólida que proporciona as maiores diferenças entre os RSU e os solos (Manassero et al., 1996): as “partículas” são de natureza variada; os materiais bastante deformáveis conferem uma alta compressibilidade volumétrica aos RSU; há um processo de decomposição com o tempo, causando uma exagerada consolidação devida ao peso próprio e às mudanças das propriedades físicas e mecânicas com o tempo.

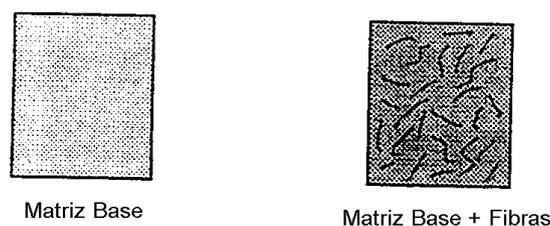
Descrevendo um modelo mecânico didático para as variações observadas em uma amostra de RSU ao longo do tempo, sob a ação de uma tensão vertical inicial, Grisolia & Napoleoni (1996) propõem que, num estágio inicial, apenas alguns pontos dos chamados “materiais inertes estáveis” estão em contato (Figura 2.3a). Sob a ação de uma sobrecarga, os elementos deformáveis (papel, tecido, plástico mole, matéria orgânica) causam um acentuado e acelerado decréscimo no volume total da amostra de RSU e, portanto, um maior contato entre os materiais inertes estáveis (Figura 2.3b). Ao final do processo de decomposição ( $t=\infty$ ), os materiais degradáveis terão se transformado em inertes e estarão também concentrados em um volume bem menor. Os materiais deformáveis, por sua vez, terão atingido seu volume mínimo. Neste estágio, os materiais inertes terão uma área de contato considerável e características semelhantes às de um solo natural (Figura 2.3c).



**Figura 2.3:** Representação esquemática dos vários estágios de deformação volumétrica de uma amostra de RSU (Grisolia & Napoleoni, 1996).

Ao final do processo de decomposição dos RSU, o que ainda os diferencia dos solos é principalmente a presença dos materiais compressíveis. Estes, após as deformações sofridas, acabam gerando uma estrutura de reforço à tração, proporcionando um comportamento à massa de RSU similar ao de um solo reforçado (Cowland et al., 1993 *apud* Grisolia & Napoleoni, 1996).

Manassero et al. (1996) sugerem que a análise de envoltórias p-q-e de R.S.U. confirmam a analogia ao comportamento de solos reforçados. Neste caso, componentes fibrosos, como plásticos, tecidos e madeira, atuariam como “reforço” da massa de RSU. Ainda segundo estes autores, o que se tem então é uma matriz base contendo fibras distribuídas aleatoriamente em seu meio (figura 2.4). Fazendo um paralelo com o modelo apresentado por Grisolia & Napoleoni (1996) e relatado acima, a matriz base seria constituída por materiais inertes estáveis e pela maioria dos materiais facilmente biodegradáveis, enquanto as fibras seriam constituídas por materiais bastante deformáveis.



**Figura 2.4:** Modelo de RSU semelhante a solos reforçados (Manassero et al., 1996)

O modelo apresentado acima sugere que os parâmetros geotécnicos obtidos de uma amostra de R.S.U. sejam dependentes essencialmente da composição inicial, a qual determina a quantidade de componentes da fase sólida, e do tempo de decomposição (tempo de disposição no aterro sanitário), o qual determina o quanto ainda existe de material biodegradável. Portanto, os parâmetros geotécnicos obtidos de uma dada amostra de R.S.U. serão representativos daqueles resíduos com mesma composição inicial e mesmo tempo de decomposição que a amostra utilizada.

A tabela 2.5 mostra a composição típica de resíduos sólidos urbanos do Canadá e dos Estados Unidos da América (Mitchell et al., 1995) e de Porto Alegre em duas épocas diferentes (Fonte: DMLU/Porto Alegre).

**Tabela 2.5:** Composição típica de resíduos sólidos urbanos.

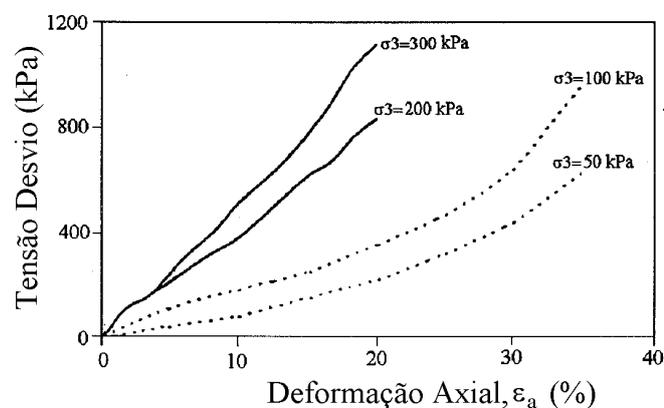
<b>COMPONENTES</b>	<b>EUA e Canadá 1989 (% do peso seco)</b>	<b>Porto Alegre 1980 (% do peso seco)</b>	<b>Porto Alegre 1994 (% do peso seco)</b>
Mat. Orgânica	25 - 40	72,4	58,6
Papel e papelão	40 - 60	14,0	21,3
Plástico	5 - 15	0,8	8,4
Metal	5 - 15	5,1	4,4
Vidro e Cerâmica	5 - 15	2,3	1,3
Outros	5 - 15	5,4	6,0

## 2.2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS RSU

Embora os resíduos urbanos não tenham comportamento idêntico aos solos, segundo Oweis (1993), um critério de ruptura de Mohr-Coloumb modificado pode ser utilizado a fim de caracterizar a resistência ao cisalhamento da massa de RSU. Ou seja, considerando um ângulo de atrito interno aparente  $\phi_a$  e um intercepto coesivo aparente  $c_a$ , a resistência ao cisalhamento  $\tau$  ao longo de um dado plano é função da tensão efetiva  $\sigma_n'$  normal ao plano de ruptura. Também Manassero et al.(1996) enfatizam o uso de  $\phi$  e  $c$  para caracterizar a resistência ao cisalhamento dos RSU. O grande número de pesquisadores adotando o critério

de Mohr-Coulomb em trabalhos a este respeito demonstra que tal abordagem possui uma aceitação expressiva internacionalmente.

A dificuldade está em determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento desse critério de ruptura, uma vez que os RSU não apresentam um pico que defina claramente a ruptura (Jessberger & Kochel, 1993). Ao contrário, ensaios triaxiais realizados por Grisolia et al. (1991) *apud* Manassero et al. (1996) sugerem que a grandes deformações possa haver um enrijecimento do material (Figura 2.5).

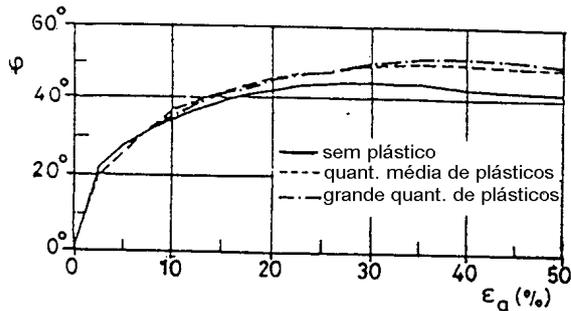


**Figura 2.5:** Relação tensão-deformação típica para RSU em ensaios triaxiais (Manassero et al., 1996).

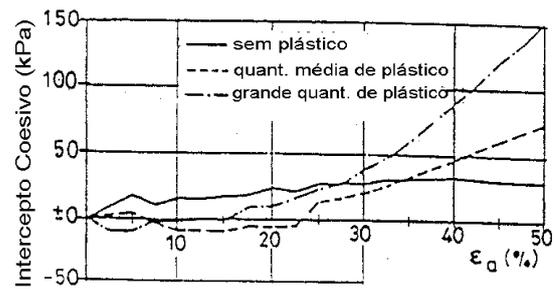
Segundo Sánchez-Alciturri et al.(1995), há duas explicações para a aparente contradição entre a afirmação de que RSU não rompem e a utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Uma explicação é que os RSU na verdade rompem, fato observado em vários casos reais, embora ensaios de laboratório, devido a fatores de escala e à impossibilidade de alcançar taxas de deformação muito elevadas, não demonstrem este comportamento. Outra explicação é que muitos autores utilizam, para determinar os parâmetros do critério de ruptura, um nível de deformação máxima permissível. Níveis de deformação entre 15% e 20% têm sido utilizados com frequência para a determinação dos parâmetros do critério de ruptura em ensaios de laboratório.

Considerando o modelo apresentado anteriormente, que supõe os RSU como uma matriz base reforçada à tração por materiais fibrosos, Kochel & Jessberger (1995) *apud* Manassero et al., (1996) mostraram que a matriz base tem um ângulo de atrito interno máximo de 42° a 45°. Este valor é totalmente mobilizado apenas a grandes deformações e não

sofre influência significativa da presença dos materiais fibrosos (Figura 2.6), ou seja, é a matriz base que comanda a parcela de resistência por atrito interno dos RSU. Já o valor do intercepto coesivo é dependente essencialmente dos materiais fibrosos, o que o define como uma “coesão devida à resistência à tração”, sendo que começa a ser mobilizada a grandes deformações, em torno de 20%, quando a resistência por atrito interno já está totalmente mobilizada (Figura 2.7).



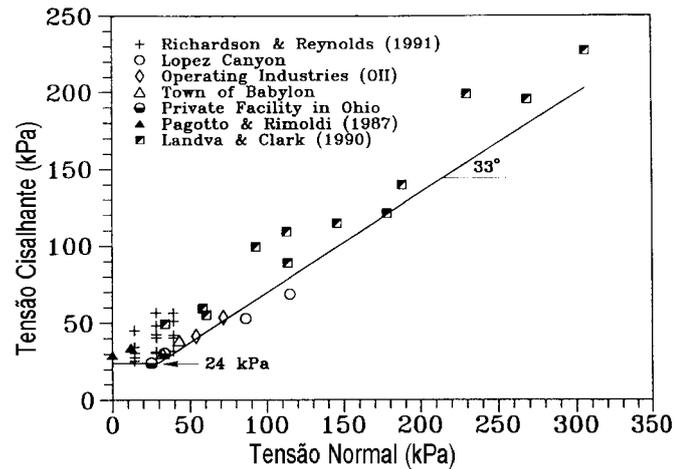
**Figura 2.6:** Relação deformação x ângulo de atrito interno (Kochel & Jessberger, 1995 *apud* Manassero et al., 1996).



**Figura 2.7:** Relação deformação x coesão (Kochel & Jessberger, 1995 *apud* Manassero et al., 1996).

Este modelo de solo reforçado evidencia, como citado anteriormente, que a resistência ao cisalhamento de um RSU tem que estar associada à sua composição inicial e ao tempo de decomposição. À composição inicial, porque esta determina a quantidade de material fibroso, que rege a resistência coesiva; ao tempo de decomposição, porque este comanda a redução do material biodegradável (geralmente a parcela maior dos resíduos em países mais pobres) em meio à matriz base, gerando mudanças significativas na resistência dos RSU em função do tempo.

Outro modelo de comportamento para RSU é proposto por Kavazanjian et al. (1995). Estes autores sugerem que o comportamento dos RSU possa ser considerado “coesivo”, para tensões normais abaixo de 30 kPa, e “friccional”, para tensões normais acima desse valor, com base no gráfico da figura 2.8.



**Figura 2.8:** Resultados tensão cisalhante x tensão normal (Kavazanjian et al., 1995).

### 2.2.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Na obtenção dos parâmetros geotécnicos de RSU, Mitchell et al.(1995) destacam, entre os maiores problemas, a dificuldade em obter e ensaiar amostras de dimensões suficientes para serem representativas das condições in-situ. Além disto, não há procedimentos de amostragem ou ensaios padronizados que sejam aceitos como consenso por pesquisadores e engenheiros geotécnicos. Os procedimentos utilizados para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU são divididos, segundo Mitchell & Mitchell (1992), em: a) Ensaios de Laboratório; b) Retro-Análise de Taludes já Rompidos; c) Ensaios in-situ.

#### 2.2.3.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

##### a) ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto pode ser realizado com amostras nos tamanhos padronizados de ensaios de solos no laboratório ou com amostras de dimensões maiores. A segunda opção, no caso de resíduos sólidos urbanos, é preferida por alguns autores pela maior representatividade da massa de RSU, que é muito heterogênea e contém “partículas” de grande tamanho em relação aos solos convencionais.

Manassero et al.(1996) sugerem o ensaio de cisalhamento direto com amostras de grandes dimensões como um ensaio adicional aos três procedimentos propostos por Mitchell & Mitchell (1992). Tais ensaios podem ser realizados utilizando amostras reconstituídas de RSU, amostras com substituição de materiais e amostras coletadas diretamente nos aterros sanitários.

Gabr & Valero (1995) realizaram ensaios de cisalhamento direto com amostras reconstituídas de RSU, compactadas diretamente em uma caixa de cisalhamento direto circular, com 63,5mm de diâmetro e 23mm de espessura. Partículas maiores que 1/10 do diâmetro da caixa foram retiradas para não influenciarem os resultados.

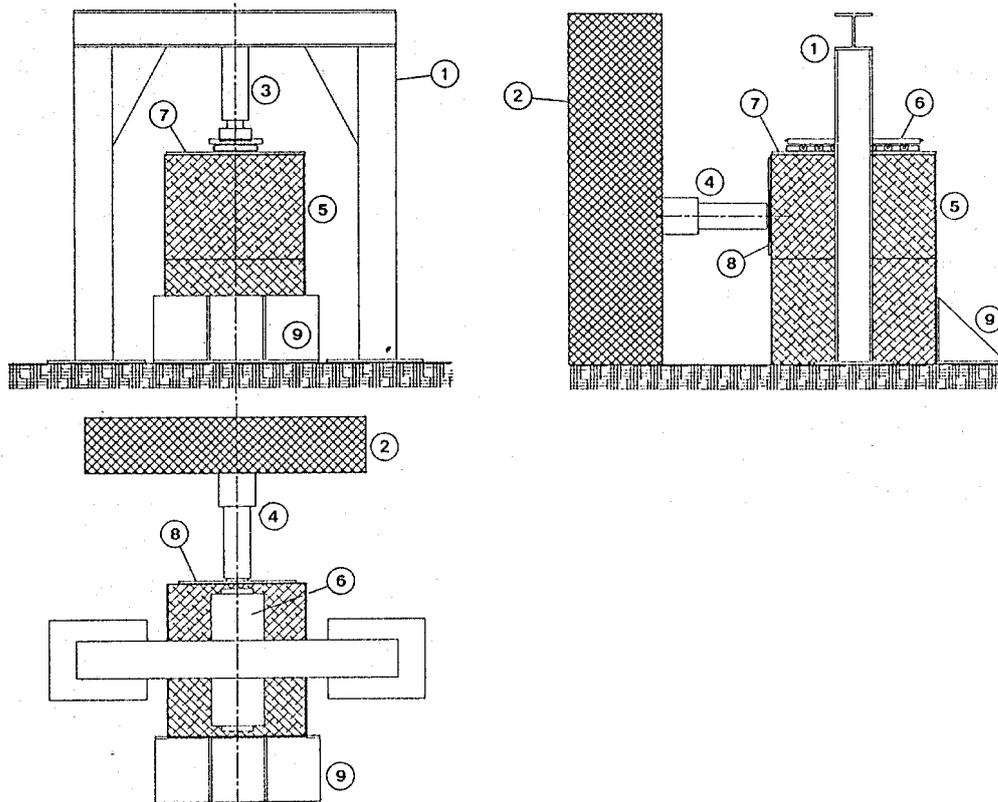
Landva & Clark (1990) também realizaram ensaios de cisalhamento direto drenados em RSU, porém utilizando uma caixa de cisalhamento retangular, medindo 287mm por 434mm. Siegel et al.(1990) *apud* Gabr & Valero (1995) realizaram ensaios de cisalhamento direto com amostras de RSU envelhecidos, medindo 106mm de diâmetro.

Já Withiam et al.(1995) realizaram ensaios de cisalhamento direto in-situ, em um aterro sanitário, utilizando uma caixa de cisalhamento quadrada, com dimensões de 1,5m por 1,5m, envolvendo uma amostra a 1,5m abaixo da superfície do aterro. A caixa inferior foi ancorada reaterrando material em sua volta e a superior foi deslocada horizontalmente durante o ensaio por um cabo de aço fixado a um veículo. Foram realizados ensaios numa única amostra, utilizando um procedimento multi-estágio. O ensaio é mostrado na figura 2.9.



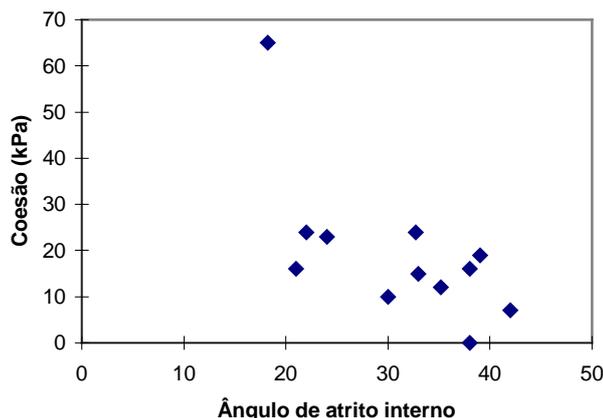
**Figura 2.9:** Cisalhamento direto em RSU in-situ (Withiam et al., 1995)

Del Greco & Oggeri (1994) realizaram ensaios de cisalhamento direto utilizando dois fardos de RSU compactados, com dimensões de 40cm x 50cm x 60cm, sendo o peso de cada fardo aproximadamente 50 kg. O esquema do aparelho é apresentado na figura 2.10. O procedimento utilizado para o ensaio consiste em aplicar tensão vertical sobre os fardos; aguardar seu adensamento; aplicar carga horizontal; medir a deformação lateral dos fardos e o deslocamento relativo dos mesmos.



**Figura 2.10:** Esquema do equipamento de cisalhamento direto. (1) armação de aço; (2) parede de concreto; (3) macaco de tensão normal; (4) macaco de tensão cisalhante; (5) fardos de resíduos; (6) placa com rolamento; (7) e (8) placas de aço; (9) ancoragem do fardo inferior (Del Greco & Oggeri, 1994).

Os resultados dos ensaios descritos acima, juntamente com outros apresentados na literatura e citados na tabela 2.6, são resumidos na figura 2.11.

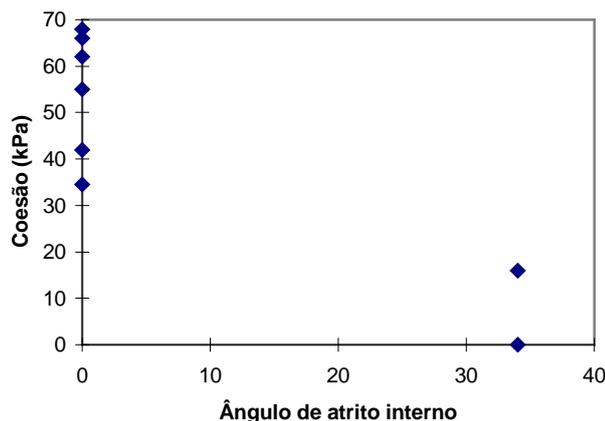


**Figura 2.11:** Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por ensaio de cisalhamento direto (referências na tabela 2.6).

## b) ENSAIOS TRIAXIAIS

Este ensaio é geralmente mais preciso que o de cisalhamento direto. No entanto, existe também no ensaio triaxial convencional de laboratório o problema da pequena dimensão das amostras para serem representativas da massa de RSU.

A fim de não afetar demasiadamente os resultados dos ensaios triaxiais, Gabr & Valero (1995) retiraram as partículas com diâmetro maior que 1/6 do diâmetro das amostras. No caso de ensaios CU sem medição de poro-pressão, estes autores realizaram a saturação do corpo de prova aplicando um pequeno gradiente hidráulico entre suas extremidades, aguardando (a) que percolasse um volume de água igual a pelo menos três vezes o volume de vazios da amostra e (b) que o fluxo de água inserido fosse praticamente igual ao que saía da amostra. Em ensaios CU com medidas de poro-pressão, a saturação do corpo de prova foi realizada pelo aumento da contra-pressão e pelo acompanhamento do coeficiente B, até a constância deste. Os resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados por estes autores, bem como os resultados de outros pesquisadores que adotaram o mesmo ensaio, também citados na tabela 2.6, são apresentados na figura 2.12.



**Figura 2.12:** Parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos por ensaios de compressão triaxial (referências na tabela 2.6).

É importante ressaltar que os vários resultados com ângulo de atrito interno nulo provêm de ensaios triaxiais não-drenados, que não representam necessariamente a situação real de campo. A este respeito, Sánchez-Alciturri et al.(1995) afirmam que a natureza dos RSU é definitivamente coesivo-friccional. Os mesmos autores afirmam que realizar interpretações em termos de  $c=0$  ou  $\phi = 0$  implica em erros de magnitude desconhecida.

O pequeno número de ensaios descritos na literatura, as dificuldades em estabelecer as condições reais de drenagem e a ausência de estudos para investigação dos efeitos de tempo de deposição do aterro nas propriedades de resistência e deformabilidade do solo são indicativos da necessidade de pesquisas nesta área do conhecimento.

### 2.2.3.2 ENSAIOS IN-SITU

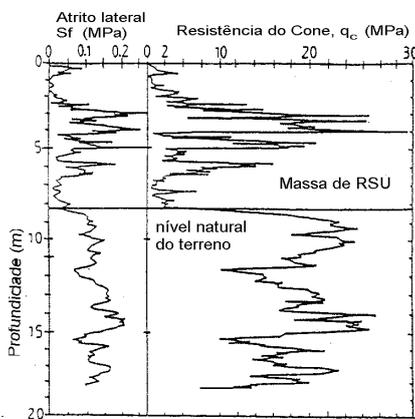
#### a) ENSAIOS DE CONE

Os cones elétricos (CPT-E) são aparelhos relativamente novos, porém já consagrados na determinação de propriedades de materiais geotécnicos de matriz arenosa ou argilosa. A utilização dos resultados de ensaios de cone elétrico em materiais não convencionais, como os RSU, é pouco conhecida (Manassero et al., 1996) e com pouquíssimos avanços publicados na literatura internacional. No entanto, sabendo ser este um aparelho bastante preciso nas

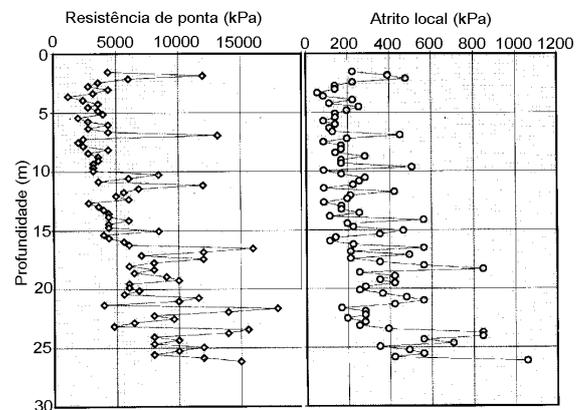
medições, com recursos eletrônicos e passível de uso para a obtenção de parâmetros geotécnicos em solos, ao contrário de outros aparelhos clássicos de ensaios in-situ (SPT, palheta, etc.), vários pesquisadores têm insistido na realização de ensaios de cone em RSU, analisando a aplicabilidade de seus resultados.

Um problema encontrado é a grande variabilidade das resistências de ponta e lateral ao longo da massa de resíduos, o que é esperado pela heterogeneidade e grande dimensão dos componentes que formam uma massa de RSU. Outro problema comum, a nível executivo, é a presença de alguns materiais com resistência maior que a capacidade de penetração do cone, limitando a profundidade do ensaio em alguns furos. A nível de interpretação, os principais fatores limitantes consistem na identificação das condições de drenagem durante a penetração e na ausência de métodos de análise aplicáveis a materiais de natureza coesivo-friccionais (Schnaid et al., 1998). Apesar da dificuldade em obter valores exatos de parâmetros de resistência ao cisalhamento dos ensaios de cone em RSU, estes são uma ferramenta adequada à investigação da massa de resíduos, por exemplo localizando qualitativamente áreas de menor resistência que possam instabilizar o aterro sanitário (Manassero et al., 1996).

A figura 2.13 apresenta resultados típicos de ensaios de cone no aterro sanitário de Maldegem, Bélgica (Van Impe et al., 1996) e a figura 2.14 apresenta o resultado de um ensaio de cone realizado no sub-aterro AS-2 do aterro sanitário Bandeirantes, em São Paulo (Vilar et al., 1996). No segundo caso utilizou-se um cone mecânico na investigação das condições dos RSU.



**Figura 2.13:** Ensaio de cone no aterro sanitário de Maldegem, Bélgica (Van Impe et al., 1996).

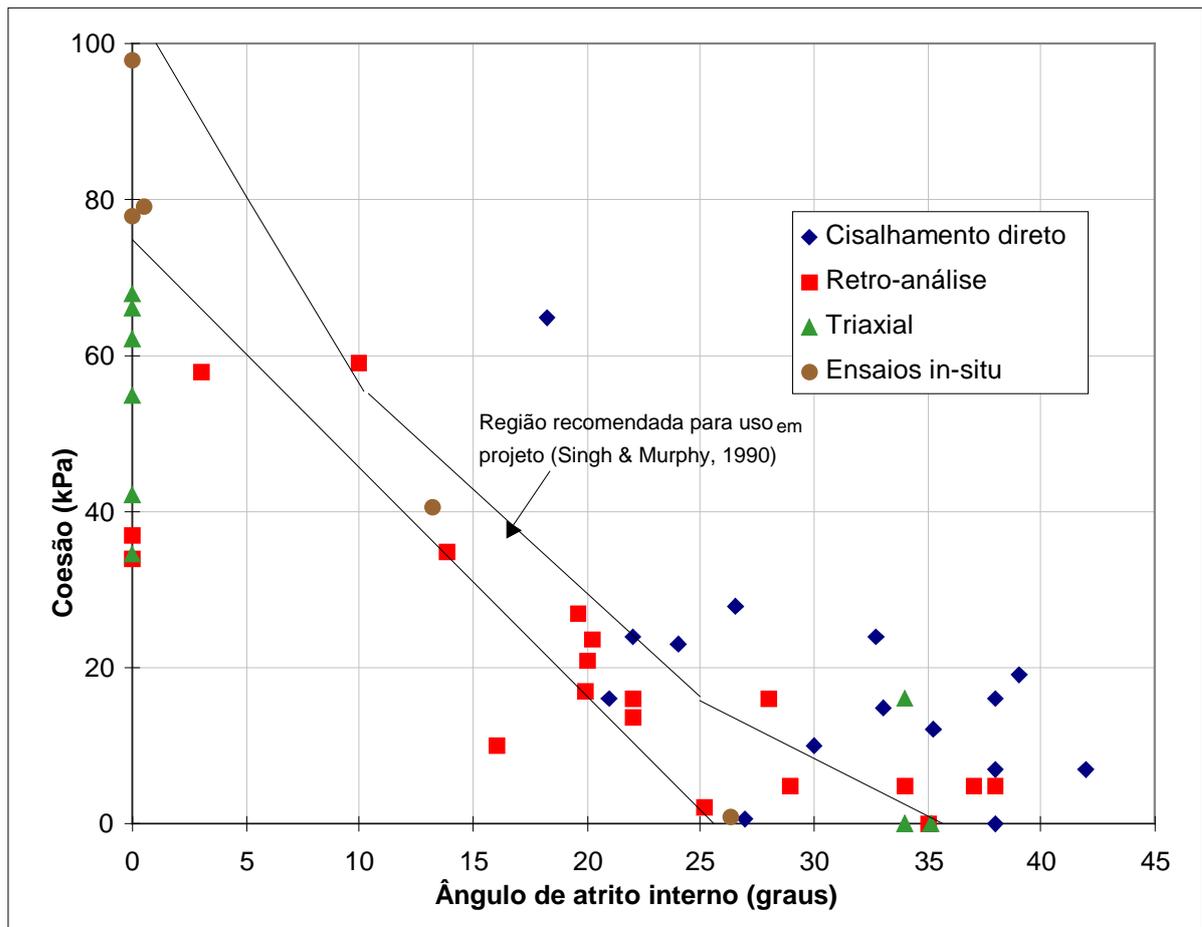


**Figura 2.14:** Ensaio de cone no aterro sanitário Bandeirantes, São Paulo, Brasil (Vilar et al., 1996).

A discussão de procedimentos apropriados à interpretação de resultados de ensaios de cone em RSU é objeto da presente dissertação, sendo detalhada no Capítulo 4.

### 2.2.3.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO COMPILADOS DA LITERATURA

Apesar de ser o estudo do comportamento geotécnico de RSU uma área relativamente nova em geotecnia, a nível internacional, foi possível, através de uma pesquisa bibliográfica intensa, montar um banco de dados que reúne um número considerável de resultados de ensaios, visando a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento em R.S.U. Os dados estão apresentados na figura 2.15 e na tabela 2.6.



**Figura 2.15:** Parâmetros de resistência ao cisalhamento em R.S.U (após Gabr & Valero, 1995)

**Tabela 2.6:** Parâmetros de resistência ao cisalhamento em R.S.U. apresentados na figura 2.14. (após Gabr & Valero, 1995)

$\phi$ (graus)	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo de resíduo e/ou ensaio	Referência Bibliográfica
32,7	24	10-12,1	Cisalhamento direto drenado. 63,5mm diâmx23mm esp.	Gabr & Valero (1995)
33	15	-	Cisalhamento direto drenado. 419mm x 287mm	Landva & Clark (1990) em Gabr&Valero(1995)
39	19	-	Cisalhamento direto drenado. 419mm x 287mm	Landva & Clark (1990) em Gabr&Valero(1995)
35,2	12	-	Cisalhamento direto drenado 419mm x 287mm	Landva & Clark (1990) em Gabr&Valero(1995)
36	295	9,4-17	Cisalhamento direto drenado. Amostra indeformada 130mm diâmx76,2-101,6mm	Siegel et al.(1990) em Gabr&Valero(1995)
21	16	5	Cisalhamento direto Dois fardos de 400x500x600mm	Del Greco&Oggeri(1994)
30	10	-	Cisalhamento direto. 1,5m x 1,5m - em campo	Withiam et al.(1995)
22	24	7	Cisalhamento direto Dois fardos de 400x500x600mm	Del Greco&Oggeri(1994)
38	0	-	Cisalhamento direto drenado 61,5mm diâm x 25,4mm esp.	LA County Sanitation District (1984)
27	0,5	10	Resíduo municipal	Blengimo et al.(1996)
38	7	13	Resíduo municipal	Gay et al.(1978)
15-17	10	7-11	Retroanálise de deformações por cargas induzidas	Spillmann (1980)
30-40	0	8-12	Res. municipais estimados por observação de campo.	Cassina (1979)
42	7	9-12	Cisalhamento direto. Resíduos com 9 meses de decomposição	Gay et al.(1981)
26,5	28	8-11	Cisalhamento direto. Resíduos municipais novos.	Gay et al.(1981)
24	23	-	Cisalhamento direto. Resíduos novos	Landva et al.(1984)
38	16	-	Cisalhamento direto. Resíduos antigos	Landva et al.(1984)
0	34,5	-	Triaxial UU. Amostras recolhidas por Shelby.	Cooper Engineers (1986) em Gabr&Valero(1995)
18,2	65	-	Cisalhamento direto. Dois fardos de resíduos.	Fang et al.(1977) em Gabr&Valero(1995)
35,1	0	-	Triaxial multi-estágio. Amostra indeformada.	Earth Techn. Corp.(1988) em Gabr&Valero(1995)
34	0	-	Triaxial CU.	Duplancic (1990) em Gabr&Valero(1995)
26,3	1	-	Prova de carga in-situ	Converse, Davis, Dixon Associates (1975) em Gabr&Valero(1995)

Tabela 2.6 – (continuação)

$\phi$ (graus)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo de resíduo e/ou ensaio	Referência Bibliográfica
13,2	40,5	-	Prova de carga in-situ	Converse, Davis, Dixon Associates (1975) em Gabr&Valero(1995)
0,5	79	-	Prova de carga in-situ	Converse, Davis, Dixon Associates (1975) em Gabr&Valero(1995)
28	16	-	Retro-análise de ruptura no aterro Bandeirantes (1991) Resíduos novos	Kaimoto & Cepollina (1996)
22	16	-	Retro-análise de ruptura no aterro Bandeirantes (1991) Resíduos antigos - boa drenagem	Kaimoto & Cepollina (1996)
22	13.5	-	Retro-análise de ruptura no aterro Bandeirantes (1991) Resíduos antigos - má drenagem	Kaimoto & Cepollina (1996)
0	34	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	Cooper Engineers (1986) em Gabr&Valero(1995)
0	37	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	Cooper & Clark (1982) em Gabr&Valero(1995)
3	58	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	Purcell et al.(1983) em Gabr&Valero(1995)
19,6	27	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	Harding-Lawson and Assoc. (1987) em Gabr&Valero(1995)
20	21	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	Dames & Moore (1988) em Gabr&Valero(1995)
25,2	2	-	Retro-análise de talude estável durante terremoto de 1971.	Purcell et al.(1987) em Gabr&Valero(1995)
4,5-14,9	59	-	Retro-análise de talude estável durante terremoto de 1987.	Purcell et al.(1987) em Gabr&Valero(1995)
13,8	35	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	EMCON (1986) em Gabr&Valero(1995)
19,9	17	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	EMCON (1987) em Gabr&Valero(1995)
20,2	23,5	-	Retro-análise conservadora, baseada em Converse et al(1975)	EMCON (1989) em Gabr&Valero(1995)
0	98	-	SPT	Earth Techn. Corp.(1988) em Gabr&Valero(1995)
0	78	-	Ensaio de palheta	Earth Techn. Corp.(1988)

Tabela 2.6 – (continuação)

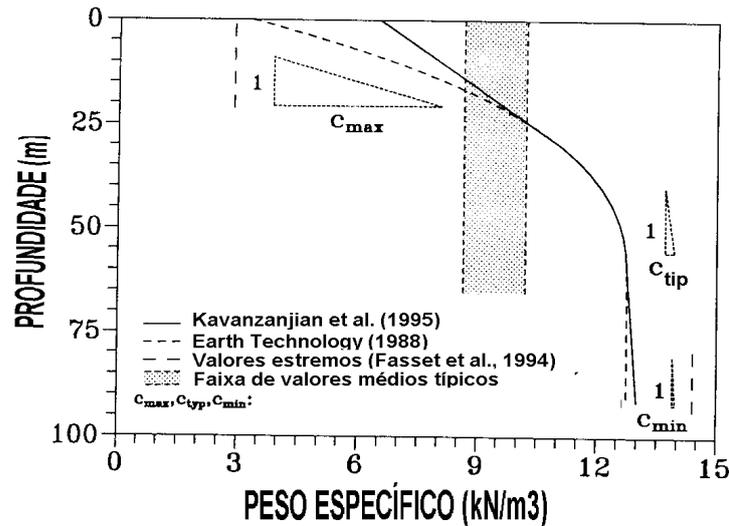
$\phi$ (graus)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo de resíduo e/ou ensaio	Referência Bibliográfica
0	42;55;62 ;66;68	7,1-7,6	Triaxial CU (sem medida de $u$ ) Parâmetros à 20% de desl. vert.	Gabr & Valero (1995)
34	16	7,1-7,6	Traixial CU (c/ medidas de $w/u$ )	Gabr & Valero (1995)

29	5	-	Retro-análise de taludes de aterros não rompidos. FS=2	GeoSyntec Consultants(1993) apud Kavazanjian et al.(1995)
34	5	-	Retro-análise de taludes de aterros não rompidos. FS=2	GeoSyntec Consultants(1993) apud Kavazanjian et al.(1995)
37	5	-	Retro-análise de taludes de aterros não rompidos. FS=2	GeoSyntec Consultants(1993) apud Kavazanjian et al.(1995)
38	5	-	Retro-análise de taludes de aterros não rompidos. FS=2	GeoSyntec Consultants(1993) apud Kavazanjian et al.(1995)
18-43	10	15	Cisalhamento direto in-situ	Richardson & Reynolds (1991) apud Kavazanjian et al. (1995)
19-24	16-32	-	Valores recomendados de cálculo	Landva et al.(1984)

#### 2.2.4 PESO ESPECÍFICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS

O peso específico dos RSU no interior de um aterro sanitário varia consideravelmente, dependendo da composição dos resíduos, da idade de deposição, da energia de compactação, da umidade e da própria altura do aterro sanitário. Kavazanjian et al.(1995) apresentam valores de peso específico obtidos de literatura variando desde 3 kN/m<sup>3</sup> até 13 kN/m<sup>3</sup>.

Kavazanjian et al. (1995) apresentam resultados de estudos correlacionando o peso específico do aterro sanitário com a profundidade, complementando investigações anteriormente realizadas por outros autores (Figura 2.16).



**Figura 2.16:** Peso específico x profundidade em aterros sanitários (Kavazanjian et al., 1995).

Uma alternativa para o cálculo do peso específico é proposta por Landva & Clark (1990), levando em consideração os vazios intrapartículas e interpartículas. O peso específico médio individual dos constituintes ( $i$ ) dos resíduos depende do peso específico da parte sólida de cada constituinte, da porosidade e do grau de saturação. Em geral o peso específico médio dos ( $n$ ) constituintes pode ser expresso como:

$$\gamma_c = \frac{1}{\sum_1^n \frac{w_i}{w_c} \cdot \frac{1}{\gamma_i}} \quad (2.8)$$

onde:  $\gamma_i$  = peso específico do constituinte  $i$ ;

$w_i/w_c$  = peso do constituinte  $i$  como uma fração do peso total  $w_c$  dos constituintes.

Exposto à água, o peso específico de cada constituinte pode aumentar pela absorção de água. O novo peso específico médio dos constituintes pode ser expresso como:

$$\gamma'_c = \gamma_c \cdot \left[ 1 + \sum_1^n \frac{w_i}{w_c} \cdot \frac{\Delta\gamma_i}{\gamma_i} \right] \quad (2.9)$$

onde,  $\Delta\gamma_i$  = aumento do peso específico do constituinte  $i$ .

Deve-se enfatizar que este método resulta na média dos pesos específicos das partículas constituintes e não no peso específico da massa de resíduos. Este último pode ser obtido apenas se for conhecida a porosidade existente entre as partículas dessa massa e se a quantidade de água nos vazios for conhecida. Pesos específicos secos e saturados de constituintes de aterros sanitários são apresentados na tabela 2.7.

**Tabela 2.7:** Pesos específicos típicos de resíduos sólidos urbanos (Landva & Clark, 1990)

CATEGORIA	$\gamma$ seco ( $t/m^3$ )	$\gamma$ saturado ( $t/m^3$ )
Restos de comida	1.0	1.0
Poda	0.3	0.6
Papel	0.4	1.2
Plástico	1.1	1.1
Têxteis	0.3	0.6
Madeira	0.45	1.0
Metal	6.0	6.0
Vidro e cerâmica	2.9	2.9
Cinza e pedras	1.8	2.0

A aplicação da formulação acima descrita para o caso dos resíduos sólidos urbanos de Porto Alegre resulta em  $\gamma_c = 8 \text{ kN/m}^3$  e  $\gamma_c' = 11,5 \text{ kN/m}^3$ . Como este é o peso específico médio dos componentes sólidos dos RSU e a presença de vazios não saturados reduz o peso específico, considerou-se que  $8 \text{ kN/m}^3$  é um limite superior para o peso específico do aterro sanitário em estudo. Dessa forma, considerou-se que o peso específico de RSU obtido a partir de medições in-situ realizadas pelo DMLU/PMPA, igual a  $7,5 \text{ kN/m}^3$ , é consistente com este limite.

## 2.2.5 PIEZÔMETROS EM ATERROS SANITÁRIOS

### 2.2.5.1 PIEZÔMETROS CONVENCIONAIS

Vários tipos de piezômetros são utilizados na obtenção de poro-pressão em solos, sendo o mais utilizado, pela sua simplicidade e baixo custo, o piezômetro de tubo aberto (Casagrande). No entanto, segundo Val e Neto (1994), este tipo de piezômetro não é indicado para o uso em aterros sanitários, citando a experiência de monitoramento do aterro Bandeirantes em São Paulo, Brasil, onde foram utilizados 34 piezômetros de tubo aberto durante vários anos, dando valores de poro-pressões muito variáveis e inconsistentes, chegando até à medição de 170 kPa (Kaimoto e Cepollina, 1996). Uma análise mais apurada demonstrou que os valores obtidos provavelmente não eram os reais dentro da massa de RSU.

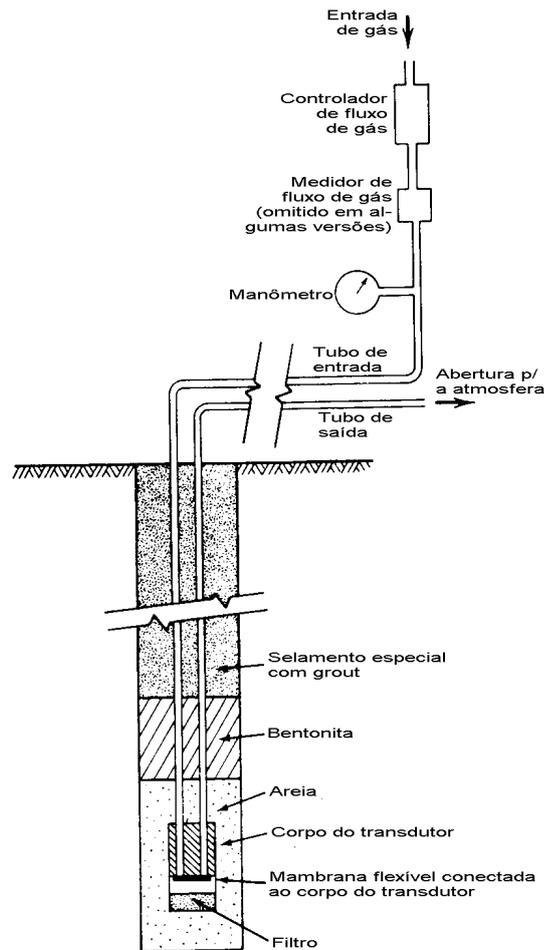
Val e Neto (1994) indicam, como a principal fonte de erro, a existência de um falso nível de lixiviado, devido às bolhas de gás que possam se formar no interior do piezômetro. Essas bolhas de gás criam um nível suspenso de lixiviado que fecha o circuito do sensor elétrico (medidor de nível) quando tocado, indicando uma poro pressão maior que a de fato existente. Dunnicliff (1988) afirma que, para medidas de pressão de água em solos orgânicos, se o diâmetro do tubo é menor que 8mm, bolhas de gás podem ficar aprisionadas no interior do tubo elevando o nível de água. Esse diâmetro limite varia com a viscosidade do líquido. No entanto, o problema pode ser evitado se for utilizado um piezômetro de tubo aberto com o diâmetro mínimo necessário para auto-desairar e com uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento.

No entanto, no caso de aterros sanitários, liberar o gás produzido seria um erro, pois mediria-se apenas a pressão de lixiviado, desconsiderando a parcela de gás, que em um aterro sanitário, devido à sua geração contínua e por vezes intensa, pode ter influência considerável na instabilidade de taludes. O uso de piezômetros de tubo fechado é, portanto, mais indicado, uma vez que pode medir a pressão total no ponto (lixiviado mais gás). Apesar de serem potencialmente úteis para uso em aterros sanitários, há poucos relatos de uso de piezômetros de tubo fechado convencionais em aterros sanitários, provavelmente pelo alto custo da maioria destes. A seguir são descritos brevemente os principais tipos de piezômetros de tubo fechado convencionais, os quais têm sido utilizados principalmente quando um tempo de

resposta curto é requerido. Sendo piezômetros de tubo fechado, têm potencial aplicação em aterros sanitários, embora alguns modelos sejam de custo elevado e possa haver dúvidas quanto à sua durabilidade em ambientes agressivos.

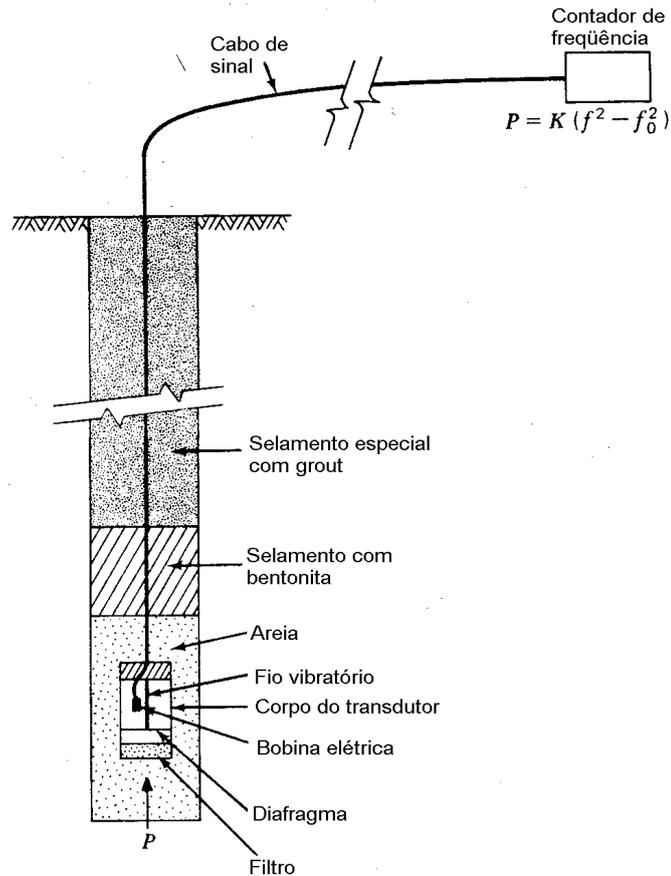
O piezômetro hidráulico tem sido utilizado em solos orgânicos, devido à produção de gás (Dunnicliff, 1988), problema semelhante ao de um aterro sanitário. O sistema consiste de um elemento filtrante colocado no ponto de interesse e ligado, por dois tubos cheios de líquido desairado, a dois tubos Bourdon medidores de pressão. Duas alturas piezométricas são obtidas somando a leitura em cada medidor Bourdon com a sua diferença de altura em relação ao elemento filtrante. Quando há valores diferenciados de pressão entre os dois medidores, é indicação de que houve infiltração de gás no sistema. No entanto, este equipamento não permite obter a pressão de gás, apenas contornar os problemas devido a presença deste no instrumento de medição.

O piezômetro pneumático do tipo diafragma é outro piezômetro de tubo fechado bastante utilizado. O seu princípio de funcionamento é mostrado na figura 2.17. Uma pressão de gás é injetada por um tubo de entrada; enquanto esta pressão for menor que a existente no ponto de leitura, simplesmente estará ocorrendo uma pressurização do tubo de entrada. Ao ser ultrapassada a pressão “p” de campo, o diafragma se deforma permitindo o fluxo de gás para o tubo de saída, que ao ser detectado indica que a pressão injetada é a pressão existente no ponto de interesse. Este piezômetro também não permite medir separadamente a pressão de gás e a pressão de lixiviado. No entanto, permite obter a pressão total no ponto de medição, que em termos de análise de estabilidade é o que realmente interessa.



**Figura 2.17:** Piezômetro diafragma (Dunicliff, 1988)

A figura 2.18 ilustra o princípio de funcionamento do piezômetro de corda vibrante. Trata-se de um fio tensionado amarrado ao meio do diafragma. Quando há poro-pressão atuando sobre o diafragma, este desloca-se e muda a tensão no fio. Uma pequena bobina excita magneticamente este fio, que irá vibrar a uma certa frequência, dependendo da própria tensão no fio. Esta frequência é medida através de um equipamento eletrônico ligado à bobina. Através de uma curva de calibração, pode-se, a partir da frequência lida, determinar a poro-pressão no ponto.



**Figura 2.18:** Piezômetro de corda vibrante (Dunnicliff, 1988)

Dunniclif (1988) destaca como as principais limitações deste aparelho os erros causados devidos à variação do zero e à corrosão do fio vibratório. No entanto, este tipo de equipamento tem reputação de boa estabilidade de zero, em comparação com outros piezômetros baseados em transdutores elétricos.

#### 2.2.5.2 PIEZÔMETRO “VECTOR” (VAL & NETO, 1994)

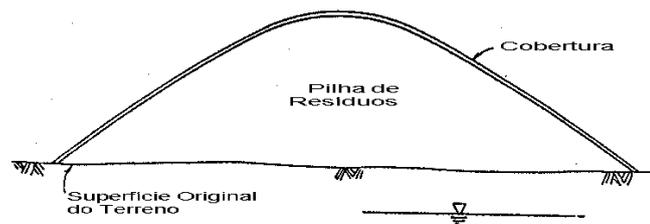
Este piezômetro foi desenvolvido com vistas a eliminar o problema do nível suspenso de lixiviado devido à presença de bolhas de gás e a fim de possibilitar a medição de pressão de gás e lixiviado separadamente. Um esquema deste piezômetro é apresentado na figura 2.19.



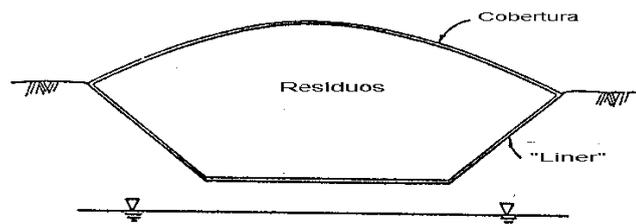
## 2.3 ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE ATERROS SANITÁRIOS

### 2.3.1 MECANISMO DE RUPTURA

A estabilidade de aterros sanitários é analisada de modo semelhante a problemas geotécnicos tradicionais de taludes, sendo que a ruptura pode ocorrer no solo de fundação, na massa de RSU, na cobertura do aterro sanitário ou em interfaces (resíduo/solo; resíduo/geomembrana; geomembrana/solo). Aterros sanitários municipais modernos geralmente tem uma das configurações apresentadas na figura 2.20 (Mitchell & Filz, 1997).



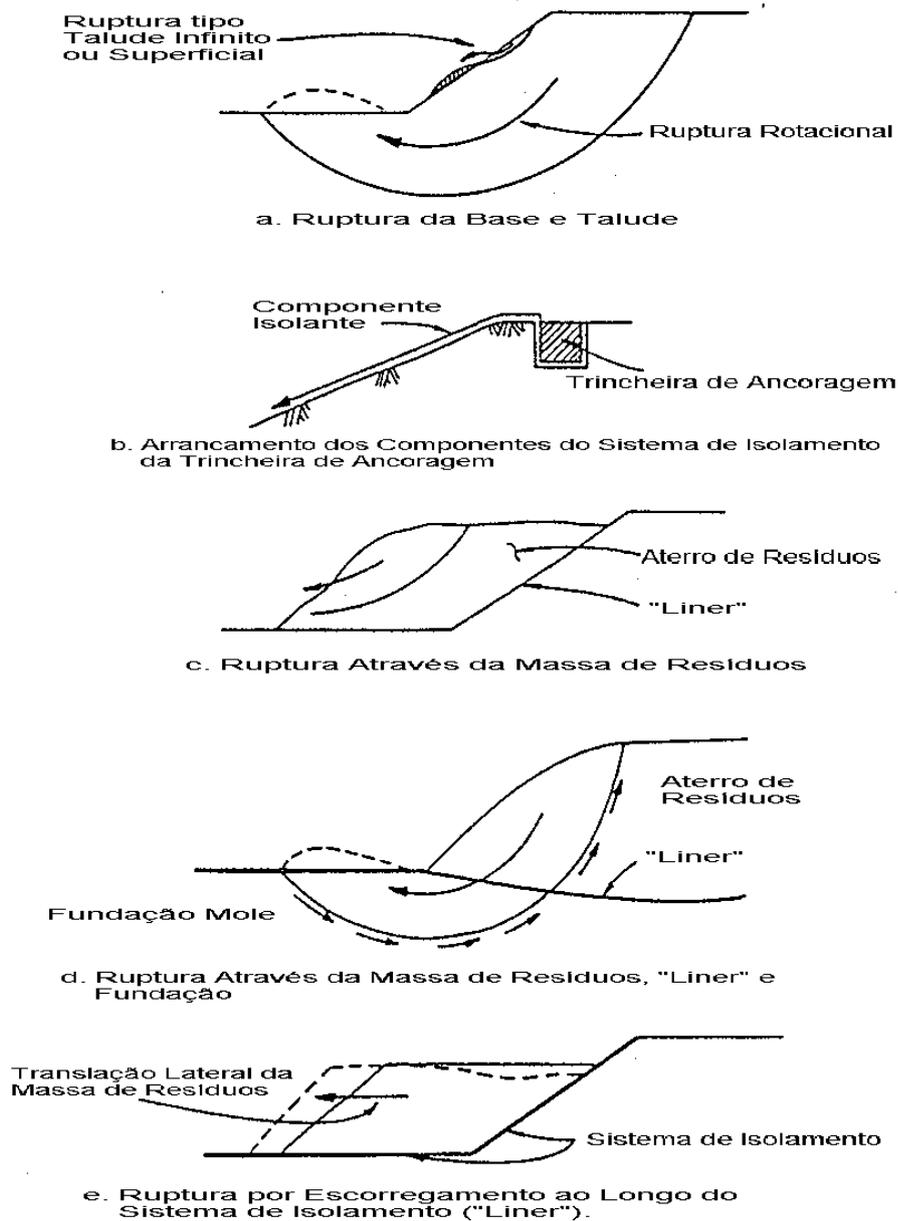
a. Pilha de Resíduos Sobre Superfície Existente de um Terreno



b. Aterro em uma Área Excavada ou Vale

**Figura 2.20:** Configuração de aterros sanitários modernos (Mitchell & Filz, 1997).

Diagramas esquemáticos de alguns modos potenciais de ruptura em aterros sanitários são apresentados na figura 2.21 (Mitchell & Filz, 1997).



**Figura 2.21:** Formas potenciais de ruptura em aterros sanitários (Mitchell & Filz, 1997).

Em qualquer dos casos apresentados na figura 2.21 o fator de segurança, FS, é definido como:

$$FS = \frac{\text{resistência disponível ao longo da superfície potencial de ruptura}}{\text{resistência mobilizada ao longo da superfície potencial de ruptura}}$$

Os principais fatores que regem a análise de estabilidade em aterros sanitários são:

1. propriedades do solo de fundação;
2. resistência ao cisalhamento e peso específico dos RSU;
3. geometria do talude;
4. nível do lixiviado e seu padrão de fluxo dentro do aterro;
5. tipo de cobertura;
6. resistência da cobertura à erosão.

No caso de rupturas em interfaces (geomembrana-geotêxtil, geomembrana-solo, geomembrana-RSU, etc.), também é um fator importante a resistência ao cisalhamento ao longo do contato destas interfaces.

Dos fatores apresentados, o peso específico e a resistência ao cisalhamento dos RSU são as características de mais difícil determinação (Oweis, 1993), pois são diretamente dependentes da idade dos RSU e da sua composição inicial, a qual varia muito de comunidade para comunidade. Portanto, sua determinação depende de investigações locais específicas para o depósito.

### 2.3.2 MÉTODOS CORRENTES DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Alguns dos métodos de análise de estabilidade por equilíbrio limite mais usados atualmente serão apresentados adiante. Estes métodos são diferenciados quanto à forma da superfície de ruptura considerada, quanto às equações de equilíbrio usadas e quanto às hipóteses sobre as forças entre as fatias do talude. Estas diferenças estão, simplificadaamente, mostradas na tabela 2.8. Para análises de estabilidade de taludes homogêneos e de geometria simples, os gráficos de estabilidade desenvolvidos por Taylor (1948), Bishop e Morgenstern (1960), entre outros, são úteis como uma estimativa do valor de F.S.

**Tabela 2.8:** Características dos métodos de Análise de Estabilidade de Taludes (Fredlund & Krahn, 1977)

Método	Circular	Não Circular	Equilíbrio de Momentos	Equilíbrio de Forças	Forças entre Camadas
Talude Infinito		*		*	Paralelo ao talude
Método das Cunhas		*		*	Define inclinação
$\phi_u = 0$	*		*		
Fellenius	*		*		Resultante paralelo à base de cada fatia
Bishop	*	(*)	*		Horizontal
Janbu Simplificado	(*)	*		*	Horizontal
Lowe e Karafiath	*	(*)		*	Define inclinação
Spencer	*	(*)	*	*	Inclinação constante
Morgentern e Price	*	*	*	*	$X/E = \lambda f(x)$
Janbu Rigoroso	*	*	*	*	Define linha de empuxo
Fredlund e Krahn	*	*	*	*	$X/E = \lambda f(x)$

Nota1: E e X são respectivamente as forças horizontais e verticais entre fatias.

Nota2: (\*) significa que o método pode ser adaptado para tal condição.

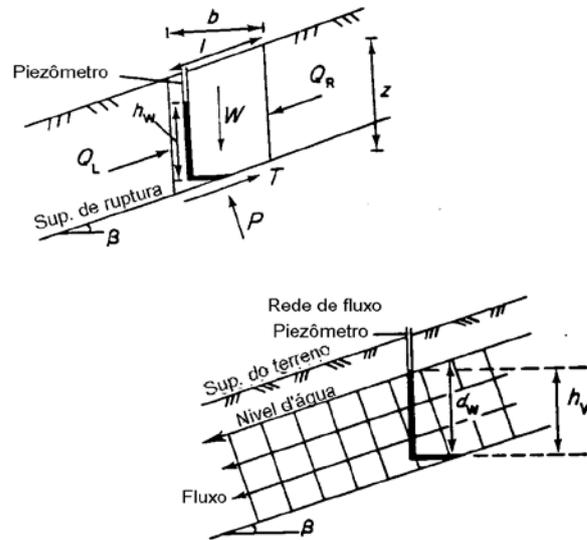
### 2.3.2.1 MÉTODOS LINEARES

Os seguintes métodos lineares de análise de estabilidade são abordados nesta revisão bibliográfica: análise de talude infinito, análise de  $\phi_u = 0$ , método de Fellenius (conhecido também por “método ordinário de fatias”) e análise de cunhas ou escorregamento de blocos. São úteis na prática de engenharia devido à simplicidade e à linearidade da equação do fator de segurança.

#### 2.3.2.1.1 ANÁLISE DE TALUDE INFINITO

Escorregamentos planares de massas de solo aproximadamente paralelas à superfície podem ser analisados por este método. Supõe-se que a ruptura se dá paralela à superfície. O método adota uma inclinação constante do talude ( $\beta$ ) com a horizontal e mantém uma

condição de fluxo de água estacionário ao longo do talude, como se verifica esquematicamente na figura 2.22.



**Figura 2.22:** Representação esquemática do escorregamento de talude infinito.

Para estas condições e tendo como critério de ruptura:

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' ,$$

o fator de segurança é calculado pela expressão da equação 2.10:

$$F = \frac{c' + [\gamma \cdot z \cos^2 \beta - u] \tan \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad (2.10)$$

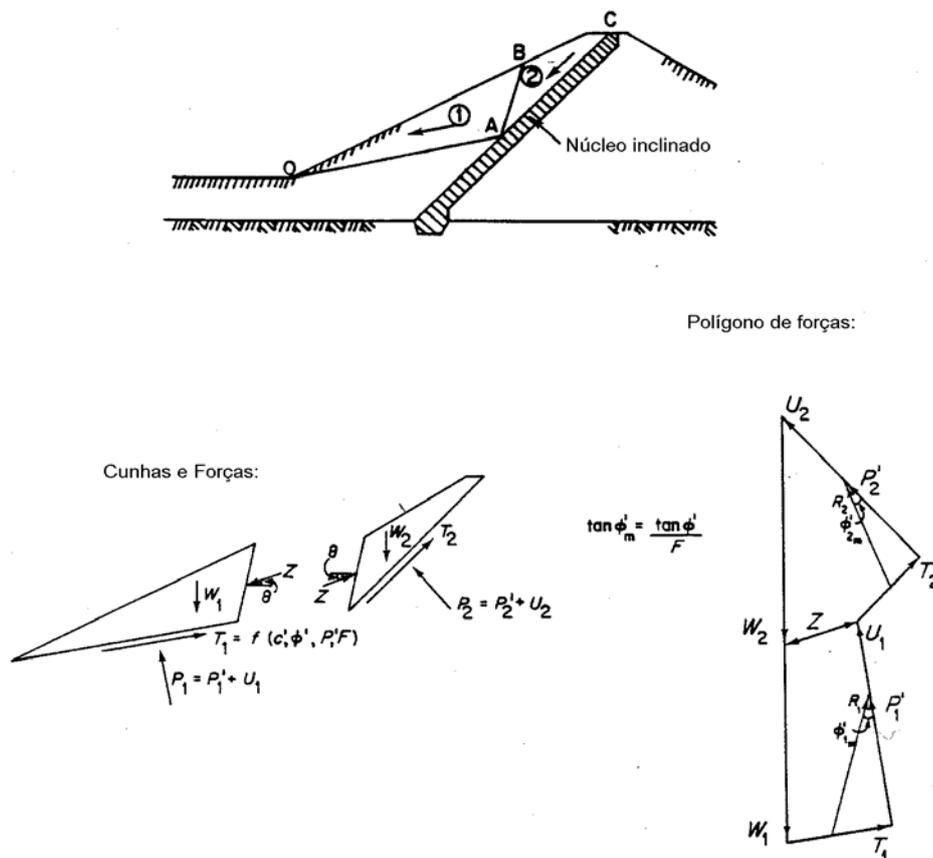
Este método é aplicável no caso de aterros sanitários principalmente na análise de estabilidade da cobertura final argilosa.

#### 2.3.2.1.2 MÉTODO DAS CUNHAS

Este método analisa aquelas situações em que a superfície de ruptura pode ser aproximada por duas ou três superfícies planas. Isto deve ocorrer quando o talude for delimitado por um estrato mais resistente, como rocha, ou quando houver um estrato de baixa resistência dentro do maciço. No caso de aterros sanitários, este método pode ser aplicado quando for delimitado por uma encosta ou base rochosa, ou até mesmo por geomembranas.

Como existem mais incógnitas do que equações de equilíbrio, deve-se adotar uma inclinação para as forças entre blocos e supor que a resistência ao cisalhamento seja mobilizada de forma simultânea em toda a superfície de ruptura. Diversas tentativas são necessárias para achar o fator de segurança que permita que o polígono de forças atinja o equilíbrio.

A figura 2.23 mostra as diversas forças envolvidas na análise e a composição de forças obtida.

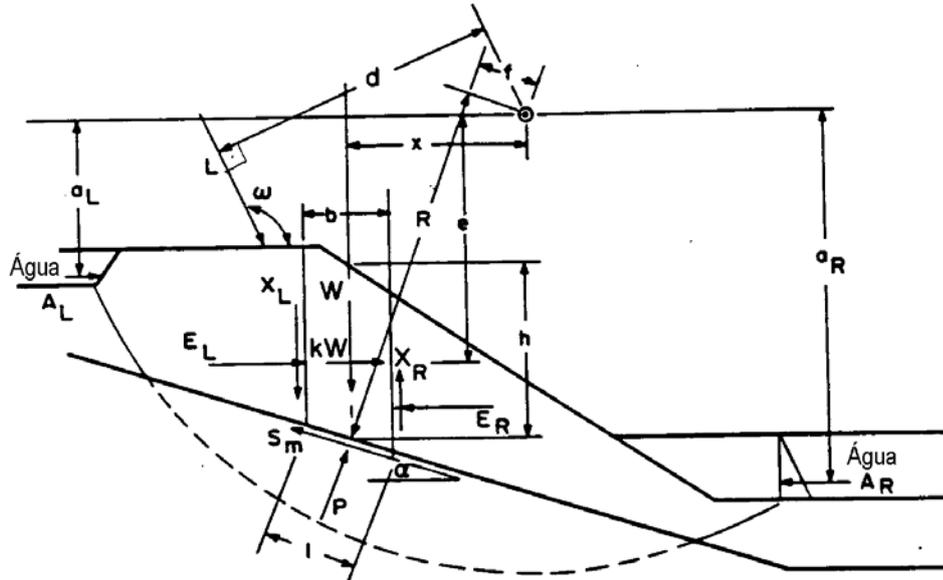


**Figura 2.23:** Método das cunhas

### 2.3.2.1.3 MÉTODO DE FELLENIUS

O método de análise de estabilidade proposto por Fellenius (Fellenius, 1936 *apud* Fredlund & Krahn, 1977), originalmente para estudar solos saturados, foi ampliado para outros solos e em condições de análise em tensões efetivas. No método são utilizadas fatias para determinar a distribuição da tensão normal na superfície de ruptura, importante para a

análise com tensões efetivas. O método satisfaz somente o equilíbrio de momentos, supondo que a resultante das forças entre fatias é paralela à base. Devido a isto, tem seu fator de segurança subestimado, podendo errar em até 60% (Whitman & Bailey, 1967). A figura 2.25 define as forças atuantes para um problema genérico de estabilidade de talude. Este método tem potencial aplicação para análise de estabilidade de um talude homogêneo em RSU.



**Figura 2.24:** Forças atuantes para um método de fatias aplicado para uma superfície irregular.

Onde:

- W: peso total da fatia de largura  $b$  e altura  $h$ ;
- P: força normal total na base da fatia de comprimento  $l$ ;
- $s_m$ : resistência ao cisalhamento mobilizada, sendo uma parcela da resistência definida por Mohr-Coulomb, onde,  $S_m = l (c' + (P/l - u) \tan \phi')/F$ ;
- R: raio ou braço de alavanca associado à força cisalhante mobilizada  $s_m$ ;
- f: distância perpendicular da força normal ao centro de rotação;
- x: distância horizontal do centro da fatia ao centro de rotação;
- $\alpha$ : ângulo tangente ao centro da fatia com a horizontal;
- E: força horizontal entre fatias;
- $L$ : subscrito que indica lado esquerdo;
- $R$ : subscrito que indica lado direito;
- X: força vertical entre fatias;
- k: coeficiente sísmico para determinar a força dinâmica horizontal;
- e: distância vertical entre o centro de gravidade da fatia e o centro de rotação.

Caso exista carregamentos uniformes na superfície do talude, pode-se adotar uma camada de solo equivalente sobre o talude com peso e densidade adequados. Para uma linha de carga, deve-se definir:

L: linha de força (força por unidade de comprimento);

$\omega$ : ângulo da linha de carga com a horizontal;

d: distância perpendicular da linha de força com o centro de rotação.

Os efeitos da submersão parcial do talude e da pressão de água nas fissuras de tração necessitam de:

A: resultante da pressão de água nas fissuras;

a: distância perpendicular da resultante da pressão da água ao centro de rotação.

O fator de segurança é dado pela equação 2.11:

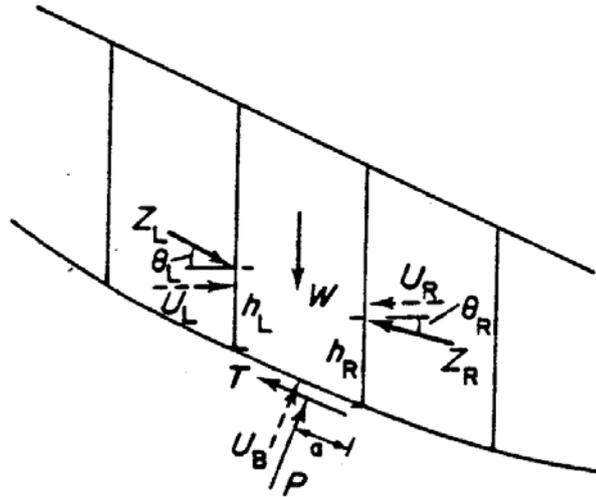
$$F_m = \frac{\sum c'.l.R + P - u.l.P.\tan\phi'}{\sum W.x - \sum P.f + \sum k.W.e \pm A.a \pm L.d} \quad (2.11)$$

### 2.3.2.2 MÉTODOS ITERATIVOS - MÉTODOS DE FATIAS

Estes métodos supõem o talude dividido em  $n$  fatias, apresentando  $5n-2$  incógnitas e  $3n$  equações, necessitando de  $3n-2$  hipóteses para determinar estaticamente o problema. As hipóteses podem ser de três classes:

- sobre distribuição de tensões normais em torno da superfície de ruptura;
- sobre a posição da linha de empuxo de forças entre fatias;
- sobre a inclinação das forças entre fatias.

A seguir está esquematizada uma fatia típica (Figura 2.26).



**Figura 2.25:** Forças em uma fatia simples.

As equações para a determinação do fator de segurança são não lineares, necessitando de procedimentos iterativos.

#### 2.3.2.2.1 MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO

O método de Bishop (Bishop, 1955) foi desenvolvido originalmente para uma superfície de ruptura circular, mas pode ser adaptado para superfícies não circulares. A hipótese admitida é que as forças entre fatias são nulas. A força normal atua no centro da base da fatia e é derivada da soma de forças verticais. Não há a satisfação do equilíbrio de forças horizontais.

Tem-se, neste método,

$$P = \left[ W - \frac{c' \cdot l \cdot \sin \alpha}{F} + \frac{u \cdot l \cdot \tan \phi' \cdot \sin \alpha}{F} \right] / m_\alpha \quad (2.12)$$

onde,

$$m_\alpha = \cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi' \cdot l \cdot F \quad (2.13)$$

O fator de segurança é derivado de um somatório de momentos em um ponto comum. É a mesma equação do fator de segurança para o método de Fellenius (equação 2.11), porém com a diferença da consideração da força normal  $P$ . Observa-se a necessidade de iterações para a determinação do fator de segurança. Sendo a equação 2.12 de rápida convergência, com poucas iterações obtém-se uma constância no valor de  $F$ .

Da mesma forma que no método de Fellenius, o método de Bishop tem potencial aplicação na análise de estabilidade de aterros sanitários homogêneos. Isto é devido a forma da superfície potencial de ruptura ser exclusivamente circular, geometria de ocorrência improvável em materiais heterogêneos.

#### 2.3.2.2.2 MÉTODO DE SPENCER

É um método originalmente desenvolvido para superfícies de ruptura circulares, mas pode ser adaptado a uma superfície não circular com um centro de rotação fictício (Nash, 1987). Supõe-se que as forças entre fatias são de inclinação constante em todo o talude, fazendo com que a força normal à base da fatia seja:

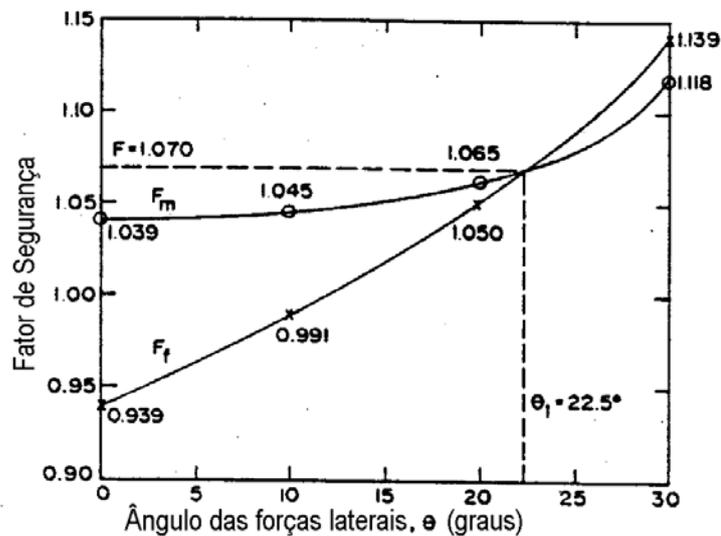
$$P = \left[ W - (E_R - E_L) \cdot \tan \theta - \frac{1}{F} \cdot (c' \cdot l \cdot \sin \alpha - u \cdot l \cdot \tan \phi'' \cdot \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad (2.14)$$

O método de Spencer (Spencer, 1967) apresenta dois fatores de segurança, um baseado no equilíbrio de momentos em relação a um ponto e outro baseado no equilíbrio de forças paralelas a direção das forças entre fatias.

A equação do fator de segurança relacionado aos momentos é idêntica à do método de Bishop Simplificado. Já a equação do fator de segurança relacionado às forças pode ser determinado através de um somatório de forças horizontais. Considerando que as forças entre fatias se anulam, encontra-se:

$$F_f = \frac{\sum c'.l.\cos\alpha + (P - u.l).\tan\phi'.\cos\alpha}{\sum P.\sin\alpha + \sum k.W \pm A - L.\cos\omega} \quad (2.15)$$

Obtém-se dois fatores de segurança para cada inclinação de forças adotada. Para um determinado ângulo de inclinação os fatores de segurança calculados por equilíbrio de momentos e de forças serão iguais e este será considerado o fator de segurança do talude (Figura 2.27).



**Figura 2.26:** Variação dos fatores de segurança com respeito a momentos e forças versus o ângulo de inclinação das forças entre fatias. Propriedades do solo:  $c'/h\gamma = 0,02$ ;  $\phi' = 40^\circ$ ;  $r_u = 0,5$ . Geometria: inclinação =  $26,5^\circ$ ; altura = 30m (Fredlund & Krahn, 1977).

Na figura 2.27 observa-se que o fator de segurança relativo ao momento é pouco sensível à mudança da inclinação das forças entre fatias. E por considerar apenas o equilíbrio de momentos, o método de Bishop Simplificado dá resultados precisos em relação à outros métodos. Por este motivo e pela sua simplicidade, o método de Bishop Simplificado é amplamente utilizado na prática de engenharia.

Do mesmo modo que na prática de engenharia em solos convencionais, se dá preferência ao uso do método de Bishop Simplificado ao invés do uso do método de Spencer, pela simplicidade do primeiro método. No entanto, também o método de Spencer é melhor aplicável em aterros sanitários quando a ruptura ocorre exclusivamente pela massa de RSU, pela obrigatoriedade da superfície de ruptura ser circular.

### 2.3.2.2.3 MÉTODO DE JANBU SIMPLIFICADO

Janbu (1954), *apud* Nash (1987), desenvolveu o primeiro método para análise de estabilidade de taludes considerando superfícies de ruptura não circulares (podendo ser utilizado em superfícies circulares). Uma versão simplificada deste método foi também desenvolvida (Janbu, 1957), considerando que as forças cisalhantes entre fatias são nulas, obtendo uma força total normal (P) equivalente à encontrada por Bishop Simplificado. O fator de segurança  $F_o$  é obtido do somatório de forças horizontais e corrigido pelo fator de correção  $f_o$  para considerar o efeito das forças cisalhantes entre fatias. Este fator de correção  $f_o$  é calibrado no Método de Janbu Rigoroso.

$$F_f = \frac{\sum c'.l.\cos\alpha + (P - u.l).\tan\phi'.\cos\alpha}{\sum P.\sin\alpha + \sum k.W \pm A - L.\cos\omega} \quad (2.16)$$

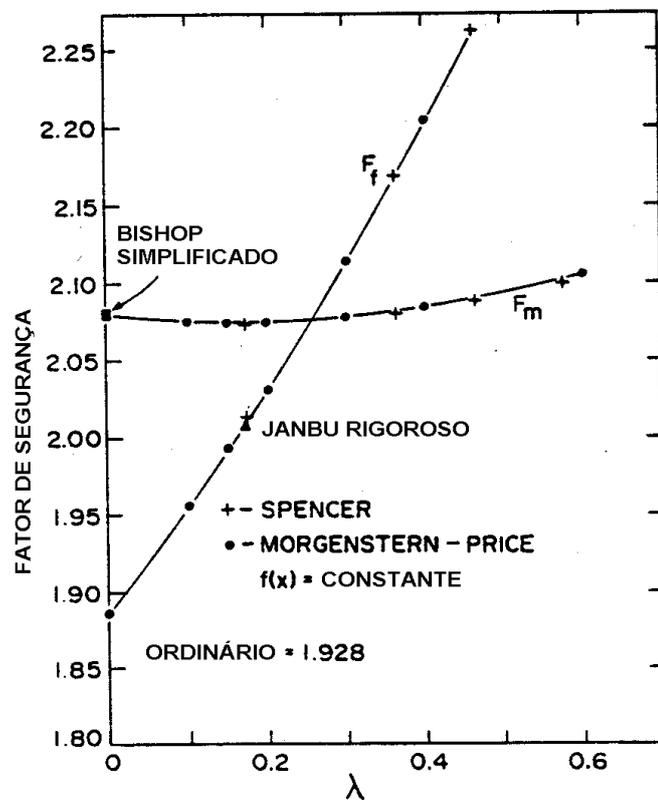
$$F_f = F_o.f_o$$

Sendo o fator de segurança calculado com base somente no equilíbrio de forças, apresenta uma maior sensibilidade ao valor adotado como inclinação das forças entre fatias, como foi demonstrado na figura 2.27. Portanto, a adoção de um método que satisfaça equilíbrio de momentos é preferível por não ser tão sensível a este valor de ângulo de inclinação.

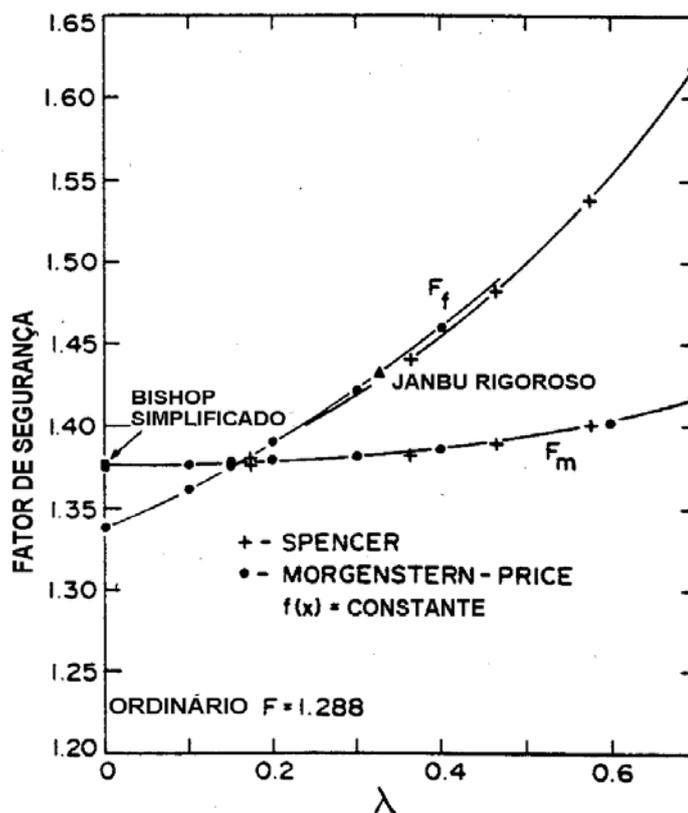
Este método apresenta a grande vantagem, sobre os outros métodos apresentados nesta dissertação, de ser aplicável para superfícies de ruptura não circulares. Pela heterogeneidade presente em aterros sanitários, tanto dos próprios RSU quanto pela presença de geomembranas, coberturas de argila e liner, a ocorrência de superfícies potenciais de ruptura não-circulares em tal situação é muito provável.

### 2.3.2.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE ITERATIVOS

Fredlund e Krahn (1977) compararam vários métodos de análise de estabilidade de taludes para a resolução de uma ruptura circular e uma irregular num determinado talude. Seis combinações de geometria, propriedades do solo e condições de água são propostas. Os métodos são comparados num gráfico de fator de segurança versus  $\lambda$  (definido por Spencer  $\lambda=X/E$  e adaptado aos outros métodos). O Método de Bishop Simplificado foi plotado com  $\lambda=0$ , mas Fellenius não pôde ser plotado. Dois gráficos comparativos para duas combinações diferentes de geometria, propriedades do solo e condições de água são apresentados nas figuras 2.27 e 2.28 como caso 1 e caso 2. No caso 1 o método de Fellenius resultou em um FS = 1.928 e no caso 2 resultou em um FS = 1.288.



**Figura 2.27:** Comparação dos fatores de segurança para o caso 1 (Fredlund & Krahn, 1977).



**Figura 2.28:** Comparação dos fatores de segurança para o caso 2 (Fredlund & Krahn, 1977)

Este estudo comparativo mostrou que o fator de segurança com respeito a momentos é relativamente insensível à consideração de forças entre fatias. Os fatores de segurança obtidos por métodos que consideram tanto equilíbrio de forças como de momentos, como Spencer e Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1965), são geralmente similares àqueles obtidos pelo Método de Bishop Simplificado. Já os fatores de segurança considerando somente o equilíbrio de forças são mais sensíveis à consideração da inclinação das forças entre fatias.

Nos seis casos apresentados, com exceção do Método Fellenius, a diferença entre os fatores de segurança foi inferior a 4%. A diferença entre os fatores de segurança do Método de Bishop Simplificado (equilíbrio de momentos) e os fatores de segurança dos métodos de Spencer e Morgenstern e Price (equilíbrio de forças e momentos) foi inferior a 0,4%. Ao contrário do método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955), baseado no equilíbrio de momentos, os métodos baseados somente em equilíbrio de força (Método de Janbu Simplificado antes da correção) são menos precisos.

A precisão da análise de estabilidade de um talude depende da precisão combinada da definição da geometria do talude, da determinação do fluxo de água no solo, das propriedades do solo, bem como do método de análise. Em geral, as maiores imprecisões estão ligadas às condições de fluxo de água no solo, às propriedades do solo e ao modelo de estabilidade de talude adotado.

Alguns autores ainda aconselham um certo cuidado quanto a influências tridimensionais na estabilidade de taludes. Duncan (1992), após uma revisão de estudos tridimensionais de estabilidade de taludes realizados nos últimos 25 anos, conclui que o fator de segurança calculado utilizando análise em 3D sempre será maior ou igual ao fator de segurança calculado utilizando análise em 2D. No entanto, análises de estabilidade apresentadas por Mitchell et al. (1990) e Seed et al. (1990) em um aterro sanitário com “liner” deram fatores de segurança de 10% a 15% menores que os obtidos em análises em 2D. Neste caso em especial a influência era devido ao princípio de blocos ativos e passivos, enquanto normalmente a tridimensionalidade influencia devido a diferentes resistências ao cisalhamento entre a seção transversal estudada e a superfície de ruptura completa. Mesmo com dúvidas quanto à exata magnitude da influência da tri-dimensionalidade em análises de estabilidade, Mitchell & Mitchell (1992) afirmam serem as influências máximas encontradas desprezíveis, desde que se utilize fatores de segurança conservadores para a prática de projetos quando há indicação de contribuição de fatores tri-dimensionais na instabilidade de um talude.

## CAPÍTULO 3

### 3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são descritas as características geográficas, geotécnicas e geológicas do local onde foram realizados os experimentos desta dissertação. Complementarmente apresenta-se uma descrição breve dos equipamentos utilizados e das metodologias de ensaio adotadas. Foram utilizados 3 tipos de ensaios para cumprir as seguintes finalidades:

a) Obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento na argila mole:

- Ensaio de Piezocone

- Ensaio de Cone

b) Obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento no aterro sanitário:

- Ensaio de Cone

c) Obtenção das poro-pressões no interior do aterro sanitário:

- Piezômetro de tubo fechado

#### 3.1 LOCALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO

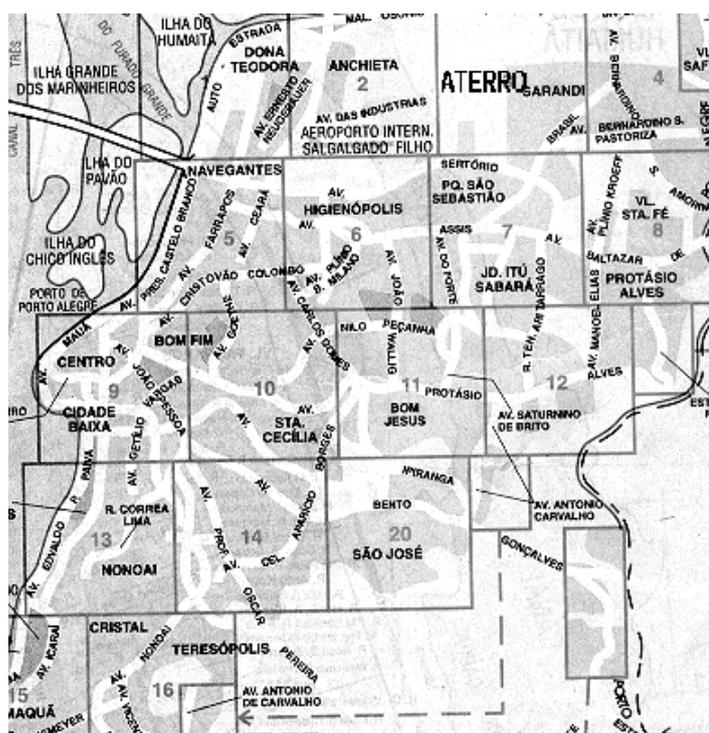
Esta seção apresenta informações gerais sobre o aterro sanitário e o solo de fundação, sua localização, geologia, geomorfologia e pedologia. Objetiva-se estabelecer as condições do perfil de solo/aterro sanitário a ser estudado e seu comportamento geotécnico.

O aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre constituía-se, até o final dos anos 80, de um depósito de lixo a céu aberto. Foi então realizado um trabalho de remediação deste “lixão”, que consistiu essencialmente de: (a) separação da área de disposição dos RSU em células retangulares com altura de aproximadamente 8m, (b) construção de barreiras verticais de argila compactada na periferia de cada célula, (c) construção de drenos de lixiviado com

sistema de recirculação, (c) construção de drenos de gases e (d) cobertura diária com argila e cobertura final de cada célula com argila compactada. Poços de monitoramento do lençol freático também foram instalados neste local a fim de detectar possíveis fugas de lixiviado do interior do aterro sanitário. Além destas medidas *in-loco*, a Prefeitura de Porto Alegre também realizou campanhas de separação, reutilização e reciclagem de lixo, afim de diminuir a quantidade dos resíduos enviados para o aterro sanitário.

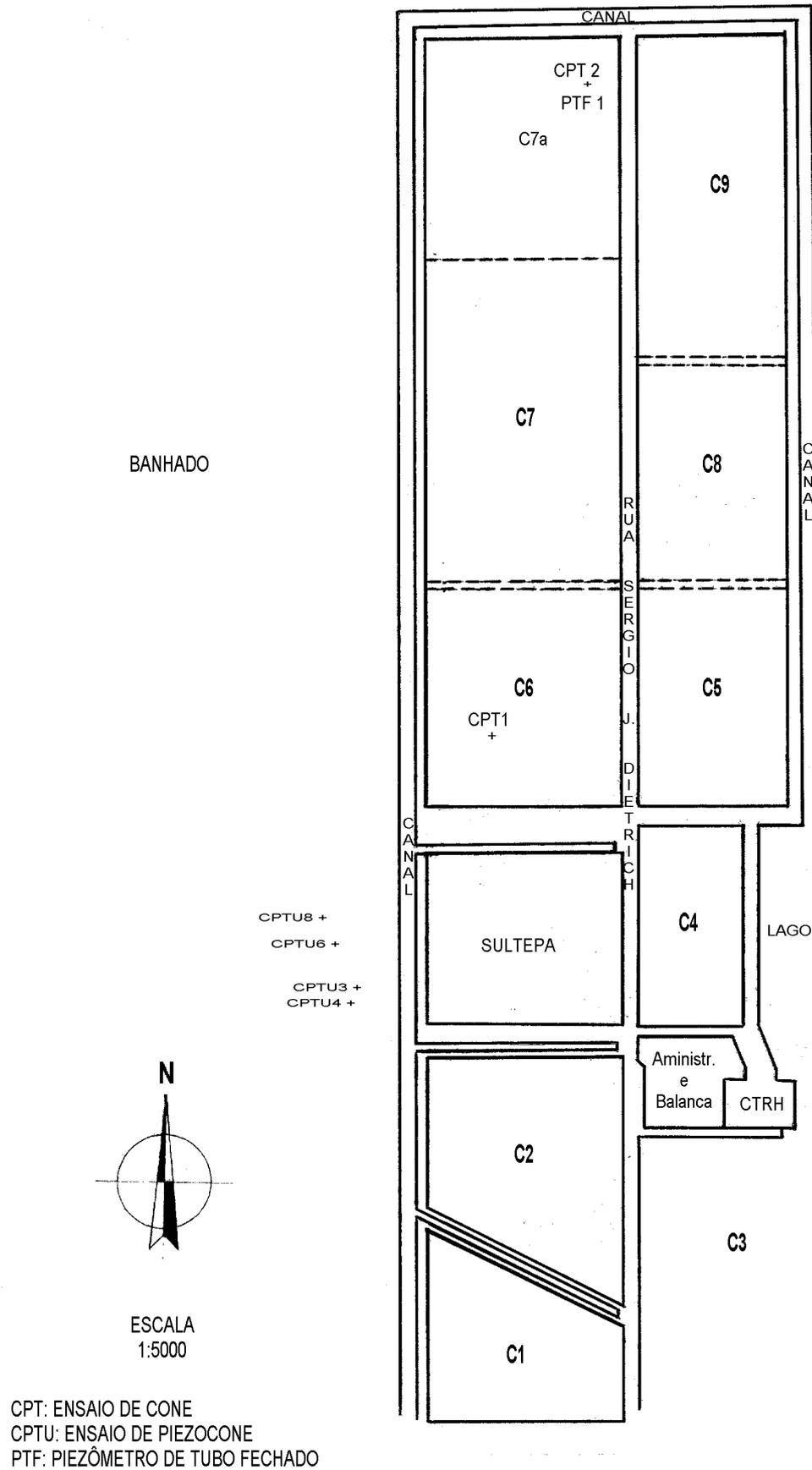
### 3.1.1 LOCALIZAÇÃO DO ATERRO SANITÁRIO.

O aterro sanitário em estudo está situado na Zona Norte do município de Porto Alegre, na rua Sérgio J. Dieterich, aproximadamente a 5 km ao leste do Aeroporto Salgado Filho, entre a Avenida Sertório e a rodovia BR-290 (FREEWAY). O mapa apresentado na figura 3.1 situa o aterro sanitário em estudo em meio ao município de Porto Alegre (topo do mapa).



**Figura 3.1:** Localização física do aterro sanitário no município de Porto Alegre.

A figura 3.2 apresenta uma planta baixa do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre, juntamente com a localização dos ensaios realizados nesta dissertação. A figura 3.3 mostra uma fotografia aérea do aterro sanitário, salientando as células C6, C7 e C7a, investigadas nesta dissertação.



**Figura 3.2:** Planta baixa do aterro sanitário e localização dos ensaios.

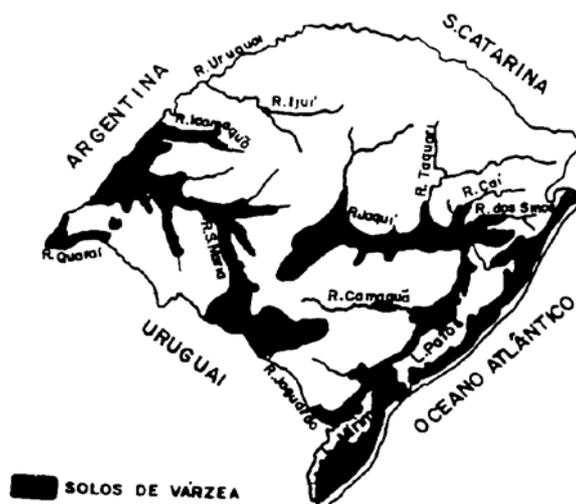


**Figura 3.3:** Vista aérea do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.

### 3.1.2 PEDOLOGIA E GEOLOGIA DO SOLO DE FUNDAÇÃO DO ATERRO SANITÁRIO

O Rio Grande do Sul está dividido em quatro regiões fisiográficas: o Planalto (ao norte), a Depressão Central, o Escudo (a sudoeste) e a Planície Costeira (a oeste). O aterro sanitário se encontra na última região citada, mais precisamente na Planície Lagunar, uma das subdivisões da Planície Costeira Interna (Lemos, 1973).

A área em estudo encontra-se numa região baixa, denominada várzea do Rio Gravataí. Está localizada na unidade de mapeamento Vacacaí, cujos solos predominantes são classificados como Planossolos (Lemos, 1973). No entanto, o solo de base do aterro sanitário é classificado como Glei Húmico, que está associado aos Planossolos, sendo diferenciado por um gradiente textural menor entre os horizontes A e B que da formação anterior. Os solos em estudo são freqüentemente denominados solos de várzea, sendo sua ocorrência no estado representada na figura 3.4.



**Figura 3.4:** Solos de várzea no Rio Grande do Sul.(Soares, 1997)

Segundo ensaios de caracterização realizados por Soares (1997), próximos à área em estudo e dentro da mesma formação, o solo desta região é classificado como OH, segundo a Classificação Unificada (USCS), ou seja, argilas orgânicas de média a alta plasticidade. Conforme a classificação da AASHTO, este solo é enquadrado como A-7-5 (solos argilosos com mau desempenho como subleito). Na classificação trilinear, que considera somente granulometria, o solo é classificado como argila.

## **3.2 ENSAIOS DE CONE**

### **3.2.1 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS**

O ensaio de cone é utilizado nesta dissertação para a estimativa das propriedades de resistência ao cisalhamento tanto do depósito de argilas moles da fundação quanto dos RSU que compõem o aterro sanitário. Para realização destes ensaios foram utilizados os seguintes equipamentos:

a) **Equipamento hidráulico de cravação** - montado em um reboque, consiste de um pórtico metálico, um sistema de ancoragem e um sistema hidráulico para cravação e arrancamento das hastes do cone. Uma foto do equipamento é apresentada na figura 3.5.

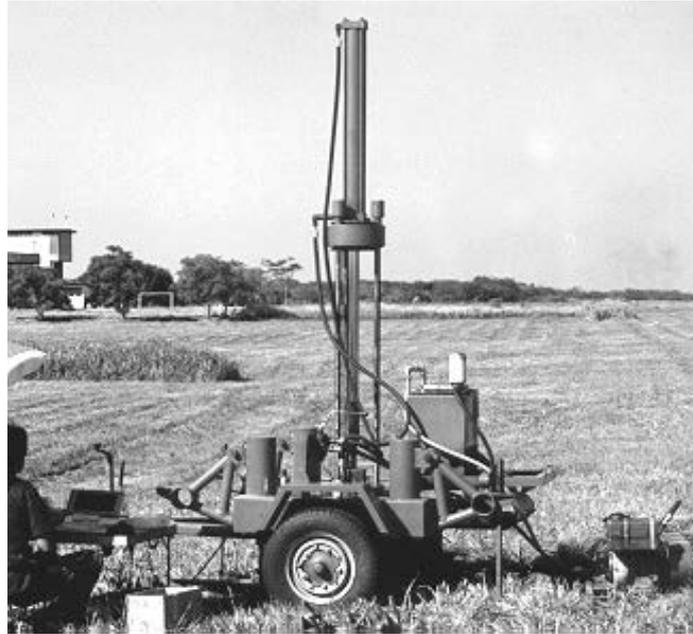
b) **Motor** - para acionar o sistema hidráulico, foi adquirido um motor de 12HP a gasolina, portátil, de marca Yamaha modelo MZ360/R. Este motor foi escolhido especialmente pela sua característica de não lançar faíscas durante a ignição ou durante o funcionamento, podendo portanto ser utilizado no aterro sanitário sem o risco da combustão do metano produzido pela decomposição dos RSU.

c) **Cone elétrico** - é uma ponteira de cone tipo Fugro, com área da ponta de  $15\text{cm}^2$ , contendo uma célula de carga para medida da carga de ponta e outra para medida do atrito lateral. Um esquema desta ponteira é apresentado na figura 3.6.

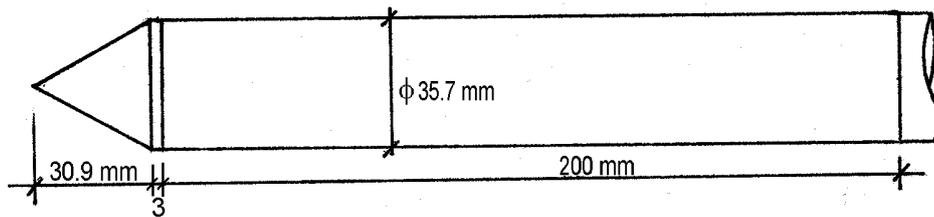
d) **Sistema de aquisição de dados** - formado por um micro computador 486DXII, uma bateria de 12V CC, um inversor de voltagem (12VCC - 110VCA), um conversor analógico digital e um cabo de 10 vias para a ligação com a ponteira do cone elétrico. Um esquema deste sistema é apresentado na figura 3.7.

e) **Equipamentos de proteção** - citados no item 3.2.1.1.

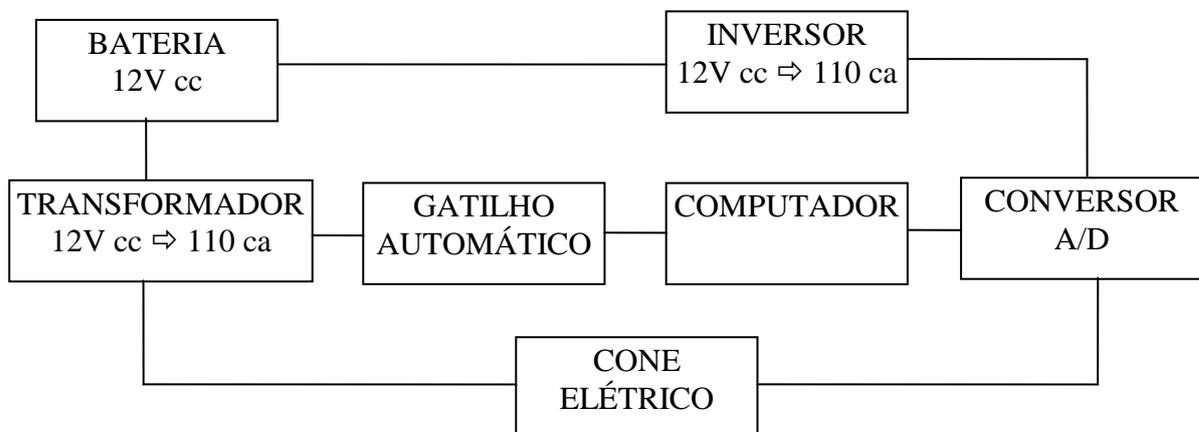
f) **Acessórios diversos** - pá, hastes de aço, chave de cano, mesa e cadeiras dobráveis, caixa com ferramentas.



**Figura 3.5:** Equipamento hidráulico de cravação do cone



**Figura 3.6:** Ponteira do cone tipo “Fugro” (principais dimensões).



**Figura 3.7:** Organograma do sistema de aquisição de dados

### 3.2.1.1 EQUIPAMENTOS DE SEGURANÇA

Segundo o *Site Investigation Group* (1995), locais contaminados podem ser classificados em três categorias, como apresentado na tabela 3.1.

**Tabela 3.1:** Classificação de locais contaminados (Site Investigation Group, 1995)

<b>Classificação</b>	<b>Materiais Presentes</b>
VERDE	Subsolo, solo, tijolos, pedra, concreto, argila, vidro, cerâmicas, abrasivos, etc. Madeira, papel, papelão, plásticos, metais, lã, cinza, clinker, cimento, cortiça, etc.
AMARELO	Restos de comida, matéria vegetal, material de varrição, resíduos domésticos, carcaças de animais, lodo, etc. Borracha e latex, pneus, resina epóxi, equipamentos elétricos, sabão, cosméticos, metais e compostos orgânicos não tóxicos, piche, betume, resíduos sólidos, cinza volante, sílica, etc.
VERMELHO	Todas as substâncias que podem expor pessoas ou animais a risco de vida, lesão ou prejuízos à saúde. Faixa ampla de químicos, metais e compostos orgânicos tóxicos, etc. Resíduos farmacêuticos e derivados, fenóis, produtos hospitalares, solventes, berílio, micro-organismos, asbestos, tiocianetos, tintas, etc. Hidrocarbonetos, peróxidos, cloretos, materiais inflamáveis e combustíveis, materiais que são particularmente corrosivos ou carcinogênicos, etc.

Os RSU estão melhor enquadrados na classificação AMARELO. Ainda por indicação destes autores, para esta categoria de contaminantes, o material de proteção mínimo para haver segurança em investigações *in-situ* é o relacionado abaixo.

#### *Equipamento pessoal*

- capacete rígido;
- óculos de proteção;
- máscara;
- luvas;

- sobre tudo;
- capa impermeável;
- botas industriais;
- botas de borracha com proteção na sola e na ponta;
- equipamento respiratório.

#### *Equipamentos no local*

- telefone móvel;
- sinalização de alerta;
- suprimento de água potável;
- vestiário com chuveiro.

#### *Equipamento de emergência*

- extintor de incêndio;
- roupa a prova de fogo;
- kit de primeiros socorros.

Levando em consideração que os materiais encontrados nos aterros sanitários são, em geral, os menos agressivos citados na categoria AMARELA, foi considerado razoável diminuir a lista de equipamentos de proteção necessários para:

#### *Equipamento pessoal*

- capacete rígido;
- máscara;
- luvas;
- sobre tudo;
- botas de borracha com sola resistente;

#### *Equipamentos no local*

- suprimento de água potável;
- vestiário com chuveiro.

### *Equipamento de emergência*

- extintor de incêndio;
- kit de primeiros socorros.

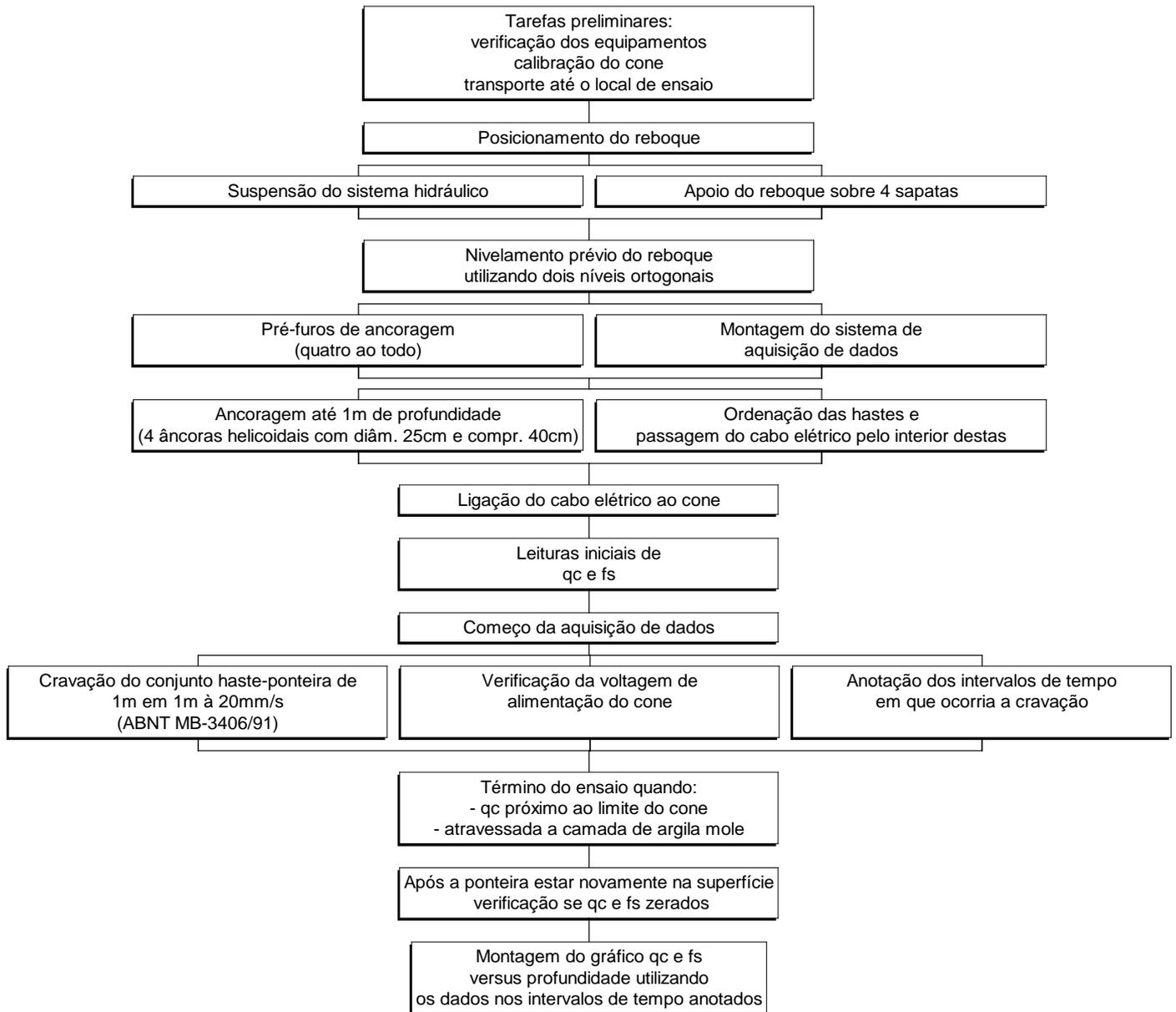
## 3.2.2 METODOLOGIA DE ENSAIO

Foi realizado inicialmente um ensaio de cone elétrico em argila mole, à distância de aproximadamente 150m do vértice sudoeste do aterro sanitário, com o objetivo de identificar a estratigrafia do terreno antes de realizar os ensaios de piezocone. Também foram realizados dois ensaios de cone no corpo do aterro sanitário, partindo de diferentes alturas (patamares) e atingindo profundidades nominais de 6,6m e 10m.

### 3.2.2.1 ENSAIOS DE CONE EM ARGILA MOLE

O local do ensaio de cone elétrico em argila foi escolhido tendo como critério a máxima proximidade possível da superfície potencial de ruptura crítica considerada para a geometria do aterro sanitário em estudo. Além disto, o terreno deveria ser trafegável para o reboque e também a camada superficial do terreno deveria apresentar boa resistência para conter a ancoragem.

Os ensaios de cone em argila mole seguiram os procedimentos apresentados resumidamente no organograma da figura 3.8.

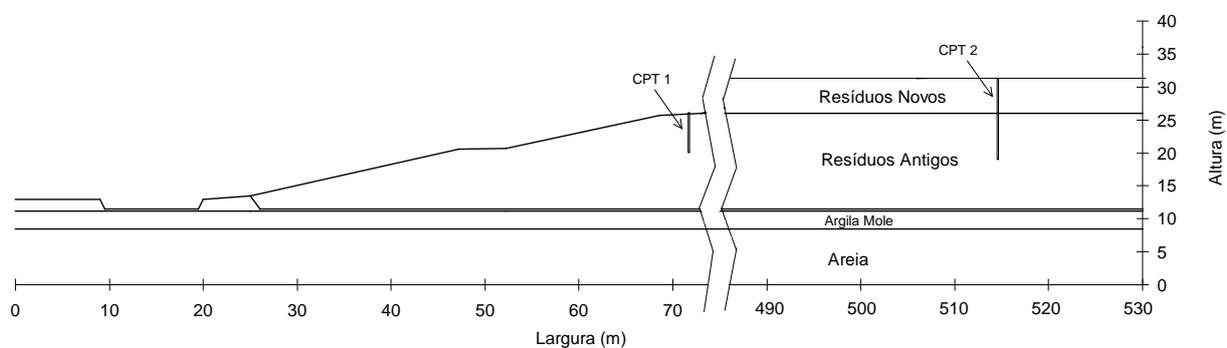


**Figura 3.8:** Organograma dos procedimentos dos ensaios de cone

### 3.2.2.2 ENSAIOS DE CONE EM R.S.U.

No posicionamento do equipamento para o ensaio de cone no aterro sanitário, além dos critérios considerados na seção anterior, foi também mantida uma distância mínima das saídas do sistema de drenagem de gases do aterro sanitário, devida ao calor gerado pela queima destes gases. Além disto, quanto maior a distância aos drenos de gases, maior a pressão de gás dentro do aterro e, conseqüentemente, menor a resistência ao cisalhamento no ponto investigado.

A locação dos dois ensaios de cone é mostrada na seção longitudinal correspondente à maior dimensão do aterro sanitário, conforme apresentado na figura 3.9.



**Figura 3.9:** Locação dos ensaio de cone no aterro sanitário

Nos ensaios em RSU, optou-se por fazer a reação do equipamento hidráulico de cravação com uma retroescavadeira de 12t ao invés do uso do sistema convencional de ancoragem. O objetivo foi eliminar as dificuldades de ancoragem no interior da massa de RSU, além do sistema ser mais rápido tanto para a montagem quanto para a desmontagem dos equipamentos de ensaio. Este sistema de reação é apresentado na figura 3.10.

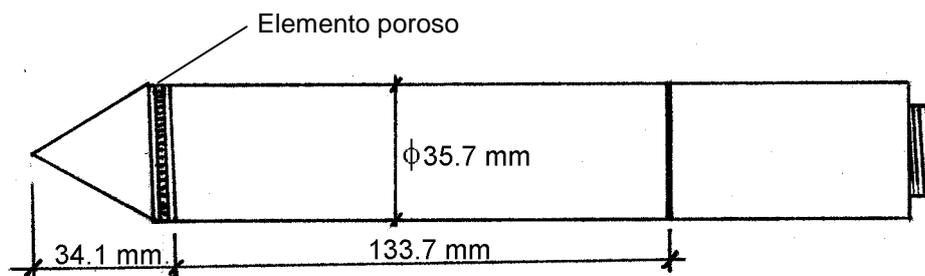


**Figura 3.10:** Sistema de reação do equipamento hidráulico de cravação para o ensaio de cone no aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.

Como cuidado especial foram utilizadas luvas impermeáveis no manuseio das hastes e da ponteira, com o objetivo de evitar problemas de saúde pelo contato direto com o lixiviado. Além disto, as hastes eram lavadas após cada ensaio com líquido desinfetante.

### 3.3 ENSAIOS DE PIEZOCONO

Os ensaios de piezocone foram realizados somente na argila mole junto ao aterro sanitário e seguem basicamente os mesmos procedimentos dos ensaios de cone, apresentados na figura 3.8. Um esquema do piezocone utilizado nesta dissertação é mostrado na figura 3.11.



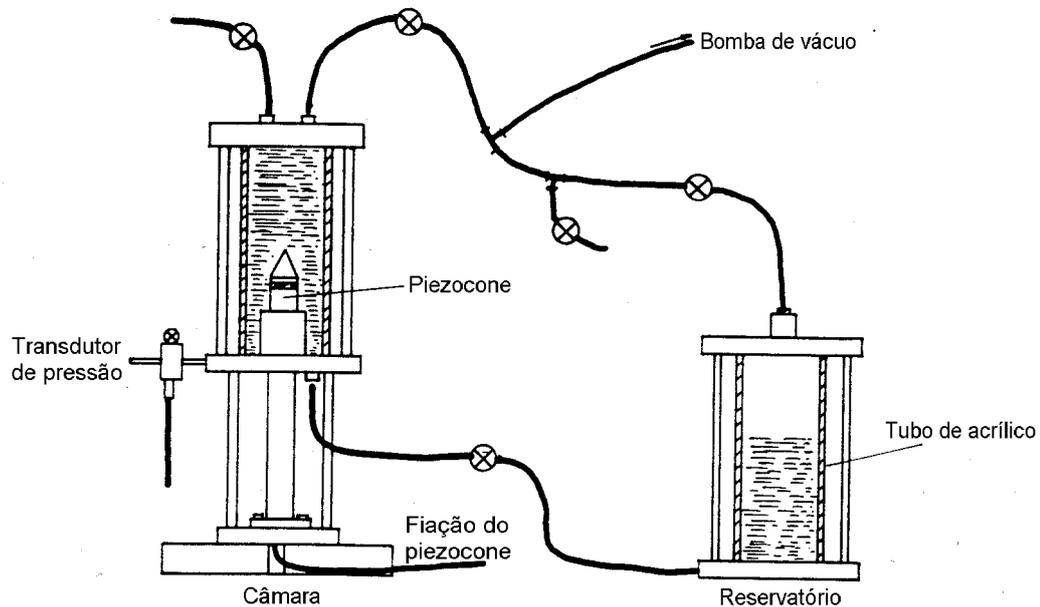
**Figura 3.11:** Ponteira do piezocone utilizada nesta dissertação (principais dimensões).

Nos ensaios de piezocone realizados na argila mole houve apenas uma mudança significativa em relação aos ensaios de cone: foi realizado um pré-furo de cravação atravessando a crosta superficial de argila pré adensada e atingindo o nível do lençol freático. Constatou-se nos primeiros ensaios que, quando a ponteira atravessava esta camada ocorria a dessaturação da pedra porosa, devida à condição não-saturada da argila neste trecho. Este pré-furo foi preenchido com água para evitar este problema.

#### 3.3.1 SATURAÇÃO DA PEDRA POROSA

O processo de saturação da pedra porosa do piezocone utilizado nestes ensaios foi baseado no procedimento descrito por Soares (1997) e recomendado pelas principais normas

internacionais, apenas diferindo no uso de água ao invés de óleo mineral fino. O sistema de saturação é apresentado na figura 3.12.



**Figura 3.12 - Sistema de saturação do piezocone**

O processo consiste em aplicar vácuo em duas câmaras interligadas, uma contendo o piezocone e a outra preenchida com água. Após três horas de espera, a câmara de água é submetida à pressão atmosférica, fluindo o líquido para a segunda câmara. Esta, após cheia, é isolada da primeira câmara e mantida em vácuo durante, pelo menos, mais seis horas ou o tempo necessário para ocorrer a saturação da pedra porosa.

A saturação é verificada pela aplicação de uma pressão conhecida, medindo-se, a seguir, o tempo de resposta do sistema de medição de pressão do piezocone. Um tempo de resposta menor que 2 segundos foi considerado adequado para esta finalidade.

### **3.4 PIEZÔMETRO DE TUBO FECHADO**

Este equipamento foi projetado nesta dissertação, exclusivamente para o uso em aterros sanitários. Isto decorre do fato de haver interesse não apenas na medição de pressão de

líquido, mas principalmente na medição da pressão total (gás + lixiviado). O princípio de funcionamento é exposto na seção 3.4.3.

### 3.4.1 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O piezômetro utilizado pode ser dividido em um corpo principal e um sistema de leitura.

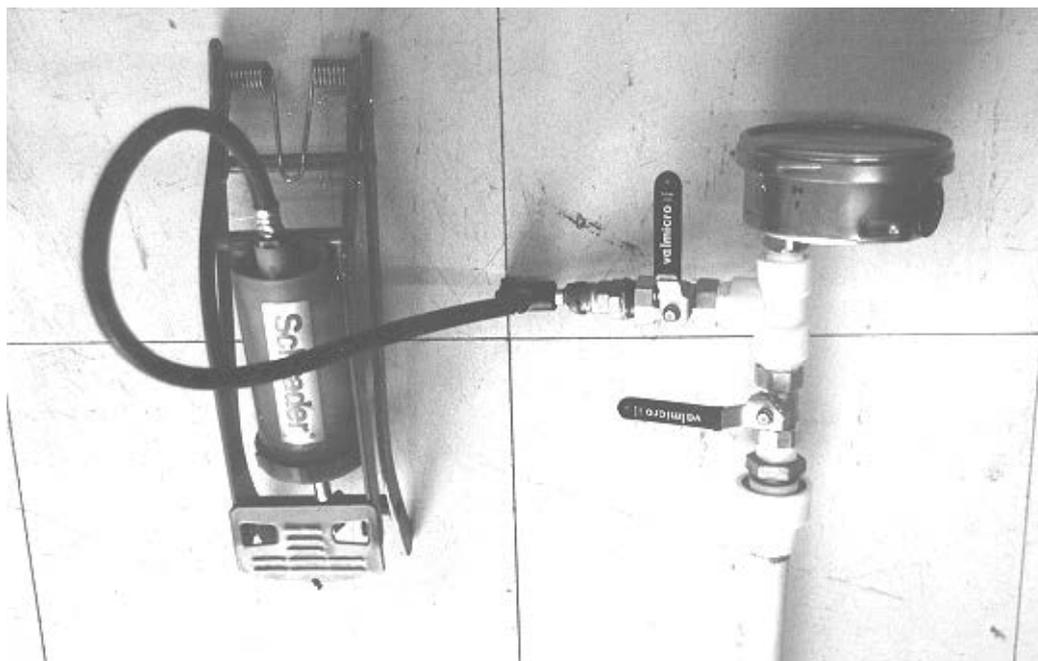
Corpo principal:

- Ponteira cônica de aço;
- 1 Tubo de PVC para água quente com fendas produzidas nos 30 cm da extremidade, onde vai acoplada a ponteira cônica;
- Geotêxtil (30cm x 7cm) enrolado ao redor da extremidade com fendas do tubo de PVC;
- Luvas de PVC para água quente;
- Segmentos de tubos de PVC para água quente de 3m de comprimento, em número suficiente para a extremidade do piezômetro atingir a profundidade desejada;
- 1 Conexão solda/rosca de PVC para água quente;
- 1 Válvula de esfera.

Sistema de leitura de pressão:

- 3 Níples;
- 1 Conexão T de PVC comum;
- 1 Válvula de esfera;
- 1 Adaptador para conexão válvula-bomba manual de ar;
- 1 Manômetro com capacidade para  $2,1 \text{ kg/cm}^2$ .

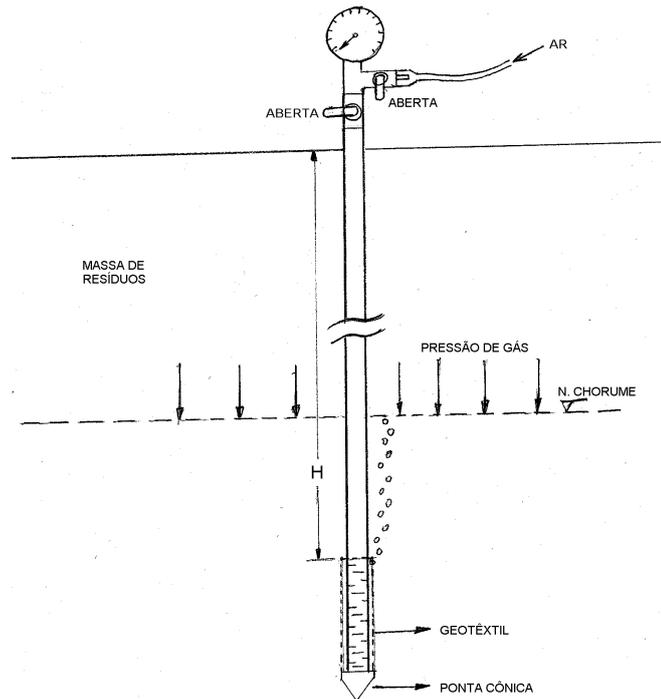
Na figura 3.13 é apresentada uma fotografia do sistema de leitura de pressão.



**Figura 3.13:** Sistema de leitura de pressão do piezômetro de tubo fechado.

### 3.4.2 METODOLOGIA DE ENSAIO

É aproveitado o furo existente após o término do ensaio de cone nos RSU para introduzir o piezômetro. Introdz-se manualmente o primeiro tubo de PVC, incluindo o trecho com a extremidade ranhurada, sendo após conectado outro tubo através de uma luva de PVC, e assim consecutivamente, até se atingir a profundidade desejada ou possível. Na extremidade superior do último tubo é colocada uma válvula de esfera. A válvula é mantida fechada durante, pelo menos, dois dias, quando é conectado o sistema de leitura e efetuadas as primeiras medições. Este tempo de espera para as primeiras medições serve para atender a condição básica do ensaio de que a poro-pressão total no interior do piezômetro esteja equilibrada com a poro-pressão total externa na extremidade inferior do piezômetro. Acredita-se que mantendo-se a válvula da extremidade superior do piezômetro fechada durante 48 horas esta condição de equilíbrio já tenha sido atingida. O tempo necessário para alcançar o equilíbrio merece um estudo mais aprofundado que, por questões cronológicas, não foi realizado nesta dissertação; destaca-se porém que devido a alta permeabilidade registrada em RSU (Kavazanjian et al., 1995), pode-se assumir que o período de 48 horas adotado seja considerado satisfatório. O princípio de funcionamento deste piezômetro está ilustrado na figura 3.14.



**Figura 3.14:** Princípio de funcionamento do piezômetro de tubo fechado cravado.

Para a medição, o sistema de leitura é acoplado à válvula superior do piezômetro, esta deve permanecer aberta. Neste momento, o manômetro indica a pressão existente na altura  $H$ . A pressão existente da extremidade inferior à altura  $H$  (que somada à leitura do manômetro resulta na pressão total na extremidade inferior do piezômetro) está dividida em pressão de gás e pressão de líquido, o que impede de interpretá-la apenas como a altura  $H$  multiplicada pelo peso específico de gás ou chorume. A idéia é substituir os dois fluidos de densidades diferentes por ar, de forma que a pressão lida no manômetro seja representativa da pressão na extremidade inferior do piezômetro, na medida em que a densidade do ar é desprezível.

A substituição de gás e chorume por ar é feita acoplando-se uma bomba de ar ao sistema de leitura, abrindo-se a válvula para entrada do ar e bombeando-se ar até que a pressão no manômetro estabilize (pare de aumentar). Isto significa que o ar está sendo liberado na parte inferior do piezômetro em forma de bolhas.

Este piezômetro possui uma limitação: é possível trabalhar somente em materiais com condutividade hidráulica relativamente alta, para que possa haver fluxo de chorume do

interior para o exterior do tubo com uma velocidade relativamente rápida. Caso contrário, o tempo necessário para a realização das medições tornaria o ensaio inviável. Vários autores têm encontrado valores de condutividade hidráulica de aterros sanitários na faixa de  $10^{-3}$  m/s a  $10^{-5}$  m/s (Landva & Clark, 1990; Gabr & Valero, 1995; Manassero et al., 1996; Kaimoto & Cepollina, 1996). Esta faixa é considerada de condutividade hidráulica média, viabilizando portanto a realização deste ensaio.

Sabe-se, porém, que a hipótese assumida na figura 3.14, de que há um nível de lixiviado em meio ao aterro sanitário nem sempre é verdadeira. A outra possibilidade é haver apenas pressão de gás no ponto de medição. Neste caso, o ar bombeado para dentro do piezômetro ocasionaria variações insignificantes na pressão medida pelo manômetro, sendo esta pressão inicial a pressão a ser considerada no ponto. Para haver certeza de que o pequeno aumento de pressão medida no manômetro seja pela presença de gás e não por uma resposta lenta do sistema, sugere-se controlar o volume de ar injetado. Caso, seja injetado um volume de ar igual ao volume interno do piezômetro, deve-se encerrar o ensaio, uma vez que, neste momento, todo lixiviado existente certamente terá sido expulso do interior do piezômetro.

Uma potencial falha deste piezômetro consiste na dificuldade existente no selamento do seu contorno, devida à pequena distância entre as bordas do furo e o tubo de PVC. Com isto há a possibilidade da pressão de gás se dissipar através desta folga, ou seja, é possível que este equipamento funcione apenas como um medidor de nível de lixiviado.

### 3.4.3 LOCAÇÃO DO PIEZÔMETRO

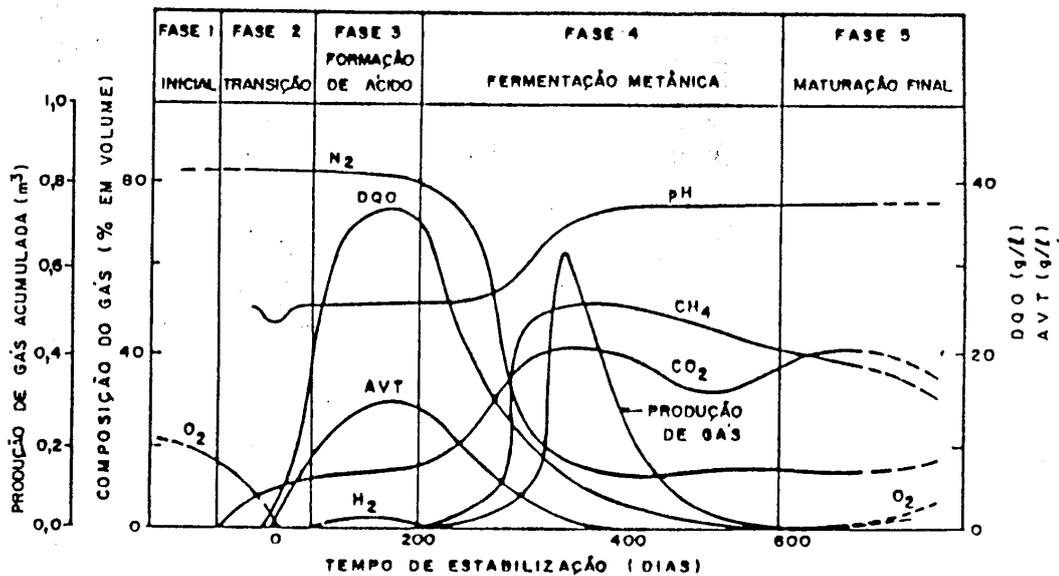
A escolha do ponto para medida de poro-pressões no aterro sanitário requer algumas considerações a respeito da formação de gases no seu interior.

O processo de decomposição da matéria orgânica em aterros sanitários é dividido em cinco fases:

1. Ajustamento Inicial
2. Transição

3. Formação de Ácidos
4. Fermentação Metânica
5. Maturação Final

O gráfico apresentado na figura 3.15 apresenta o comportamento esperado de um aterro sanitário durante estas fases, relativo à produção de gases e a outros parâmetros de menor importância nesta dissertação.



**Figura 3.15:** Produção de gases e outros produtos durante a decomposição de RSU. (Pohland & Gould, 1986)[DQO: demanda química de oxigênio; AVT: ácidos voláteis totais].

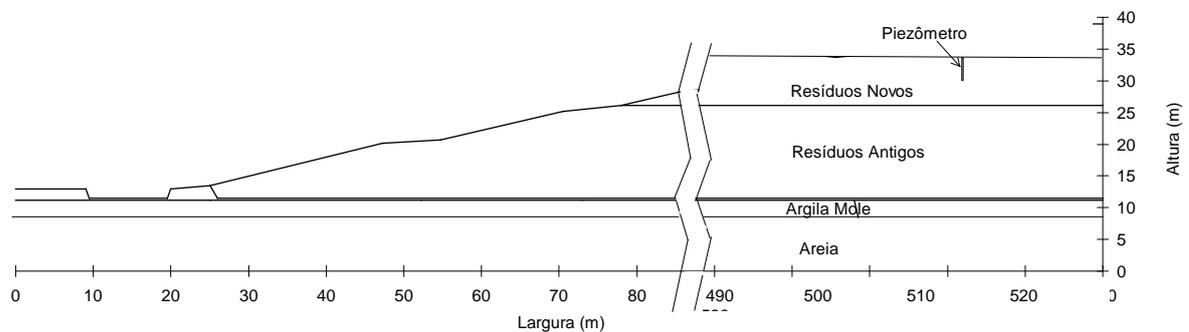
Pode-se perceber claramente que durante a fase de fermentação metânica ocorre um aumento na produção de gás dentro da massa de RSU, cujo pico encontra-se entre 300 e 400 dias após o começo da decomposição da matéria orgânica (Pohland & Gould, 1986).

Portanto, durante o planejamento de instalação de piezômetros em aterros sanitários, deve-se considerar duas regiões potenciais para a locação de pontos de medidas de poro-pressão. Uma região é onde os RSU tenham sido depositados entre os últimos 10 a 13 meses e, portanto, onde devem ser esperadas as maiores pressões de gás. Outra região é a base do aterro sanitário, pois como este possui uma condutividade hidráulica relativamente alta, o lixiviado tende a fluir por gravidade pela massa de RSU até atingir a base “impermeável” do

aterro sanitário. Dependendo das condições de drenagem, uma piscina de lixiviado pode ser formada.

No caso especial do aterro sanitário em estudo, existem ainda outras regiões críticas, principalmente as divisões entre os patamares, onde se encontram camadas de até 30 cm de argila, cuja baixa condutividade hidráulica pode ocasionar bolsões de lixiviado. Baseando-se nestas considerações e nas dificuldades executivas existentes, foi planejada a instalação de um piezômetro. Foi aproveitado o furo, ainda aberto, do segundo ensaio de cone nos RSU que havia atingido uma camada cujo tempo de deposição dos resíduos estava entre 12 e 13 meses.

Na instalação do piezômetro, devido ao método de execução (cravação), só foi possível chegar à profundidade de 3,5m, quando atingiu-se um obstáculo intransponível. O tempo de deposição dos RSU nesta profundidade era de apenas 2 meses devendo, portanto, estar associada a uma baixa produção de gás. As leituras de pressão no piezômetro cravado resultaram nulas, comprovando a hipótese acima. A locação deste piezômetro, numa seção longitudinal paralela à maior dimensão do aterro, é apresentada na figura 3.16.



**Figura 3.16:** Locação do piezômetro no aterro sanitário

## CAPÍTULO 4

### 4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados de ensaios in-situ realizados no depósito de argilas moles e no corpo do aterro sanitário. Ênfase é dada nas medidas obtidas através de piezocones, no caso de argilas, e cone elétrico, no caso de RSU.

#### 4.1 ARGILA MOLE

##### 4.1.1 ENSAIOS DE PIEZOCONE

Quatro ensaios de piezocone foram realizados para caracterizar o depósito de argila mole na região do aterro sanitário. Estes ensaios foram realizados ao lado do aterro. Com as técnicas disponíveis e a inexistência de experiência anterior relatada na literatura internacional na realização de ensaios de piezocone em aterros sanitários, considerou-se inviável penetrar a camada de argila mole imediatamente abaixo deste, no caso de um ensaio iniciado no topo do aterro. Este procedimento provocaria a dessaturação da pedra porosa antes de atingir-se a camada de argila mole. Além disto havia o risco de, atravessando a camada de argila mole, criar um canal de drenagem do lixiviado para a camada inferior de areia, podendo trazer prejuízos ambientais ao subleito.

Para a obtenção de  $S_u$  foi utilizada a equação 2.8, semi-empírica, derivada de Lunne et al.(1985), apresentada na seção 2.1.2.2 e reescrita abaixo:

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (4.1)$$

Um valor de  $N_{kt} = 12$  foi adotado, conforme proposto por Soares (1997) para argilas moles de Porto Alegre.

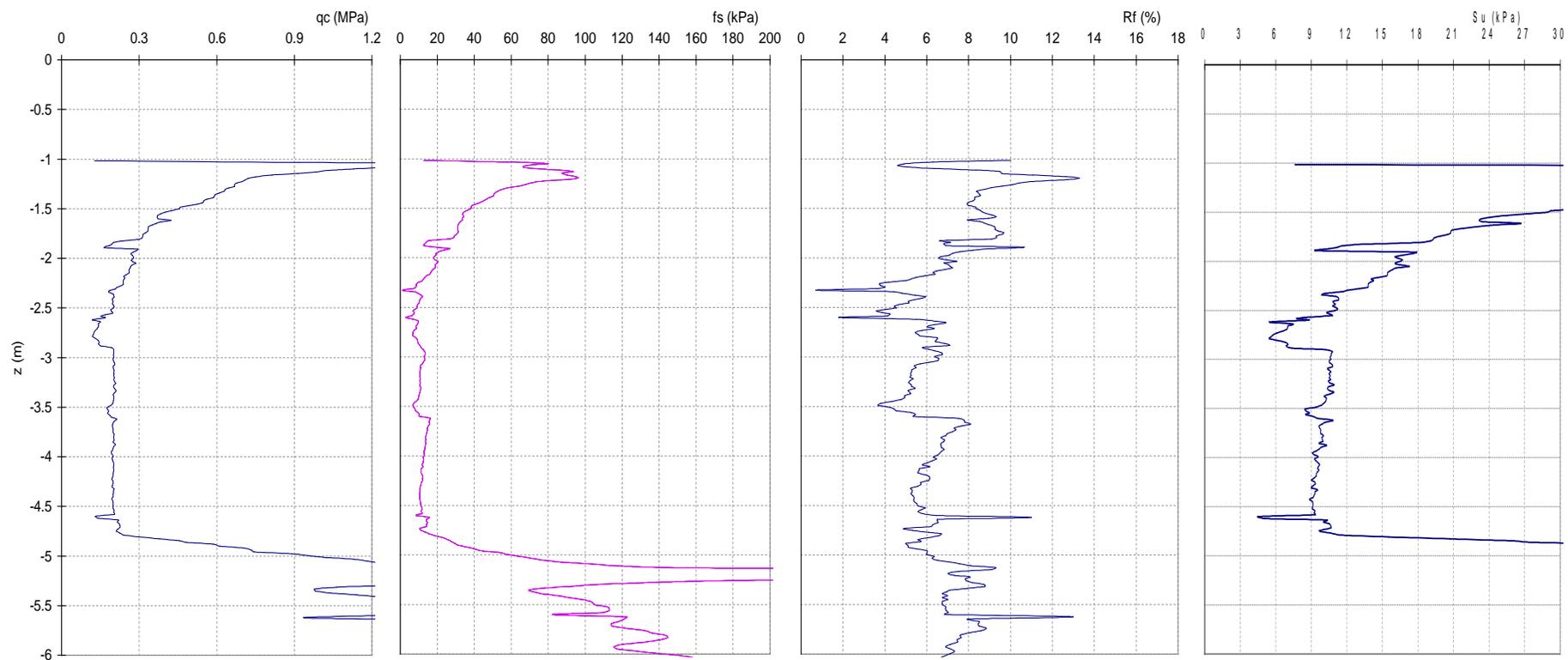
Mesmo assim, em três ensaios de piezocone houve problemas de aparente dessaturação da pedra porosa do transdutor de pressão. Portanto, não foi possível obter valores confiáveis de poro-pressão. Nestes casos foram utilizados valores de  $q_c$  obtidos a partir dos ensaios de piezocone associados a um valor de  $N_k = 15$ , também proposto por Soares (1997) para argilas moles de Porto Alegre. O valor de resistência ao cisalhamento não-drenada é dada então pela equação 2.7, apresentada na seção 2.1.2.2 e reapresentada abaixo:

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (4.2)$$

Os resultados são apresentados nas figuras 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, nas quais são mostradas as variações de resistência de ponta  $q_t$  ou  $q_c$ , do atrito lateral  $f_s$ , da relação de atrito  $R_f$ , da poro-pressão  $u$  (quando medida) e da resistência ao cisalhamento não-drenada  $s_u$  com a profundidade.

A figura 4.5 apresenta a sobreposição dos valores de  $S_u$  obtidos nos quatro ensaios. Estes resultados possibilitam determinar de forma inequívoca a estratigrafia do sub-solo, bem como estimar propriedades de comportamento das camadas de solo encontradas. Nesta figura não existem medidas no primeiro metro de profundidade devido ao pré-furo executado nos ensaios de piezocone. Percebe-se, na figura, uma crosta superficial bastante resistente até a profundidade de aproximadamente 1,8m, seguida de uma camada de argila normalmente adensada ( $s_u = 9$  kPa) até a profundidade de 5m. Por último é detectada uma camada bastante resistente de areia.

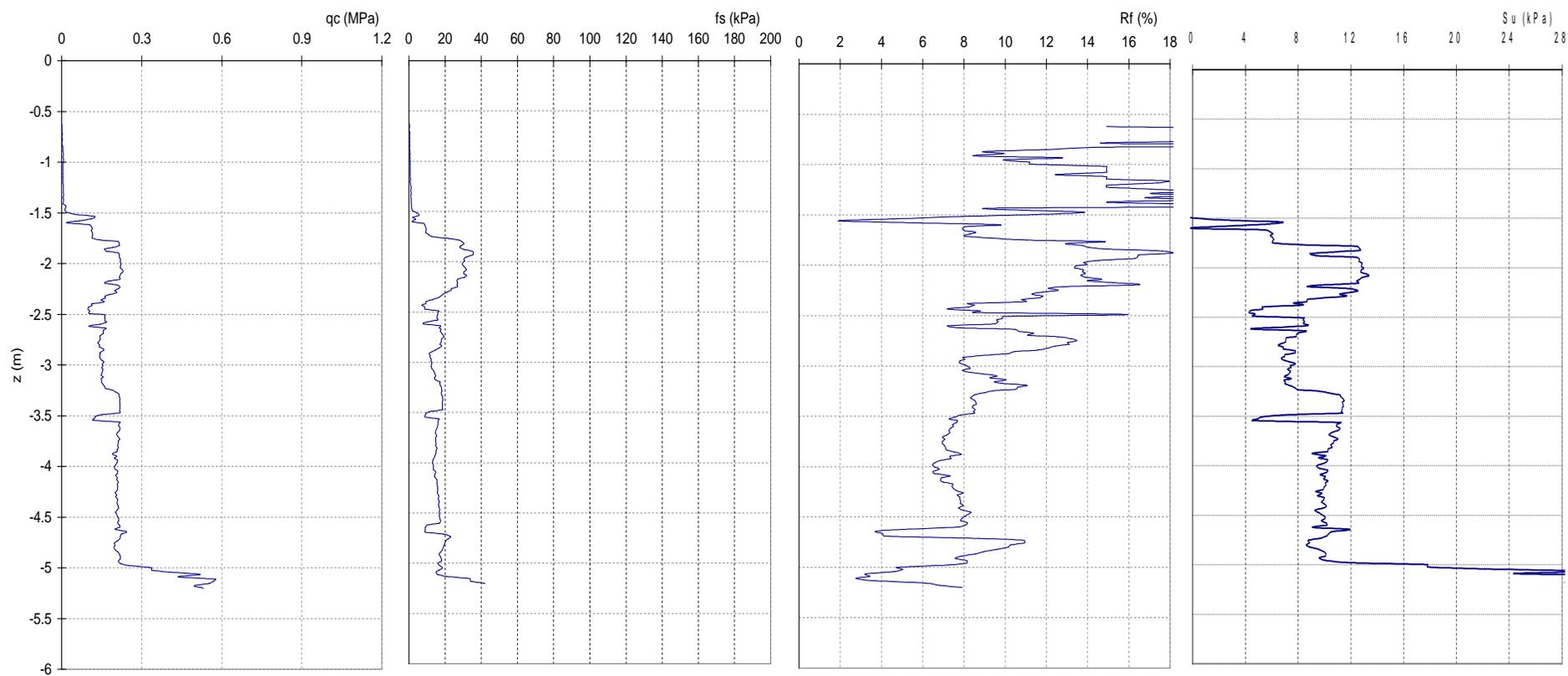
## CPT 4



\* Pré-furo inundado de  $z = 0$  à  $-1$ m

**Figura 4.1:** Resultados do ensaio CPT 4 em argila mole.

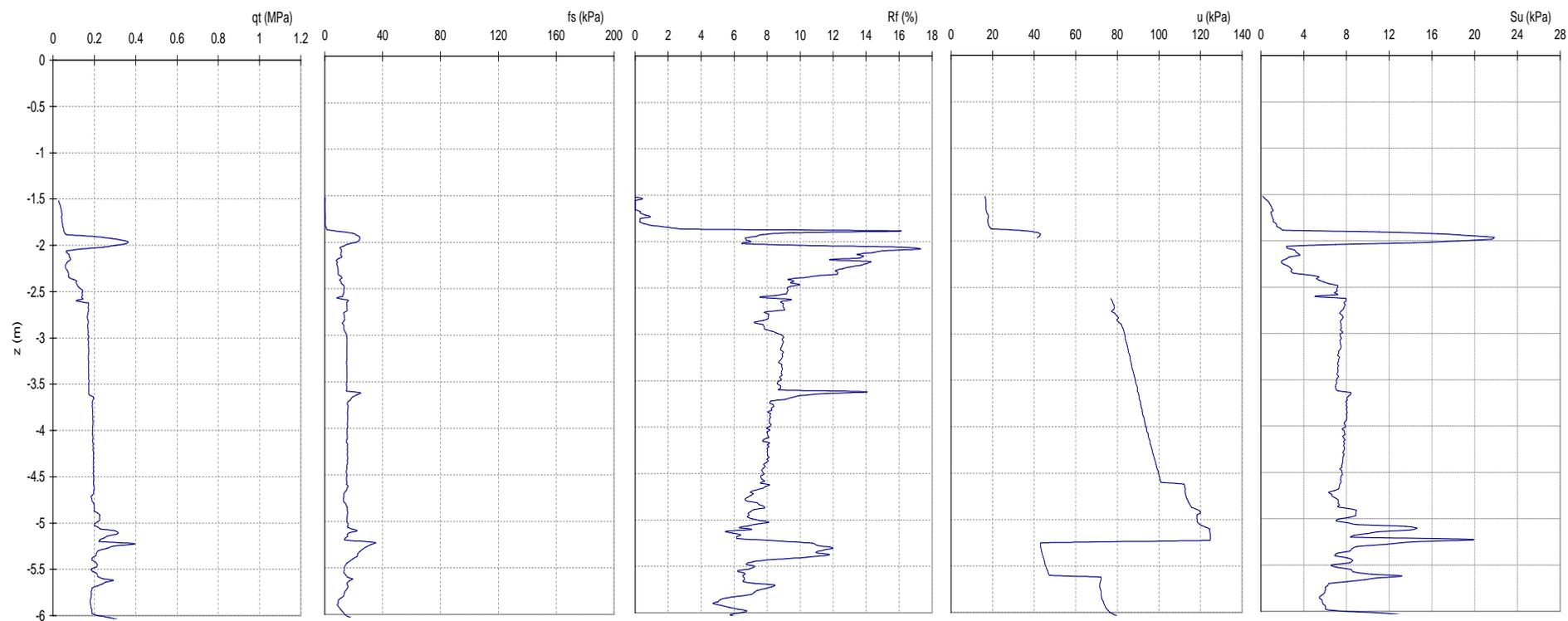
## CPT 5



\* Pré-furo inundado de  $z = 0$  à  $-1,5\text{m}$

**Figura 4.2:** Resultados obtidos no ensaio CPT 5 em argila mole.

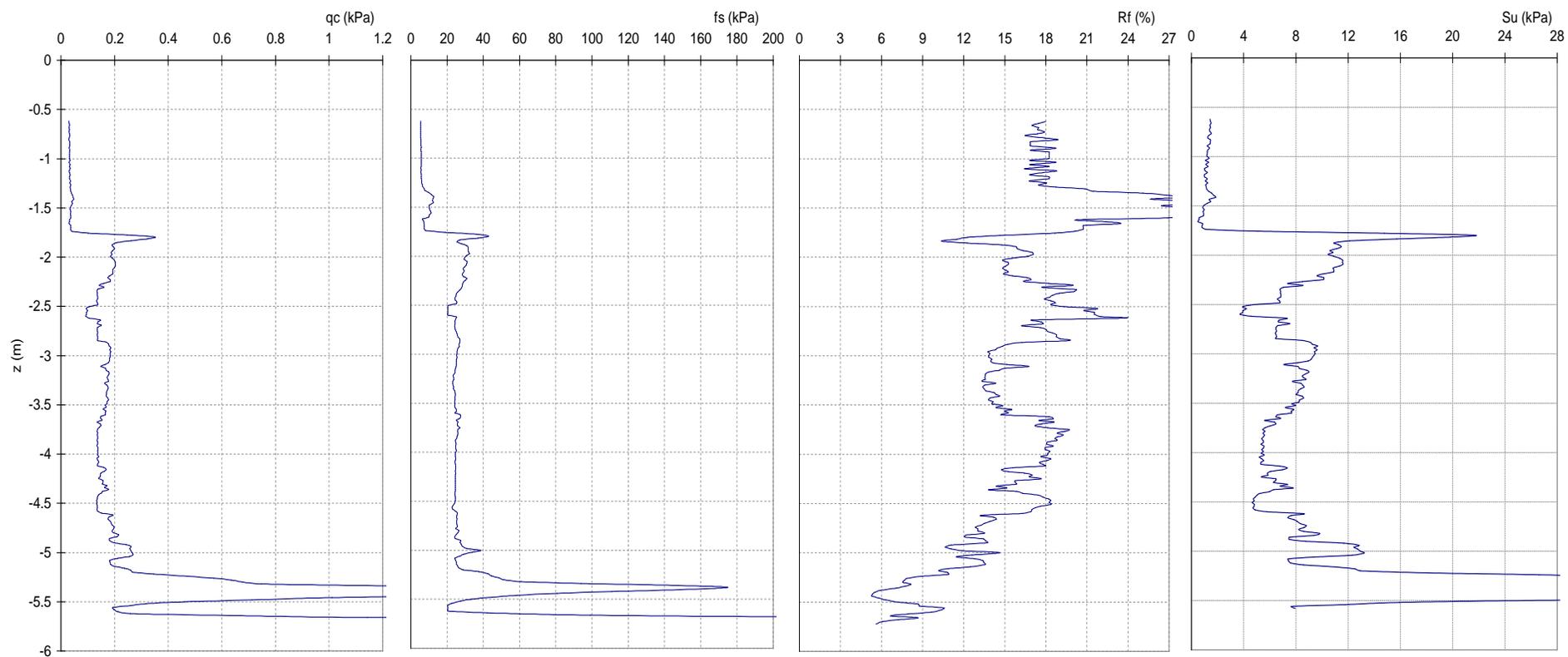
## CPTU 6



\* Pré-furo inundado de  $z=0$  à  $-1,9$ m

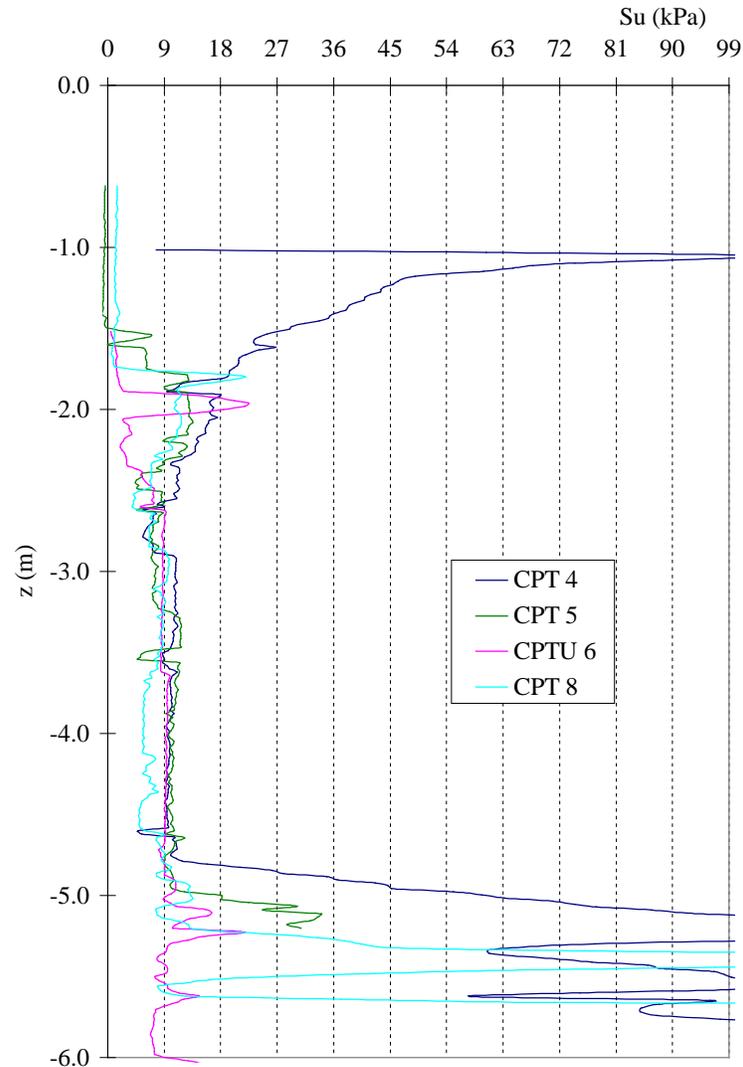
**Figura 4.3:** Resultados obtidos no ensaio CPT 6 em argila mole.

## CPT 8



\* Pré-furo inundado de  $z = 0$  à  $-1,8$ m

**Figura 4.4:** Resultados obtidos no ensaio CPTU 8 em argila mole.



**Figura 4.5:**  $s_u$  versus profundidade dos ensaios em argila mole próximos ao aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre.

#### 4.1.2 CARACTERÍSTICAS DO PERFIL

Os ensaios de piezocone realizados nesta dissertação comprovaram o que já era previsto para a região em estudo, baseado em programas de investigação anteriores realizados no Aeroporto Salgado Filho, próximo ao aterro sanitário (Soares, 1997), e em sondagens realizadas na região do próprio aterro sanitário pela Prefeitura Municipal de Porto Alegre.

A estratigrafia do terreno está resumida na tabela 4.1:

**Tabela 4.1:** Estratigrafia do terreno sob o aterro sanitário.

<b>Cota (m)</b>	<b>Tipo de solo</b>	<b>Faixa de <math>S_u</math> (kPa)</b>	<b><math>S_u</math> adotado (kPa)</b>
0 à -1,80	Crosta superficial	15 à 100	40
-1,80 à -5,00	Argila mole	6 à 10	9
-5,00 à -6,00	Areia	acima de 70	-

Conforme apresentado na tabela 4.1, a camada de argila mole apresenta uma espessura de aproximadamente 3,2 m, abaixo da qual observa-se a presença de uma camada arenosa. Não foi considerado necessário caracterizar mais detalhadamente a areia, na medida em que os problemas de estabilidade e estanqueidade do aterro sanitário são função direta das condições impostas pela presença da argila mole.

Para o estudo de adensamento da camada de argila mole e posterior análise de estabilidade foi necessário adotar valores médios de  $s_u$ , representativos do subsolo. Com base na figura 4.5 e também nos dados obtidos por Soares (1997) para a argila mole do Aeroporto Salgado Filho, próximo ao aterro sanitário em estudo, adotou-se um valor médio de  $s_u$  igual a 40 kPa para a crosta superficial e de 9 kPa para a argila mole.

## **4.2 RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS**

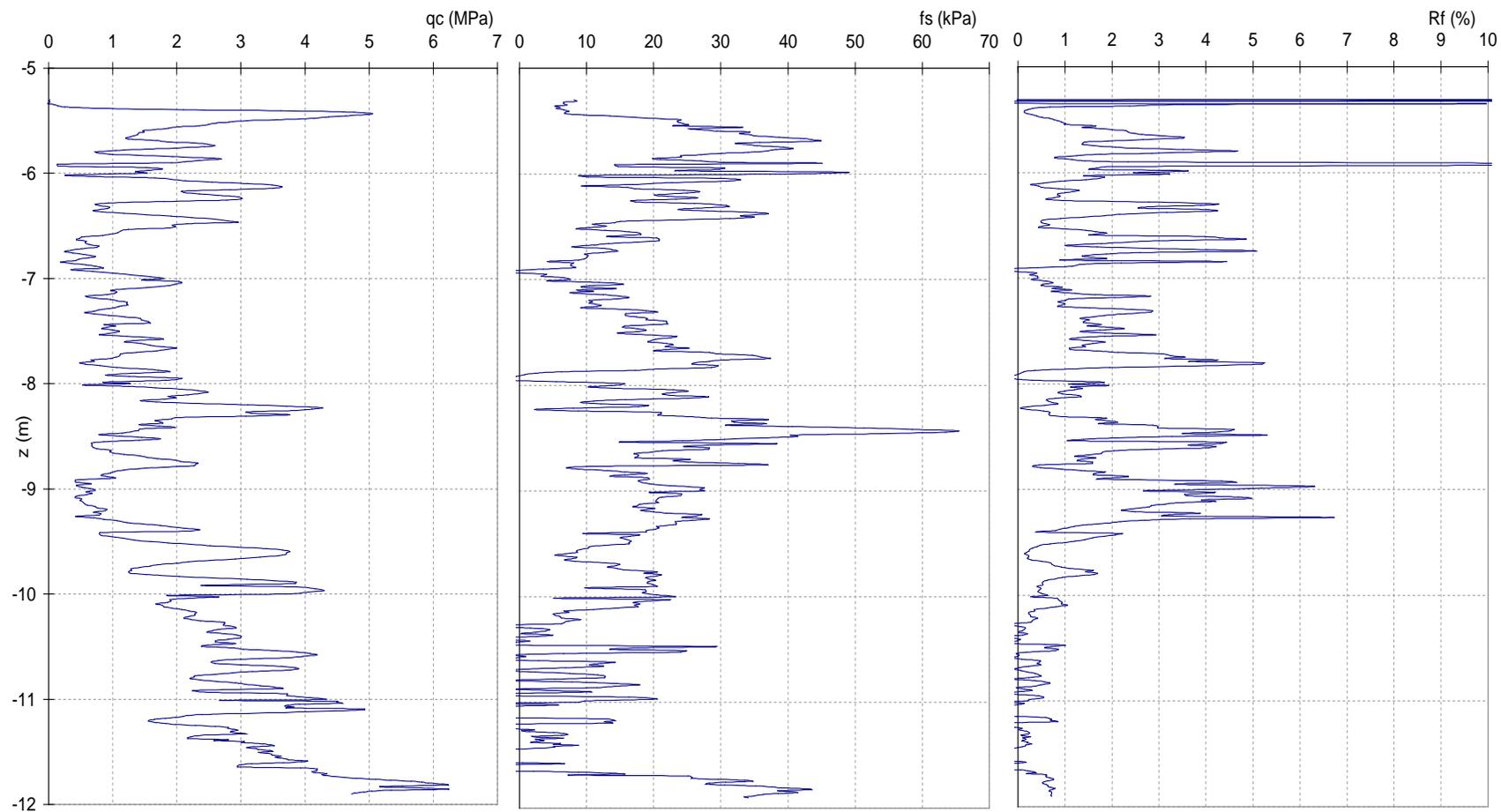
### **4.2.1 ENSAIOS DE CONE ELÉTRICO**

Os resultados dos dois ensaios de cone realizados no aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre são apresentados nas figuras 4.6 e 4.7. Estes ensaios foram realizados à profundidade de até aproximadamente 12m, considerando-se a cota zero como a

superfície do terceiro patamar da célula em estudo, a qual ainda estava em execução durante o último ensaio de cone realizado.

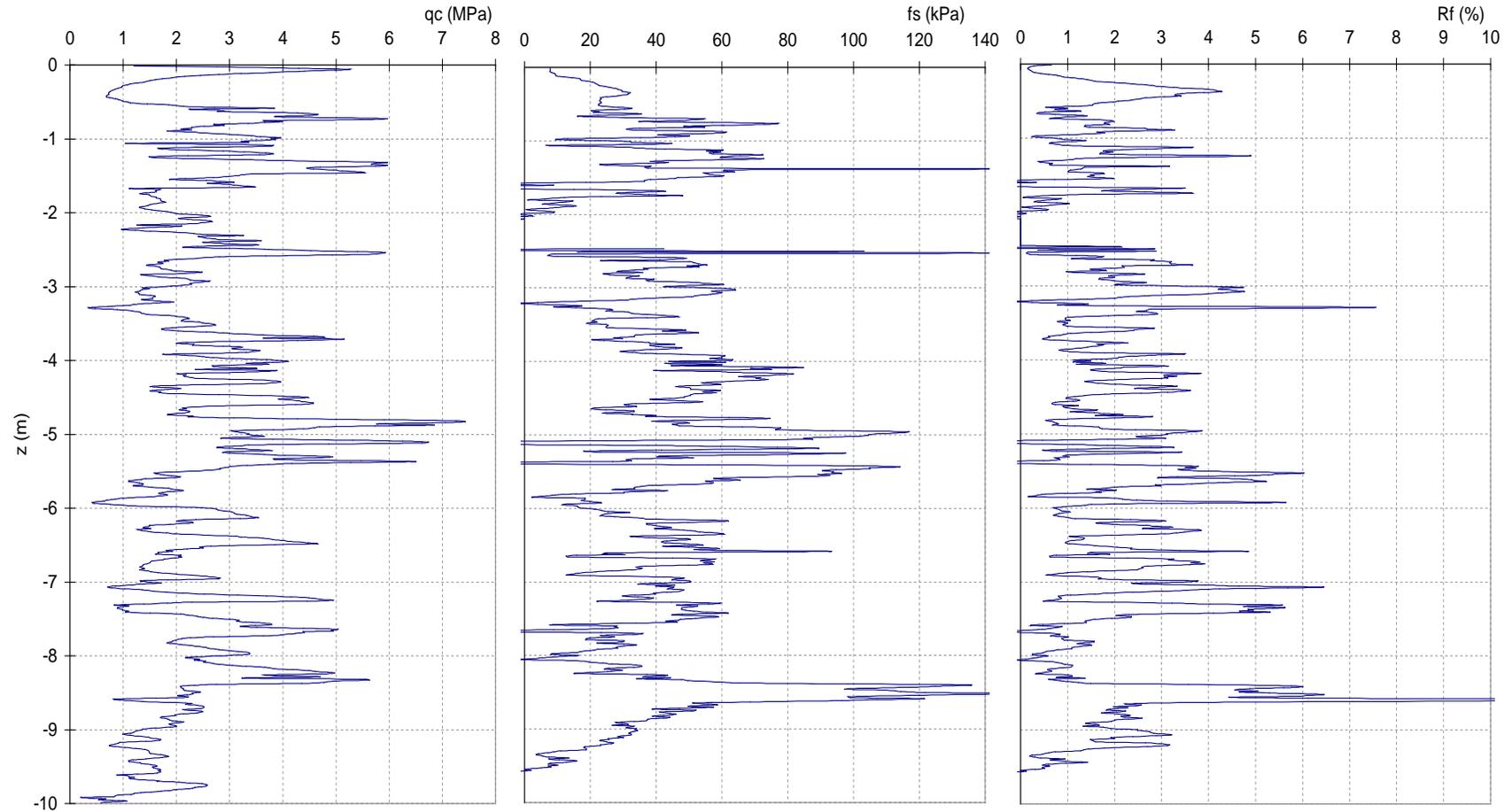
Os resultados de ensaios de cone elétrico constantes nas figuras 4.6 e 4.7 constituem-se em medidas inéditas no Brasil publicadas em literatura e são fundamentais no entendimento do comportamento do material. Também são importantes para a formulação de hipóteses necessárias à análise de estabilidade do aterro sanitário.

## CPT 1



**Figura 4.6:** Resultados do ensaio CPT 1 no aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre

## CPT 2



**Figura 4.7:** Resultados do ensaio CPT 2 no aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre.

Os resultados dos ensaios de cone apresentados nas figuras 4.6 e 4.7 demonstram uma relativa homogeneidade do valor de  $q_c$ , o que torna justificável o uso da mecânica dos meios contínuos para a análise de RSU. Os valores relativamente baixos de  $q_c$  provavelmente se referem à matriz dos resíduos (seção 2.2). Os picos existentes podem ser associados aos materiais fibrosos com maior resistência à tração.

No ensaio CPT 1 observa-se uma tendência de crescimento de  $q_c$  com a profundidade. Já no ensaio CPT 2 o valor de  $q_c$  tende a aumentar até uma profundidade de aproximadamente 5,3m, apresentando então uma redução brusca e novamente uma tendência de aumento até 8,4m. Este ensaio mantém desde o início uma envoltória mínima de resistência de penetração do cone em torno de 1 MPa.

Valores de  $f_s$  negativos a partir de 9,5m (não apresentados no gráfico) podem estar associados a uma instabilidade elétrica da ponte de Wheatstone ou algum efeito do comportamento mecânico do cone, ambos associados a inserção da ponteira em um meio extremamente agressivo, como foi constatado pelo desprendimento da ferrugem das hastes durante os ensaios. Não foi estudado com maior profundidade o motivo exato desta perturbação, por não ser relevante para os objetivos desta dissertação.

Os gráficos de  $R_f$  com a profundidade apresentam valores relativamente baixos ao longo de todo o perfil, associados a valores de  $q_c$  acima de 1 MPa, característicos de solos não coesivos, se utilizada uma interpretação clássica para os resultados. É claro, no entanto, que RSU não podem ser caracterizados através de proposições desenvolvidas para solos transportados, sendo necessário acumular maior experiência para propor formas de classificação destes materiais.

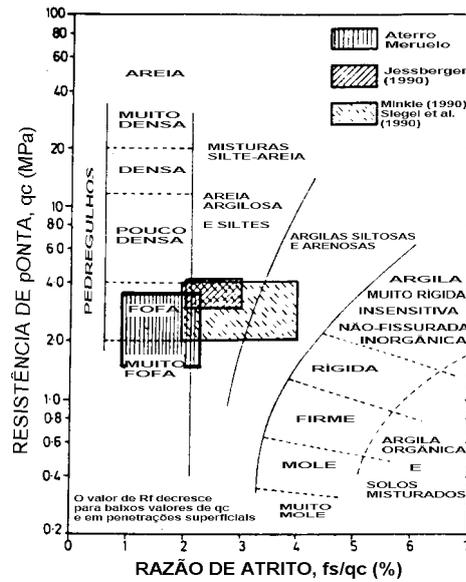
#### 4.2.2 INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

A interpretação dos resultados obtidos no corpo do aterro sanitário, através dos perfis de ensaios de cone, em termos de parâmetros de resistência ao cisalhamento é difícil. Não há suficiente experiência anterior relatada em literatura que possa orientar o engenheiro na seleção de correlações apropriadas, isto é, estabelecidas em condições análogas. O material

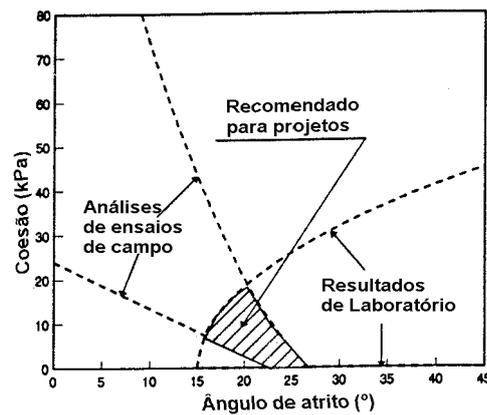
apresenta-se em permanente decomposição, com propriedades variando com o tempo. Finalmente, o estado de equilíbrio hidrostático pode não ser válido para aterros sanitários, pois as pressões de gás e lixiviado podem estar distribuídas erraticamente com a profundidade.

Nestas condições, a determinação de propriedades dos RSU, particularmente os parâmetros de resistência ao cisalhamento, através de medidas de  $q_c$  torna-se virtualmente impossível. No entanto, na ausência de outros ensaios de campo ou de laboratório, procurou-se identificar metodologias que pudessem orientar na solução de análises geotécnicas e estimar a ordem de magnitude da resistência ao cisalhamento dos RSU.

A maioria dos autores que trataram de obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU concorda que este material deve ser interpretado como coesivo friccional. Sánchez-Alciturri et al.(1995) destacam que a análise em termos de  $c=0$  ou  $\phi=0$  é válida para solos convencionais, onde é possível identificar a ocorrência de um destes dois tipos de comportamento. No caso de RSU, não há embasamento teórico ou empírico que indique claramente o comportamento drenante do solo segundo algum dos dois casos limites descritos acima. No entanto, estes autores sugerem que, na eventualidade de ser necessário interpretar os ensaios disponíveis segundo uma das duas hipóteses, deve-se adotar a abordagem desenvolvida para solos não-coesivos. Esta afirmação se justifica por dois motivos principais: (a) através da interpretação de resultados de  $R_f$  obtidos de ensaio de cone em RSU, foi possível observar que estes se enquadrariam em areias fofas ou areias com pouca argila (Figura 4.8), cujas análises podem ser feitas supondo  $c=0$ ; coincidentemente espera-se que a penetração ocorra em condições aproximadamente drenadas devido à alta condutividade hidráulica do RSU; e (b) reunindo resultados de alguns autores (Singh & Murphy, 1990; Jessberger, 1994; Oweis & Khera, 1990 *apud* Sánchez-Alciturri et al., 1995), percebe-se que os resultados de ensaios de laboratório e de análises de ensaios de campo convergem para baixos valores de coesão e para valores de ângulo de atrito interno entre  $15^\circ$  e  $27^\circ$  (Figura 4.9). Ou seja, a componente de atrito dos RSU é aparentemente um fator dominante na determinação de sua resistência ao cisalhamento, sendo a componente coesiva secundária e, para efeito de análise de resultados de cone, desconsiderada sem grande erro. Isto equivale a afirmar que considera-se o atrito entre partículas e desconsidera-se a parcela referente “ao reforço” produzido pela presença de materiais plásticos no interior do aterro.



**Figura 4.8:** Razão de atrito versus  $q_c$  em RSU (Sánchez-Alciturri et al., 1995).



**Figura 4.9:** Parâmetros de resistência ao cisalhamento em RSU (Sánchez-Alciturri et al., 1995).

A interpretação dos resultados de cone em RSU é realizada nesta dissertação através da hipótese de  $c=0$ . Foram utilizadas duas metodologias.

#### Metodologia (a)

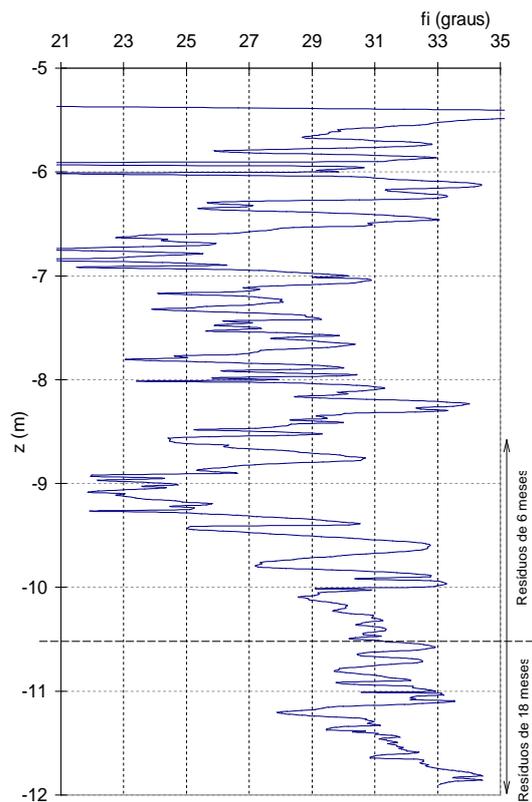
Obtém-se um valor de densidade relativa ( $D_r$ ), através da correlação proposta por Jamiolkowski et al. (1985) para areias limpas:

$$D_R = -98 + 66 \cdot \log_{10} \frac{q_c}{[\sigma'_{vo}]^{0.5}} \quad (4.3)$$

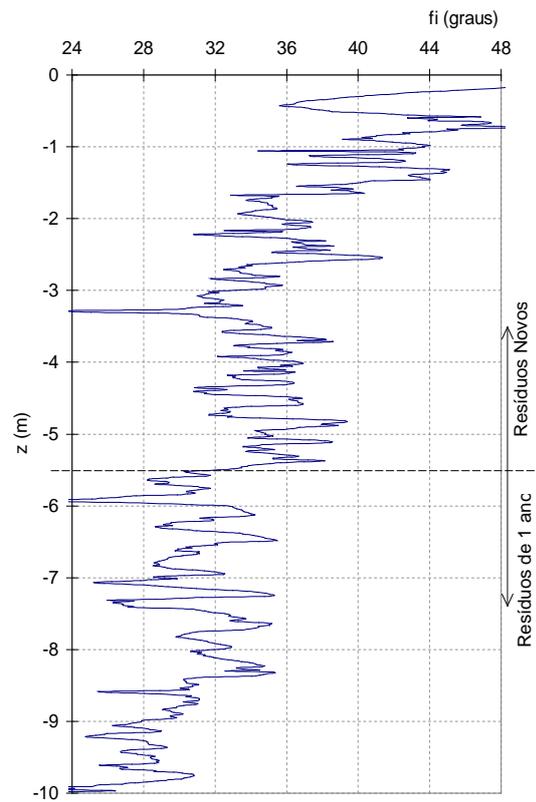
Através da correlação proposta por Bolton (1986) entre densidade relativa e o estado de tensões com ângulo de atrito interno, segundo a teoria do estado crítico para areias limpas, obteve-se valores de  $\phi'$  para os RSU do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre. Estes valores são apresentados nas figuras 4.10 e 4.11.

$$\phi'_p = 28 + 3 \cdot [D_R \cdot (10 - \ln p') - 1] \quad (4.4)$$

As correlações acima, ou quaisquer outras disponíveis na literatura, foram desenvolvidas para areias limpas e não são, em princípio, aplicáveis a RSU. Os valores calculados de  $\phi'$  podem ser considerados um limite superior, pois não consideram a possível existência de finos no material.



**Figura 4.10:**  $\phi$  para ensaio CPT1 em RSU, utilizando Bolton (1986)



**Figura 4.11:**  $\phi$  para ensaio CPT2 em RSU, utilizando Bolton (1986)

Para interpretação dos resultados é importante lembrar que durante os ensaios de cone o aterro sanitário era formado por três patamares, tendo o terceiro (superior) de 5,5m de espessura, o segundo com 5m de espessura e o inferior de 9m de altura. Estes valores são aproximados. Os resultados são resumidos na tabela 4.2.

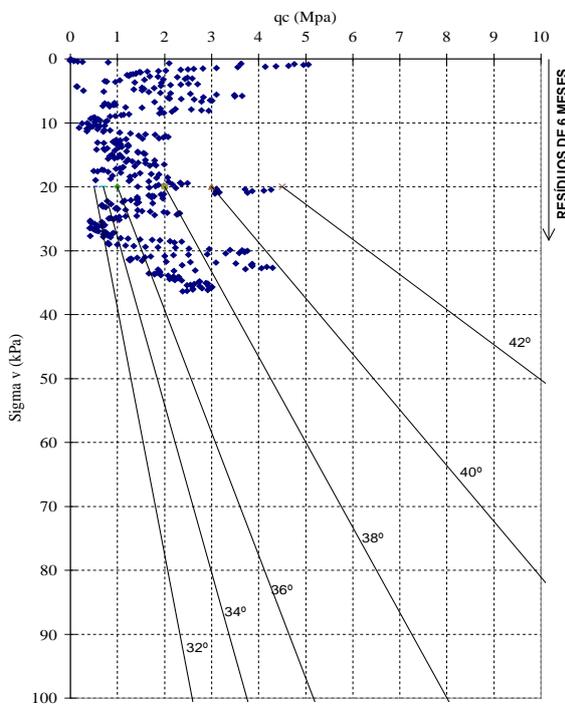
**Tabela 4.2:** Resumo dos resultados de ensaios de cone em RSU em Porto Alegre.

PATAMAR	$q_c$ (MPa)	$f_s$ (kPa)	$R_f$ (%)	$\phi'$ (graus)
0 à -5,5m	1,0 - 4,5	10 - 75	0,5 - 4,5	32 - 44
-5,5 à -10,5m	0,5 - 3,5	7 - 50	0,4 - 4,5	24 - 35
-10,5 à -12m	1,5 - 5,0	-	-	28 - 34

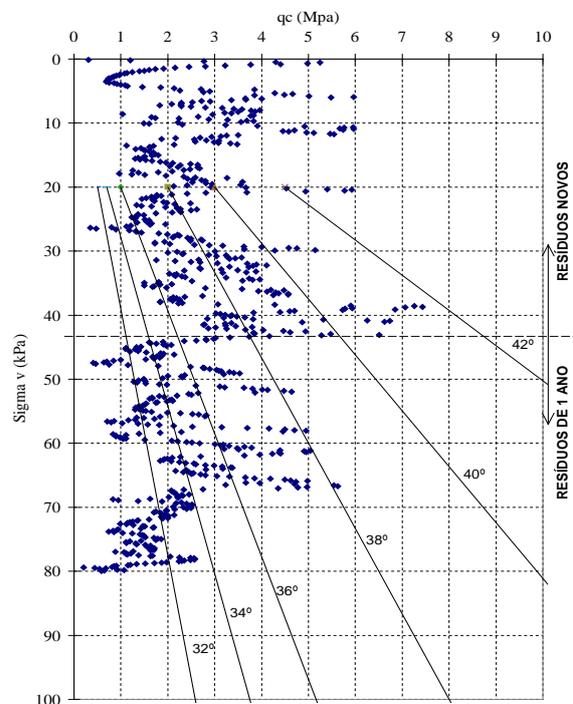
\*Cota zero = superfície superior do terceiro patamar

### Metodologia (b)

Utiliza a correlação entre  $q_c$  e a tensão vertical efetiva, proposta por Durgunoglu & Mitchell (1975) *apud* Meigh (1987). Os resultados dos dois ensaios são apresentados segundo esta correlação nas figuras 4.12 e 4.13.



**Figura 4.12:**  $\phi'$  para o ensaio CPT1 em RSU, utilizando Durgunoglu & Mitchell (1975).



**Figura 4.13:**  $\phi'$  para o ensaio CPT2 em RSU, utilizando Durgunoglu & Mitchell (1975).

Os resultados demonstram uma variabilidade considerável dos valores de  $\phi'$ . No entanto, é possível estabelecer um padrão qualitativo de comportamento.

#### Ensaio CPT1

- no ensaio CPT1, realizado no segundo patamar, previamente à execução do terceiro patamar, obteve-se valores de  $\phi'$  na faixa de 32° à 39°;
- na linha de tendência mínima do ensaio CPT1 encontra-se  $\phi'$  em torno de 33°.

#### Ensaio CPT2

- este ensaio permitiu a comparação entre resultados de RSU novos e de RSU mais antigos (com aproximadamente 1 ano de deposição). Apesar da dispersão observada nos valores previstos do ângulo de atrito interno, observa-se uma variação significativa de comportamento em função do tempo de deposição, cuja transição ocorre aparentemente a uma tensão vertical efetiva em torno de 43 kPa;
- os RSU novos apresentam valores de  $\phi'$  variáveis na faixa de 36° a 41°, com média de aproximadamente 37°;
- os RSU mais antigos, em estado avançado de decomposição, apresentam menor  $\phi'$ , com valor médio de aproximadamente 33°. É interessante notar que os valores previstos para os RSU antigos obtidos através dos resultados do ensaio CPT2 são próximos aos valores obtidos no ensaio CPT1 para RSU com 6 meses de deposição.

### **4.3 INFLUÊNCIA DO ADENSAMENTO NO $S_u$ DA ARGILA**

O adensamento das camadas argilosas sob o aterro sanitário ocorreu devido a uma carga variável com o tempo (função do cronograma de execução do aterro sanitário). Além disto, este adensamento ocorreu de maneira diferenciada na crosta superficial, por se tratar de uma argila pré-adensada, e na camada de argila mole, esta normalmente adensada. Portanto o aumento de resistência ao cisalhamento não-drenada por adensamento será calculado nesta seção separadamente para as duas camadas de argila.

#### 4.3.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA DA ARGILA MOLE

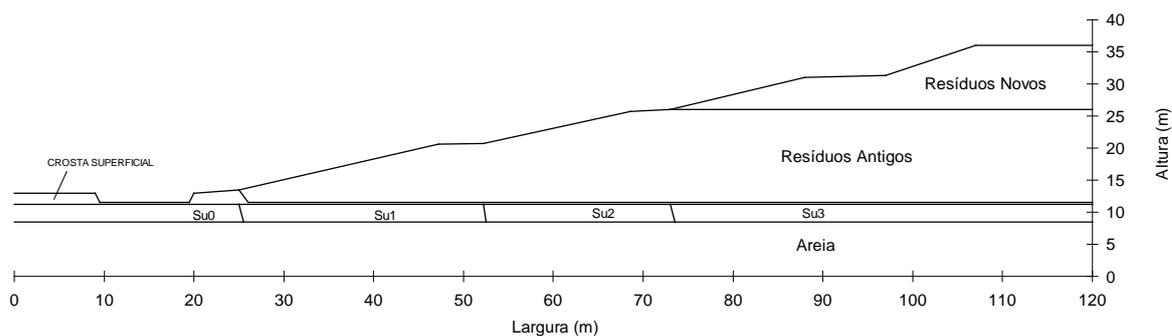
Os parâmetros para cálculo de recalque da camada de argila mole ao lado da base do aterro sanitário, considerados idênticos aos da argila sob o aterro sanitário antes da execução deste, são os seguintes:

$e_0$	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$C_c$
2,05	$1,5 \cdot 10^{-4}$	0,85

Estes parâmetros foram adotados a partir de valores conhecidos para argilas moles com mesma formação geológica que a do depósito em estudo, extensivo às condições iniciais de resistência ao cisalhamento não-drenada. A principal referência considerada foi Soares (1997); o local de estudo deste autor está distante aproximadamente 5 km do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.

Para efeitos de análise de adensamento, a camada de argila mole foi considerada com drenagem dupla por ter no seu limite superior a crosta superficial e no limite inferior solo arenoso, sendo os dois materiais consideravelmente mais permeáveis que a argila mole. A análise de adensamento foi realizada utilizando a teoria de Terzaghi para adensamento unidimensional. Para levar em consideração a influência do carregamento variável com o tempo, foi utilizado o método de Taylor (Taylor, 1948).

Como a altura do aterro sanitário é variável ao longo do seu talude, acréscimos de resistência ao cisalhamento não-drenada diferenciados são esperados na argila mole, junto à base do aterro. Foram consideradas então três regiões de argila mole, com diferentes valores de  $S_u$ , cada qual devido ao adensamento provocado por uma altura média diferente de aterro sanitário, como mostra o perfil da figura 4.14.



**Figura 4.14:** Perfil adotado na análise de adensamento.

Foram consideradas as seguintes hipóteses:

- a altura média de aterro sanitário sob cada região foi alcançada por disposição ininterrupta de RSU desde a data de início de operação do primeiro patamar até o a data do fim da execução do patamar superior;
- cada região possui uma resistência ao cisalhamento não-drenada média ocasionada pela média do aumento de tensão vertical total sobre esta região.

A topografia do aterro sanitário foi obtida durante a execução do terceiro patamar. Portanto, as alturas máximas a serem atingidas no terceiro e quarto patamares foram adotadas como sendo as alturas previstas em projeto.

- *cálculos*

A tabela 4.3 apresenta as datas de início e fim de execução de cada patamar da célula em estudo.

**Tabela 4.3:** Períodos de execução dos patamares do aterro sanitário.

	<b>INÍCIO</b>	<b>FIM</b>
<b>1º PATAMAR</b>	01/07/91	08/03/95
<b>2º PATAMAR</b>	09/03/95	28/03/97
<b>3º PATAMAR</b>	01/04/97	04/09/97
<b>4º PATAMAR</b>	05/09/97	23/10/97

Fonte: Depart. Municipal. de Limpeza Urbana / Prefeitura Municipal de Porto Alegre

Como a previsão do tempo de execução do quarto patamar era não exceder a 2 meses, não foi considerada sua contribuição no adensamento da camada de argila mole. Ou seja, sua execução foi considerada instantânea para efeitos de adensamento.

Com base nas hipóteses de cálculo acima detalhadas, realizou-se o estudo de adensamento da camada de argila mole abaixo do corpo do aterro sanitário, resumido na tabela 4.4. O aumento da altura do aterro sanitário para um último (quinto) patamar não é contemplado nas análises de adensamento realizadas, na medida em que sua construção foi posterior à realização do presente estudo.

**Tabela 4.4:** Resultados obtidos na análise de adensamento

	<b>T'</b>	<b>U'</b> (%)	<b><math>\Delta\sigma'_v</math></b> (kPa)	<b><math>\Delta S_u</math></b> (kPa)	<b><math>S_{u\text{ OUT/97}}</math></b> (kPa)	<b><math>\rho</math></b> (m)
<b>Cálculo de <math>S_{u1}</math></b>	0,909	91	34	11,9	20,9	0,40
<b>Cálculo de <math>S_{u2}</math></b>	0,694	81	69,3	24,3	33,3	0,59
<b>Cálculo de <math>S_{u3}</math></b>	0,647	79	96,4	33,7	42,7	0,68

Sendo:

T': fator tempo do início de construção até Outubro de 1997 calculado pelo método de Taylor (1948), visando consideração da influência do tempo de carregamento;

U': percentagem de excesso de poro pressão dissipada do início de construção do patamar até Outubro de 1997 calculado pelo método de Taylor (1948);

$\Delta\sigma'_v$ : acréscimo da tensão vertical efetiva devido à construção dos patamares em questão até Outubro de 1997,  $\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v \cdot U'$ ;

$\Delta S_u$ : acréscimo de resistência ao cisalhamento não drenada gerado pelo adensamento da argila, dado por  $\Delta S_u = \Delta\sigma'_v \cdot 0,35$  (relação válida para argilas moles normalmente adensadas de Porto Alegre, segundo Soares (1997));

$S_{u \text{ OUT/97}}$ : Resistência ao cisalhamento não drenada da argila mole em outubro de 1997 considerando o ganho de resistência por adensamento;

$\rho$ : recalque calculado da camada de argila mole até outubro de 1997.

Os recalques previstos variam na faixa entre aproximadamente 0,4m e 0,7m. Para as análises de estabilidade optou-se pela adoção de um valor médio de recalques da ordem de 0,5 m para toda a região de fundação abaixo do aterro sanitário.

Também foi calculado um novo peso específico para cada uma dessas zonas para fins de análise de estabilidade, devido ao recalque ocorrido. O cálculo foi realizado obedecendo aos passos expostos a seguir:

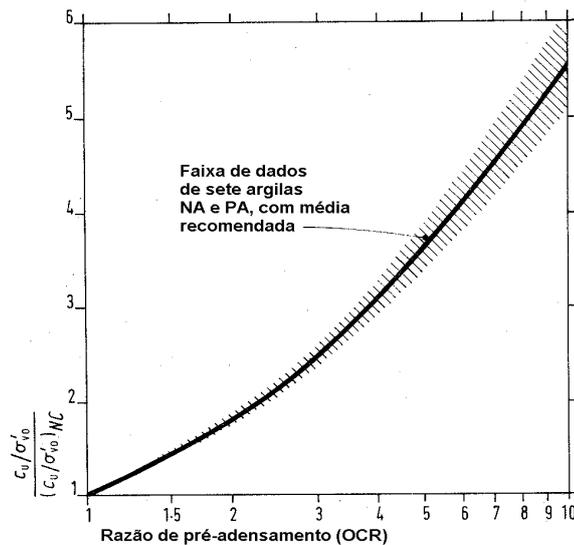
- Peso inicial da camada de argila por metro quadrado (tensão vertical na base):  $\sigma_v = \gamma \cdot h$ , sendo  $\gamma$  o peso específico saturado da argila e  $h$  a espessura inicial da camada de argila;
- Peso de água expulsa no adensamento por metro quadrado:  $P_w = \rho \cdot \gamma_w$ ;
- Peso específico da argila mole após adensamento:  $\gamma_a = (P - P_w)/(h - \rho)$ .

#### 4.3.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADA NA CROSTA SUPERFICIAL

Conforme Soares (1997), a argila da crosta superficial possui um coeficiente de adensamento,  $C_v$ , aproximadamente vinte vezes maior que o da camada de argila mole inferior, resultando em velocidades de adensamento consideravelmente mais rápidas que na argila mole quando submetida a carregamento. A crosta superficial possui ainda um índice de compressão,  $C_c$ , em torno de 2,5 vezes menor que o da argila mole, o que ocasionaria um recalque proporcionalmente menor. Com base nestes dados, optou-se por considerar a completa dissipação das pressões neutras ao final da construção, i.e., o adensamento completo

da camada em outubro de 1997. As análises demonstraram que a magnitude dos recalques são insignificantes para fins práticos (inferiores a 5 cm), devendo-se concentrar apenas no ganho de resistência ao cisalhamento da camada.

Deve-se notar que, por se tratar de uma camada pré-adensada, não foi possível utilizar diretamente a correlação proposta por Soares (1997) para as argilas moles da Grande Porto Alegre, de  $s_u = 0,35 \sigma'_v$ . Na verdade, a correlação  $s_u/\sigma'_v$  em uma argila pré-adensada varia com o valor de OCR, segundo o gráfico apresentado na figura 4.15.



**Figura 4.15:** Relação  $s_u$  x OCR (Schmertman, 1978 *apud* Meigh, 1987)

Segundo Soares (1997), a tensão máxima de pré-adensamento da crosta superficial no Aeroporto Salgado Filho, que é muito semelhante à do aterro sanitário, é de aproximadamente 127 kPa. Portanto, para uma altura de aterro sanitário de 18m (equivalente à altura dos três patamares inferiores), a argila da crosta estaria sob uma tensão vertical igual a  $\sigma'_{vm}$ , i.e., comportando-se como normalmente adensada. Neste caso, a resistência ao cisalhamento não-drenada seria aproximadamente  $s_u = 0,35 (127 \text{ kPa}) = 44,5 \text{ kPa}$ .

Os acréscimos de resistência ao cisalhamento variam do pé ao centro do talude, onde são observadas as alturas máximas de aterro sanitário. A resistência nas zonas potenciais de instabilização variam entre 35 e 45 kPa; na medida em que esta variabilidade não é muito expressiva, optou-se por adotar um valor médio de resistência ao cisalhamento não drenada de 40 kPa para toda a crosta superficial, independente da região considerada.

## CAPÍTULO 5

### 5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Devido à impossibilidade, no atual estado de conhecimento, de determinar com confiabilidade valores exatos de parâmetros de resistência ao cisalhamento em RSU, foram realizados estudos paramétricos na análise de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre. Para tal foram utilizados parâmetros de resistência ao cisalhamento em RSU dentro da faixa de variação, para estes materiais, determinada na literatura até o presente momento. Nesta dissertação, a análise de estabilidade do aterro sanitário foi dividida em duas etapas: (a) análises específicas considerando o aterro sanitário composto por dois materiais com pares  $c'$  e  $\phi'$  diferentes (RSU novos e RSU antigos) e (b) análises paramétricas completas considerando homogênea a massa de RSU. No primeiro caso foram adotados na análise três conjuntos de parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos a partir de RSU em condições similares aos RSU do aterro de Porto Alegre; valores previstos a partir de resultados de ensaios de cone complementaram o cenário proposto. Para a análise paramétrica, os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  variaram dentro dos limites determinados por resultados de ensaios descritos na literatura internacional.

#### 5.1 PROGRAMA PCSTABL 5M

As análises de estabilidade foram realizadas com auxílio do programa computacional PCSTABL versão 5M. Este é um programa computacional para análises de estabilidade de taludes que utiliza métodos de equilíbrio limite. Tal programa foi desenvolvido na *Purdue University* (Achilleos, 1988).

O programa permite a entrada dos seguintes dados:

- Perfil longitudinal: pode ser dividido em camadas não necessariamente horizontais, representando a existência de solos com diferentes características;
- Parâmetros dos solos para cada camada: peso específico do solo no estado natural, peso específico do solo saturado, intercepto coesivo de Mohr-Coulomb, ângulo de atrito interno de Mohr-Coulomb e um número inteiro representando a superfície piezométrica aplicada a este solo;
- Superfície piezométrica: permite representar cargas hidráulicas, não necessariamente hidrostáticas, podendo até mesmo simular artesianismo;
- Sobrecargas superficiais: permite simular sobrecargas estáticas distribuídas, inclinadas ou não, aplicadas em regiões da superfície do terreno;
- Carregamento sísmico: o uso de coeficientes sísmicos permite uma representação pseudo-estática de efeitos sísmicos no modelo de equilíbrio limite;
- Tirantes: permite a simulação de até dez tirantes numa seção longitudinal;

O programa PCSTABL 5M permite a simulação de superfícies de ruptura circulares ou não circulares, sendo que o usuário define a região onde começam e terminam as superfícies simuladas. Também há a possibilidade de impor limites geométricos abaixo dos quais a superfície de ruptura não se desenvolverá. Pode também ser imposta uma “zona de fraqueza” por onde a superfície de ruptura é obrigada a se desenvolver. Este programa permite o uso dos seguintes métodos de análise de estabilidade de taludes: Bishop Simplificado (superfície circular), Janbu Simplificado (superfície circular), Janbu Simplificado (superfície não circular), Spencer (superfície circular) e Spencer (superfície não circular).

Como dados de saída, o programa PCSTABL 5M apresenta dois arquivos. Um arquivo de dados contém a simulação das dez superfícies potenciais de ruptura com menor fator de segurança. O outro arquivo é gráfico, representando estas dez superfícies e destacando a superfície potencial de ruptura com menor fator de segurança. Achilleos (1988) propõe que, se as dez superfícies potenciais de ruptura se encontrarem em uma faixa estreita e, além disto, se

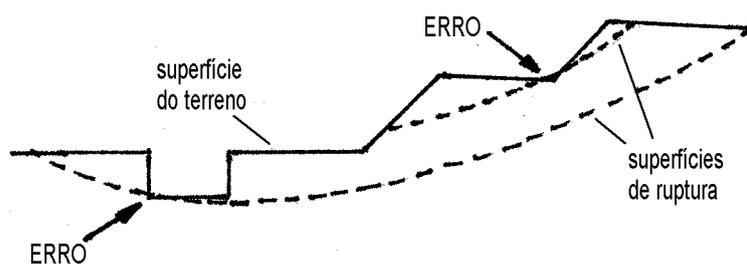
seus fatores de segurança forem próximos, não há necessidade de posterior refinamento na simulação. Caso contrário, deve-se proceder a este refinamento.

## 5.2 PROBLEMAS DE INSTABILIDADE NUMÉRICA

O programa PCSTABL 5M já foi utilizado por vários autores e demonstrou ter uma precisão razoavelmente boa, como por exemplo em retro-análises de rupturas de taludes realizadas por Bressani et al. (1997) em que as condições de contorno em campo eram bem conhecidas (geometria, parâmetros geotécnicos, poro-pressões, etc.) e o valor de FS calculado via PCSTABL 5M foi muito próximo a 1,0.

No entanto, durante as análises de estabilidade realizadas neste trabalho, foram encontrados três problemas referentes ao programa PCSTABL 5M que ocasionavam resultados irrealistas.

- Quando alguma superfície piezométrica tem sua origem não coincidente com a origem das abcissas utilizada na geometria do problema ( $X$  diferente de zero), mesmo que seja indicado ao programa sua desconsideração para todos os materiais, o resultado das simulações é influenciado. A solução adotada foi sempre iniciar o traçado das superfícies piezométricas na origem das abcissas ( $X=0$ ).
- O programa apresenta erros quando a superfície de ruptura testada intercepta a linha que define o nível do terreno (Figura 5.1), abortando a análise independentemente do número de círculos que já tenham sido criados. A solução consiste em iniciar e finalizar as superfícies de ruptura de tal modo que esta situação seja pouco provável.

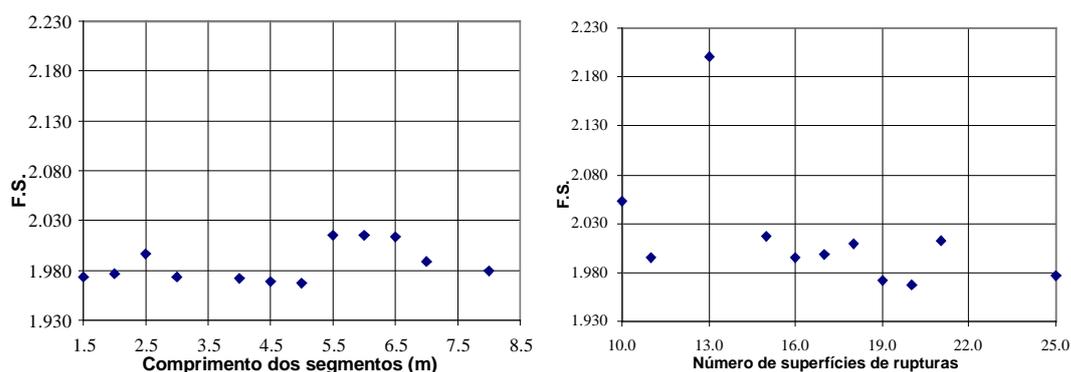


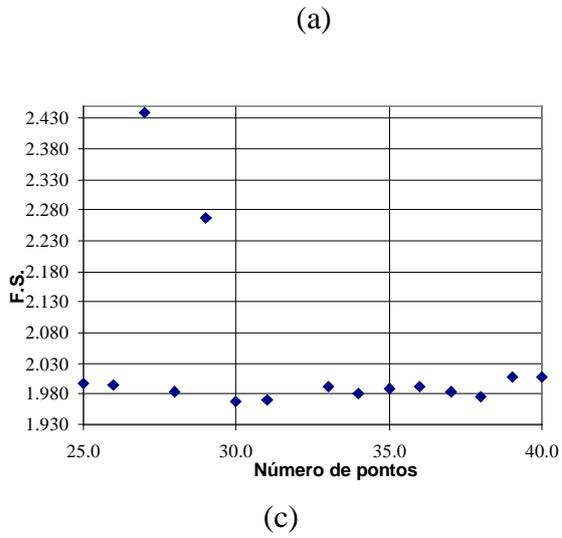
**Figura 5.1:** causa de instabilidade numérica no programa PCSTABL 5M.

- Ao rodar o programa, para um mesmo conjunto de propriedades de comportamento do solo pode-se obter valores de fatores de segurança mínimos distintos. Na opção *Analysis Type* (escolha do método de análise de estabilidade), do menu principal, são atribuídos valores a cinco variáveis: comprimento dos segmentos que definem a superfície de ruptura, número de superfícies de ruptura, zona de início das superfícies de ruptura, zona de encerramento das superfícies de ruptura e número de pontos (em cada faixa de início e fim das superfícies de ruptura). Estas variáveis determinam o número e a geometria das superfícies de ruptura.

Para avaliar a margem de erros que estas alterações induzem, foram realizadas simulações alterando-se as variáveis de controle acima descritas. Os resultados das análises de estabilidade utilizando-se o método de Bishop Simplificado são apresentados nas figuras 5.2 e 5.3. Dependendo da combinação de valores adotada, ocorreram situações com considerável diferença (até 24%) entre os FS mínimos calculados. Cabe notar, entretanto, que na maioria dos casos a variação do FS é em torno de 4%.

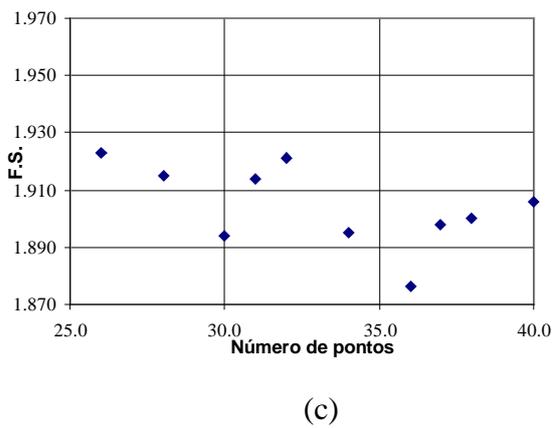
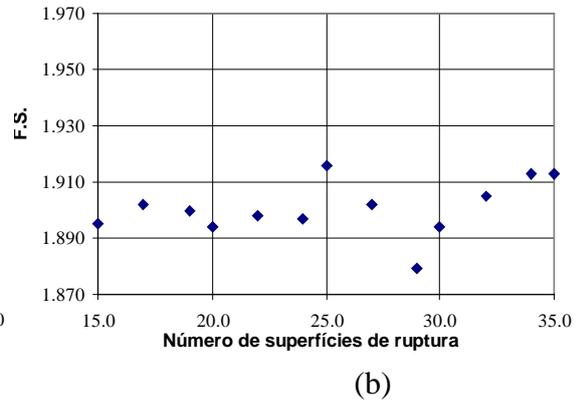
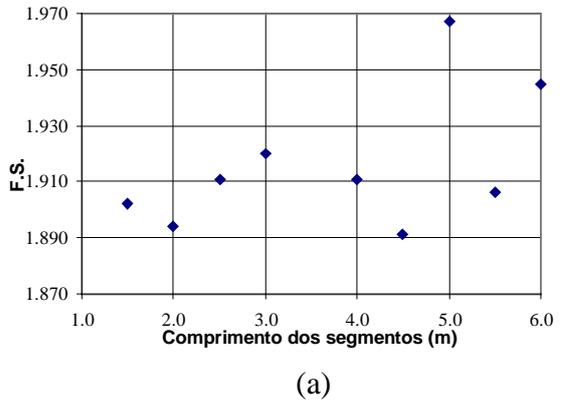
Para o método de Janbu Simplificado (Figuras 5.4, 5.5, 5.6), a variação foi maior, chegando a 45%. Em 50% das combinações de variáveis, o valor de FS mínimo calculado foi 10% maior que o menor valor de FS encontrado.



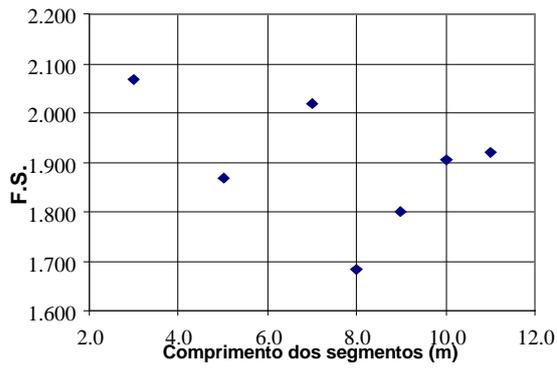


(b)

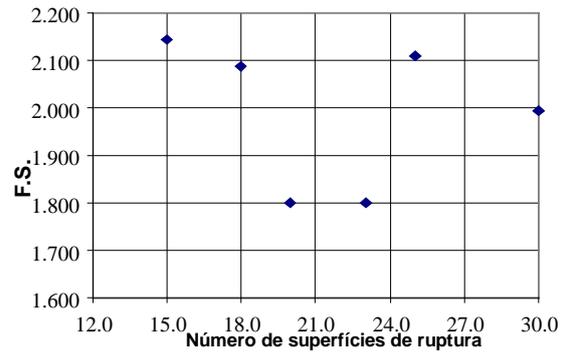
**Figura 5.2:** Análise pelo Método de Bishop Simplificado com parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos de ensaios de cone em RSU. Variação de FS com (a) comprimento dos segmentos que definem a superfície de ruptura, (b) número de superfícies de ruptura geradas a partir de cada ponto inicial e (c) número de pontos iniciais.



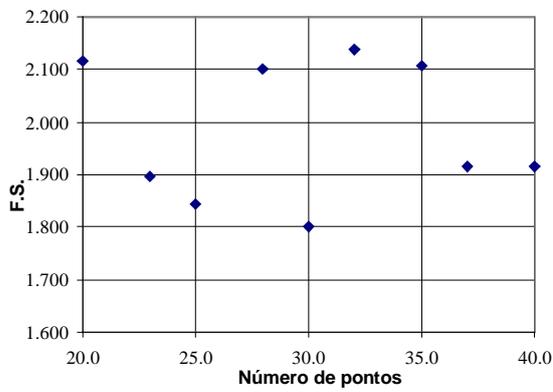
**Figura 5.3:** Análise pelo método de Bishop Simplificado com parâmetros obtidos de retro-análise da ruptura no aterro Bandeirantes. Variação de FS com (a) comprimento dos segmentos que definem a superfície de ruptura, (b) número de superfícies de ruptura geradas a partir de cada ponto inicial e (c) número de pontos iniciais.



(a)

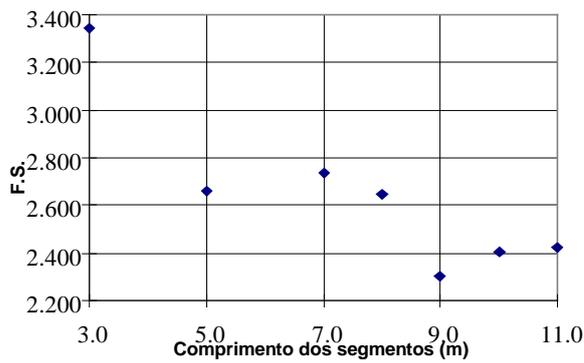


(b)

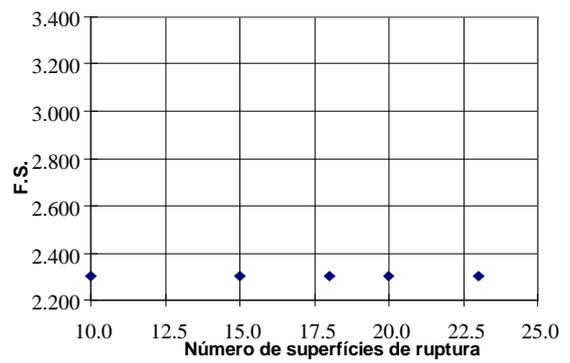


(c)

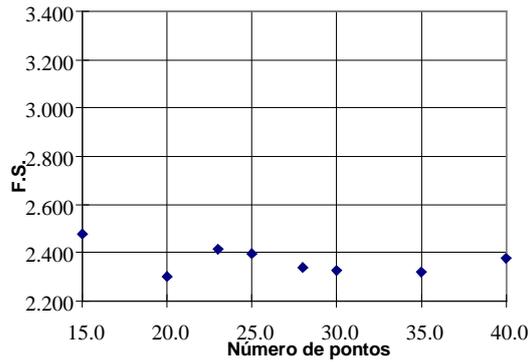
**Figura 5.4:** Análise pelo método de Janbu Simplificado com parâmetros obtidos de ensaio de cone em RSU. Variação de FS com (a) comprimento dos segmentos que definem a superfície de ruptura, (b) número de superfícies de ruptura geradas a partir de cada ponto inicial e (c) número de pontos iniciais.



(a)

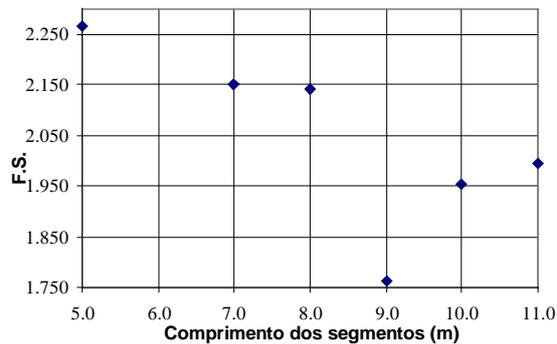


(b)

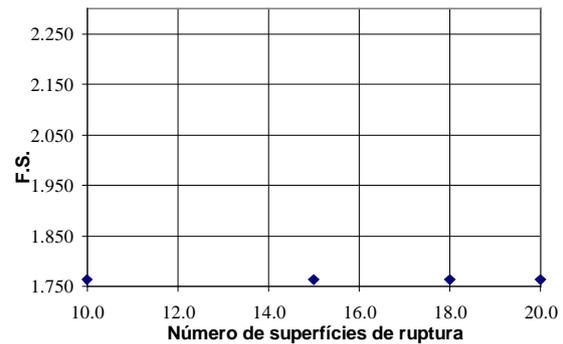


(c)

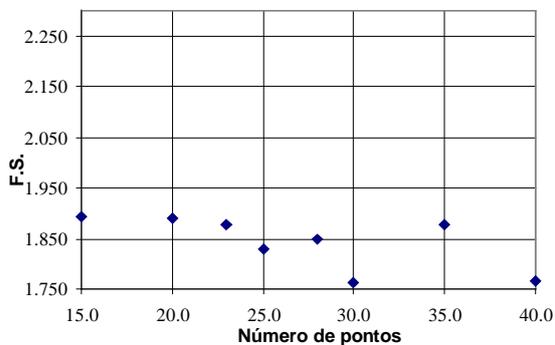
**Figura 5.5:** Análise pelo método de Janbu Simplificado com  $c'=24$  kPa e  $\phi'=33^\circ$ . Variação de FS (a) comprimento dos segmentos que definem a superfície de ruptura, (b) número de superfícies de ruptura geradas a partir de cada ponto inicial e (c) número de pontos iniciais.



(a)



(b)

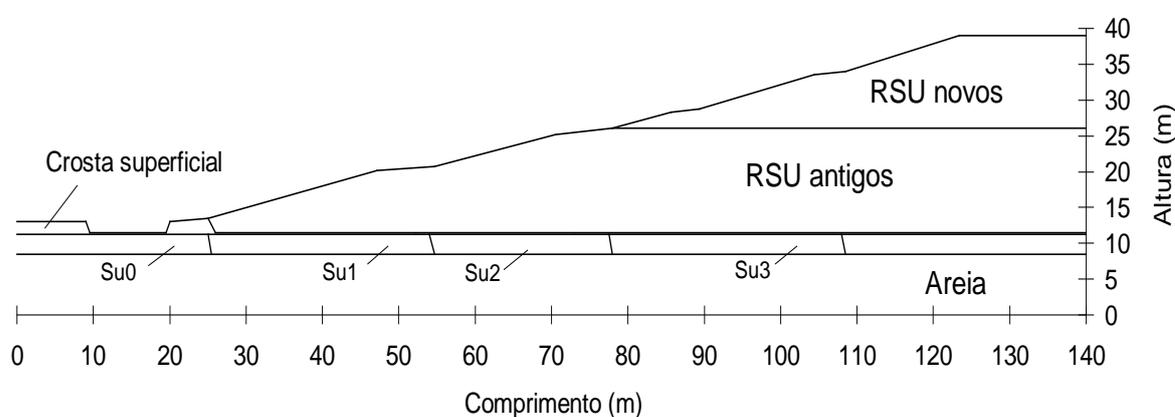


(c)

**Figura 5.6** Análise pelo método de Janbu Simplificado com parâmetros de resistência ao cisalhamento para RSU obtidos de retro-análise da ruptura no Aterro Bandeirantes. Variação de FS com (a) comprimento dos segmentos que definem a superfície de ruptura, (b) número de superfícies de ruptura geradas a partir de cada ponto inicial e (c) número de pontos iniciais.

### 5.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE ESTABILIDADE

O perfil transversal considerado para as análises de estabilidade é apresentado na figura 5.7. Este perfil foi obtido através de levantamento topográfico no aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre em dezembro de 1997, apresentando portanto algumas diferenças em relação ao perfil adotado no estudo de adensamento da argila mole (Figura 4.14). A única hipótese adicional em relação ao perfil transversal adotado foi quanto à altura do patamar superior, a ser executado a partir de dezembro de 1997. Para fins de análise de estabilidade foi considerado que o aterro sanitário seria encerrado com a execução do quinto patamar, prevista para fevereiro de 1998.



**Figura 5.7:** Perfil transversal adotado na análise paramétrica de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre (o significado das regiões  $s_{u0}$  a  $s_{u3}$  está discutido na seção 4.3.1).

Os parâmetros geotécnicos do solo de base do aterro sanitário, adotados em todas as análises de estabilidade, foram baseados nos resultados de ensaios de cone realizados nesta dissertação e em dados apresentados em literatura (Soares, 1997). Estes parâmetros são apresentados na tabela 5.1.

**Tabela 5.1:** Parâmetros geotécnicos adotados nas simulações

SOLO	Su (kPa)	$\phi'$ (graus)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	
			Úmido	Saturado
Areia	-	35	19	19

Argila	S <sub>u0</sub>	S <sub>u1</sub>	S <sub>u2</sub>	S <sub>u3</sub>	-	S <sub>u0</sub>	S <sub>u1</sub>	S <sub>u2</sub>	S <sub>u3</sub>	S <sub>u0</sub>	S <sub>u1</sub>	S <sub>u2</sub>	S <sub>u3</sub>
Mole	9.0	20.9	33.2	42.7	-	13	13.5	13.7	13.9	13	13.5	13.7	13.9
Crosta Sup.	40				-	16				16			

No aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre, o nível d'água encontrava-se em torno de 1,0 m abaixo da superfície do terreno natural durante a realização dos ensaios de cone na argila mole. No entanto, para efeitos de análise de estabilidade, considerou-se o nível de água na superfície do terreno natural, situação mais desfavorável e de ocorrência comum em épocas mais chuvosas (por exemplo, outubro de 1997). Considerou-se que os RSU possuem um peso específico de  $7,5 \text{ kN/m}^3$ , como discutido no item 2.2.4 desta dissertação.

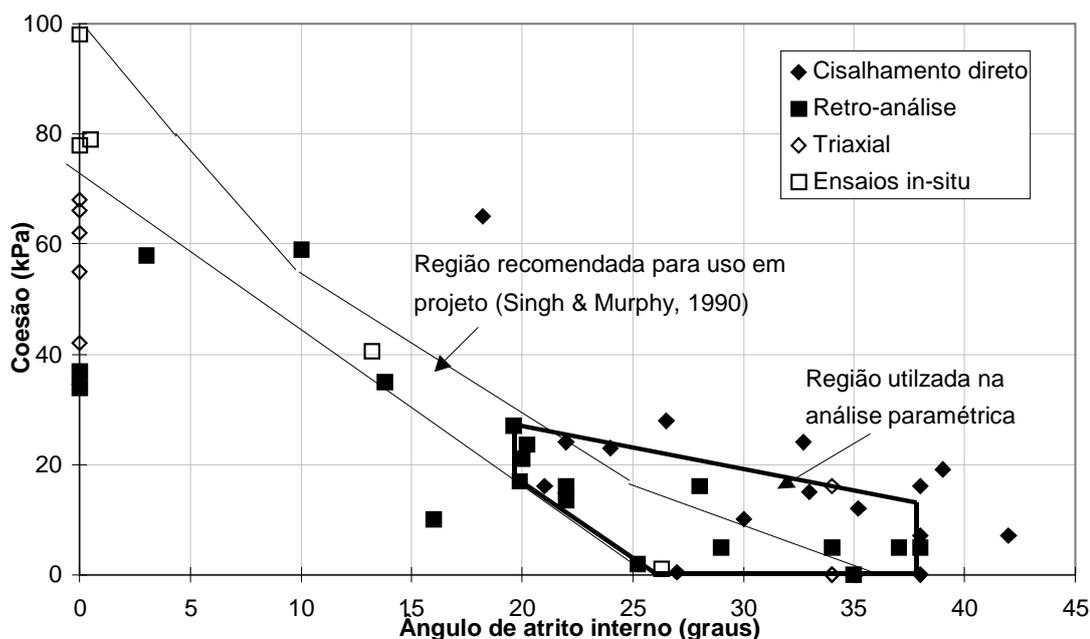
A escolha da faixa de variação de valores de  $c'$  e  $\phi'$  para a análise paramétrica foi baseada na figura 2.15, que resultou de uma compilação de resultados experimentais publicados na literatura. Nesta figura, percebe-se claramente que os resultados de ensaios em RSU estão concentrados fundamentalmente em duas regiões; a primeira região refere-se à adoção da resistência ao cisalhamento não-drenada para representar o comportamento dos RSU ( $\phi = 0$ ) e a segunda região refere-se à hipótese que os RSU tenham uma natureza coesivo-friccional ( $c' < 30 \text{ kPa}$  e  $20^\circ < \phi' < 40^\circ$ ).

A primeira região ( $\phi = 0$ ), como anteriormente discutido no capítulo 2, é produto de ensaios não-drenados, o que provavelmente não representa o mecanismo de ruptura em um aterro sanitário. Esta afirmação é baseada no fato de que os RSU possuem um coeficiente de condutividade hidráulica na faixa de  $10^{-3} \text{ m/s}$  a  $10^{-5} \text{ m/s}$ , onde é improvável a ocorrência de uma ruptura não-drenada. Este argumento é reforçado pelas considerações de Sánchez-Alciturri et al. (1995), conforme apresentado no item 4.2.2. Os autores reforçam a natureza coesivo-friccional dos resíduos sólidos urbanos, porém sugerem que, caso seja necessário para viabilizar a interpretação de alguns ensaios, considere-se a coesão nula. Neste caso, a resistência ao cisalhamento é governada pela parcela de atrito do material.

Também com base nos argumentos apresentados acima, a análise de estabilidade será realizada em termos de tensões efetivas. Supõe-se neste caso que a alta condutividade hidráulica dos RSU evite a geração de excesso de poro-pressão. Como já foi dito

anteriormente, a única poro-pressão considerada será a piscina de lixiviado de 1,5 m de profundidade, na base do aterro sanitário.

Com base nos argumentos expostos acima e nos resultados experimentais relatados na literatura, propõe-se uma nova região de ocorrência de valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU a ser utilizada na análise paramétrica de estabilidade desenvolvida nesta dissertação (Figura 5.8). A região adotada coincide, no seu limite inferior, com a região proposta por Singh & Murphy (1990). No entanto, abrange alguns valores acima do seu limite superior. A maioria destes valores superiores provêm da revisão bibliográfica realizada nesta dissertação, não sendo portanto contemplados na proposta original de Singh & Murphy (1990).

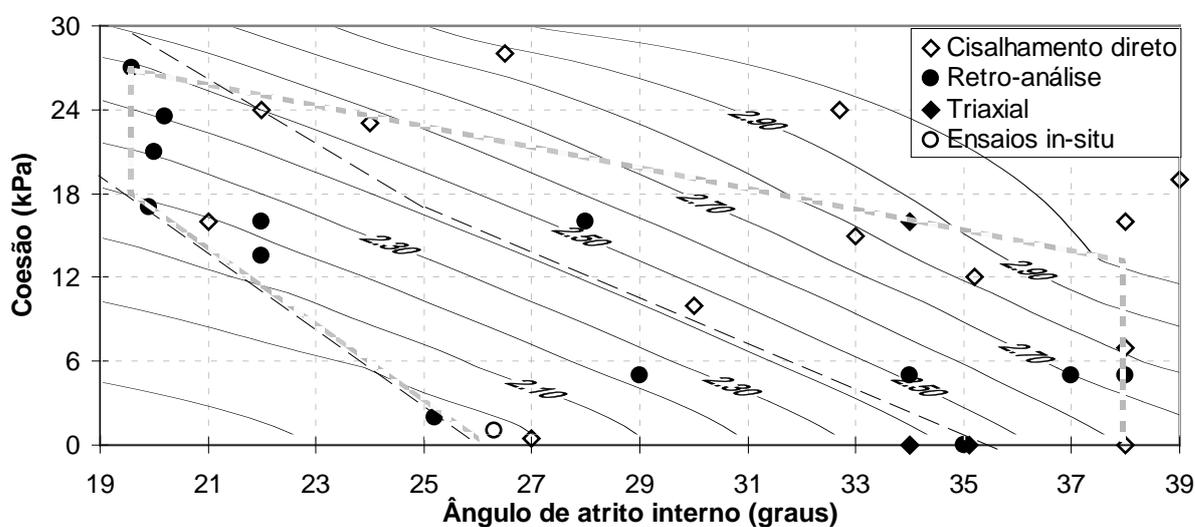


**Figura 5.8:** Região no gráfico  $c' \times \phi'$  utilizada na análise paramétrica de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre..

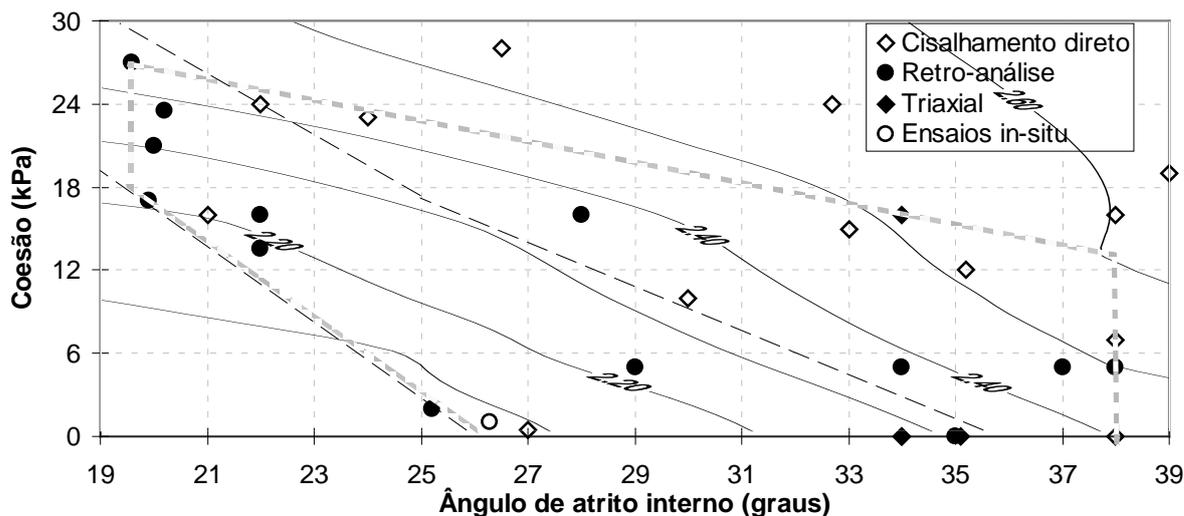
A nova proposição é utilizada no estudo paramétrico, desenvolvido para avaliar as condições de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre. Esta região foi dividida em uma malha de 31 nós equidistantes. Para cada par  $(c', \phi')$  foi realizada uma análise de estabilidade, resultando um FS mínimo referente a este par. Estes valores de FS

foram então plotados no gráfico “intercepto coesivo x ângulo de atrito interno” e, através de interpolação linear, foram traçadas curvas de mesmo FS (iso-FS).

Os métodos utilizados nas análises paramétricas de estabilidade foram (a) Bishop Simplificado e (b) Spencer (não-circular), este a partir da superfície potencial de ruptura crítica encontrada pelo método de Janbu (não-circular). As curvas de iso-FS referentes ao método de Bishop Simplificado são representadas na figura 5.9 e as referentes ao método de Spencer não-circular na figura 5.10.

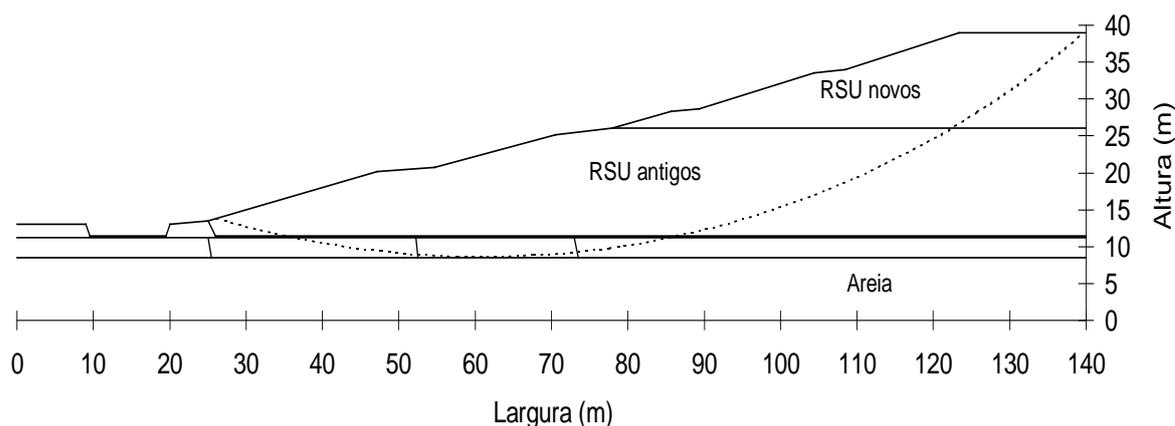


**Figura 5.9:** Curvas de igual FS obtidas através do método de Bishop Simplificado.

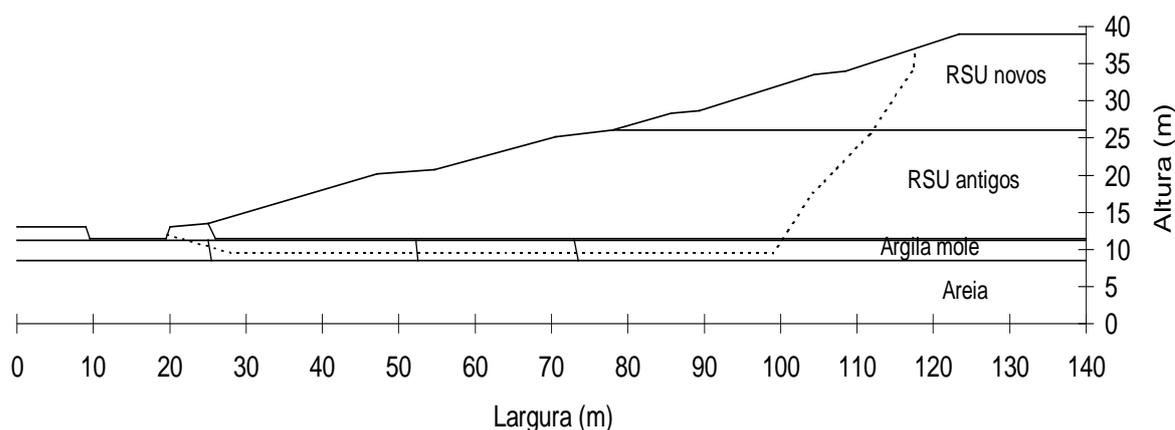


**Figura 5.10:** Curvas de igual FS obtidas através do método de Spencer, considerando superfícies de ruptura não-circulares.

A figura 5.9 mostra que no método de Bishop Simplificado os valores de FS variaram na faixa de 2.0 a 3.0, para a região de estudo. Já na figura 5.10, percebe-se que o FS, pelo método de Spencer, variou de 2.1 a 2.6. Na região proposta por Singh & Murphy (1990), com  $\phi > 20^\circ$ , o FS variou de 2.0 a 2.6 pelo método de Bishop Simplificado e variou de 2.1 a 2.5 pelo método de Spencer. Esta variação maior observada no método de Bishop Simplificado se explica pelo fato da superfície potencial de ruptura crítica obtida para cada par  $(c', \phi')$ , sendo obrigatoriamente circular, desenvolver-se no interior da massa de RSU em uma extensão maior do que a prevista pelo método de Spencer (Figura 5.11). O valor de FS obtido pelo método de Bishop Simplificado torna-se portanto mais sensível à variação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos RSU. Já no método de Spencer (não-circular), a superfície potencial de ruptura crítica desenvolveu-se preferencialmente na camada de argila mole (Figura 5.12), sendo menos sensível às variações dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos RSU.



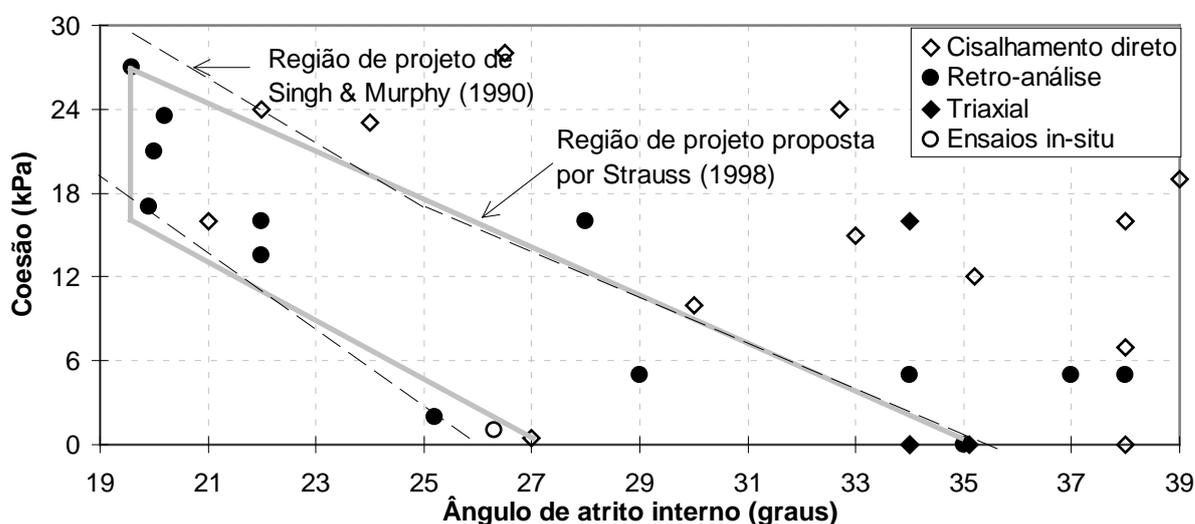
**Figura 5.11:** Forma padrão das superfícies potenciais de ruptura crítica obtidas no método de Bishop Simplificado.



**Figura 5.12:** Forma padrão das superfícies potenciais de ruptura crítica obtidas pelo método de Janbu (não-circular).

Percebe-se, na figura 5.11, que a superfície potencial de ruptura crítica, obtida pelo método de Bishop Simplificado, tem na camada de areia um limite para seu desenvolvimento, o que era previsível devido à sua maior resistência ao cisalhamento em comparação à camada de argila mole. Também vale destacar que a ruptura termina no pé do talude, justamente no canal de drenagem lateral do aterro sanitário, situação normal nestas condições. Na figura 5.12 fica clara a tendência da superfície potencial de ruptura crítica em desenvolver-se ao longo da camada de argila mole, devida à sua baixa resistência ao cisalhamento em comparação com os outros materiais envolvidos. O desenvolvimento desta superfície no interior dos RSU se deu de forma íngreme até atingir a camada de argila mole.

Nos resultados da análise paramétrica de estabilidade é interessante notar que o limite superior da região proposta por Singh & Murphy (1990) é quase paralelo às iso-FS calculadas pelos dois métodos. Esta observação reforça a adoção dos limites estabelecidos empiricamente a partir dos valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos experimentalmente. Reconhecidas as dificuldades em medir corretamente a magnitude da resistência mobilizada em RSU, a região proposta no presente trabalho pode servir de base a estimativas de projeto nestes materiais. No entanto, a observação detalhada das figuras 5.9 e 5.10 permite estabelecer novas considerações. Na região anteriormente proposta o FS variou, no método de Spencer, em até 24% e no método de Bishop Simplificado em até 50%. Uma abordagem mais conservadora, compatível com materiais extremamente heterogêneos e pouco estudados, pode ser adotada. Para isto pode-se redefinir os limites propostos, eliminando-se a região superior e adotando-se  $19,5^\circ < \phi' < 35^\circ$  e  $0 < c' < 27 \text{ kPa}$ , dentro das fronteiras definidas na figura 5.13. Esta nova região proposta ainda abrange uma expressiva quantidade de resultados de ensaios em RSU, mas diminui a variação do FS a 16% para o método de Spencer e a 26% para o método de Bishop Simplificado. Além disto, o limite superior desta região acompanha a inclinação das curvas iso-FS calculadas para este caso em especial.



**Figura 5.13:** Região de parâmetros de resistência ao cisalhamento proposta para uso em projetos de aterros sanitários.

#### 5.4 ANÁLISE ESPECÍFICA DE ESTABILIDADE

Nesta etapa do trabalho, foram realizadas 20 análises de estabilidade específicas para o aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre. Os dados geotécnicos da camada de argila mole são idênticos aos utilizados no ítem anterior. No entanto, foram utilizados quatro conjuntos de parâmetros de resistência ao cisalhamento em RSU para estas análises de estabilidade. Cada conjunto é formado por dois pares de parâmetros ( $c'$ ,  $\phi'$ ), sendo um par referente a resíduos novos (com menos de um ano de deposição) e o outro referente a resíduos antigos. Estes parâmetros de resistência ao cisalhamento são apresentados na tabela 5.2, sendo a simbologia RSU1 referente aos resíduos novos e RSU2 referente aos resíduos antigos.

**Tabela 5.2:** Parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU utilizados nas análises de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.

<b>Origem</b>	<b>Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento</b>
Esta dissertação	RSU1: $\phi'=35$ ; $c'=0$ ; RSU2: $\phi'=31$ ; $c'=0$
Kavazanjian et al. (1995)	RSU1*: $\phi'=0$ ; $s_u=24$ kPa; RSU2*: $\phi'=33$ ; $c'=0$ kPa
Kaioto & Cepollina (1996) considerando boa drenagem no aterro	RSU1: $\phi'=28$ ; $c'=16$ kPa RSU2: $\phi'=22$ ; $c'=16$ kPa
Kaimoto & Cepollina (1996) considerando má drenagem no aterro	RSU1: $\phi'=28$ ; $c'=16$ kPa RSU2: $\phi'=22$ ; $c'=13.5$ kPa

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento apresentados na tabela 5.2 com origem nesta dissertação foram obtidos através de ensaios de cone, conforme discutido na seção 4.2.2. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU apresentados por Kavazanjian et al. (1995) resultaram de correlações propostas com base em resultados de diferentes ensaios em RSU relatados na literatura. Segundo os mesmos autores, os parâmetros de resistência ao

cisalhamento de RSU podem ser classificados da seguinte forma: RSU1\* - resíduos sob uma tensão normal menor que 30kPa e RSU2\* - resíduos sob uma tensão normal maior que 30 kPa. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU apresentados por Kaimoto & Cepollina (1996) são resultados de uma retro-análise da ruptura ocorrida no sub-aterro AS-1 do Aterro Bandeirantes, em São Paulo. Estes últimos foram adotados para a presente análise de estabilidade pelo fato da composição dos RSU no Aterro Bandeirantes ser semelhante à dos RSU no aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre, com uma taxa de matéria orgânica em torno de 60%.

Foi considerado, para a análise de estabilidade, o mesmo perfil transversal do aterro sanitário adotado na análise paramétrica. Os métodos de análise de estabilidade utilizados foram Bishop Simplificado, Janbu (circular), Janbu (não circular), Spencer (circular) e Spencer (não circular). O método de Spencer foi utilizado duas vezes para cada conjunto de parâmetros de resistência ao cisalhamento, uma vez tomando por base a superfície potencial de ruptura encontrada pelo método de Bishop Simplificado e outra vez pelo método de Janbu (não circular). Os resultados das análises de estabilidade são apresentados na tabela 5.3.

**Tabela 5.3:** Resultados das análises de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre.

<b>Caso</b>	<b>Parâmetros de Resist. ao Cisalh.</b>	<b>Janbu (circl)</b>	<b>Bishop Simplif.</b>	<b>Janbu (não circl)</b>	<b>Spencer (circl)</b>	<b>Spencer (não circl)</b>
1	RSU1: $\phi'=35$ ; $c'=0$ RSU2: $\phi'=31$ ; $c'=0$	2.2	2.3	2.1	2.2	2.2
2	RSU1*: $\phi'=0$ ; $c'=24$ kPa RSU2*: $\phi'=33$ ; $c'=0$ kPa	2.2	2.3	2.3	2.3	2.5
3	RSU1: $\phi'=28$ ; $c'=16$ kPa RSU2: $\phi'=22$ ; $c'=16$ kPa	2.2	2.3	2.2	2.2	2.3
4	RSU1: $\phi'=28$ ; $c'=16$ kPa RSU2: $\phi'=22$ ; $c'=13.5$ kPa	2.1	2.2	2.2	2.2	2.3

Caso 1: Dados obtidos de ensaios de cone nesta dissertação;

Caso 2: Dados obtidos de Kavazanjian et al.(1995);

Caso 3: Retro-análise da ruptura no Aterro Bandeirantes, considerando boa drenagem (Kaimoto e Cepollina, 1996);

Caso 4: Retro-análise da ruptura no Aterro Bandeirantes, considerando má drenagem (Kaimoto e Cepollina, 1996);

As formas das superfícies potenciais de ruptura críticas obtidas pelos métodos de Bishop Simplificado, Janbu (circular) e Spencer (circular) são semelhantes à forma padrão apresentada na figura 5.11. As formas das superfícies obtidas pelos métodos de Janbu (não-circular) e Spencer (não-circular) são por sua vez semelhantes à da figura 5.12.

Na análise específica de estabilidade, os valores dos fatores de segurança variaram de 2,1 a 2,5 (faixa de variação: 19%). Se for desconsiderado o valor de 2,5, valor atípico dentro da tabela, a faixa de variação dos valores de FS reduz para 9,5%. A variação dos valores de FS de caso para caso dentro do mesmo método de análise de estabilidade ficou entre 9,5% e 13,5%. Já a diferença entre os valores de FS, dentro do mesmo método de análise de estabilidade, variou de 5% para o método de Janbu (circular), até 13,5% para o método de Spencer (não-circular).

Observa-se que, com exceção de um caso, o método de Spencer (utilizando a superfície potencial de ruptura crítica encontrada pelo método de Bishop Simplificado) resultou em um FS menor que o encontrado pelo próprio método de Bishop Simplificado. Já o método de Spencer, utilizando a superfície potencial de ruptura crítica encontrada pelo método de Janbu (não-circular), resultou em um FS maior que o encontrado pelo próprio método de Janbu (não circular). Isto é consistente com o gráfico comparativo entre os diferentes métodos de análise de estabilidade apresentado na figura 2.29.

## **5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

As análises de estabilidade apresentadas neste capítulo, tanto paramétricas como específicas, resultaram em valores de FS acima de 1,9. Isto indica que, mesmo adotando valores conservadores de parâmetros de resistência ao cisalhamento para os RSU, o aumento de altura do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre para 26 m não aparenta representar um risco à sua estabilidade. Este resultado possivelmente decorre de: (a) baixo peso específico dos RSU; (b) tempo de disposição de RSU muito longo, permitindo ganhos de resistência ao

cisalhamento não-drenada da argila mole por adensamento; (c) pequena espessura da camada de argila mole, acelerando este adensamento; (d) camada arenosa resistente a pequena profundidade e (e) consideração, na análise de estabilidade, da resistência ao cisalhamento dos RSU.

Estas análises mostraram que, para o caso deste aterro sanitário, a variabilidade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU, na faixa provável de ocorrência, corresponde a uma variação no fator de segurança de até 50%. A adoção de altos valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU, dentro da faixa de ocorrência, poderia garantir teoricamente a estabilidade de um aterro sanitário a ser projetado, mas na prática este poderia estar prestes a romper, uma vez que a composição dos RSU é variável e pouco conhecida, caso a caso. Por outro lado, uma análise exageradamente conservadora, como a desconsideração da resistência ao cisalhamento dos RSU, poderia incorrer em gastos desnecessários em medidas de estabilização de um aterro sanitário que esteja longe da ruptura. No atual estado do conhecimento, é aconselhável uma análise moderadamente conservadora, adotando parâmetros de resistência ao cisalhamento de RSU próximos do limite inferior da região proposta nesta dissertação (Figura 5.13). Há de se destacar ainda das consequências ambientais de uma ruptura em aterro sanitário, que em alguns casos podem ser muito onerosas para uma cidade.

## CAPÍTULO 6

### 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Esta dissertação procura fornecer uma contribuição aos estudos geotécnicos envolvendo resíduos sólidos urbanos (RSU). Foi realizada uma revisão bibliográfica abrangente em que pesquisas relacionadas ao comportamento geotécnico de RSU foram revisadas e compiladas, em uma tentativa de melhor compreender este material.

As principais conclusões deste trabalho, inclusive aquelas advindas da revisão bibliográfica, são apresentadas. As conclusões foram divididas em sub-ítems como segue:

#### *Quanto ao comportamento geotécnico dos RSU*

- são materiais coesivo-friccionais, sendo prática entre pesquisadores o uso de parâmetros de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb para representar RSU;
- a resistência ao cisalhamento de RSU varia com o tempo, sendo que esta variação depende da composição inicial dos RSU e das condições de disposição que determinam a velocidade de decomposição da matéria orgânica;
- a grande dimensão das partículas e a heterogeneidade dos RSU exigem ensaios especiais para a obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento ou outros parâmetros geotécnicos;

#### *Quanto aos ensaios de cone e piezocone em argila mole*

- os valores de  $s_u$  obtidos na argila mole junto ao aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre através de ensaios de cone e piezocone situam-se na faixa entre 6 kPa e 11 kPa e são compatíveis com valores obtidos por Soares (1997) para argilas moles da região em estudo;
- a crosta superficial desta argila requer cuidados especiais no ensaio de piezocone a fim de não dessaturar a pedra porosa e gerar resultados pouco representativos;
- o perfil estratigráfico obtido dos ensaios de cone e piezocone foi qualitativamente compatível com o obtido através de ensaios SPT na mesma região.

#### *Quanto aos ensaios de cone no aterro sanitário*

- a realização de ensaios de cone elétrico em aterros sanitários é prática pioneira no Brasil.
- a presença de materiais rígidos em meio aos RSU pode gerar problemas de deflexão das hastes devido ao desvio do prumo da ponteira;
- os valores de  $q_c$  versus profundidade, demonstraram nitidamente uma variação da resistência entre resíduos de diferentes idades, ou seja, demonstraram uma variação da resistência com o tempo de deposição dos RSU;
- valores de  $q_c$  podem ser utilizados na estimativa da magnitude do ângulo de atrito interno dos RSU in-situ, sendo este procedimento extremamente atraente para fins de projeto.

#### *Quanto às poro-pressões no interior do aterro sanitário*

- este ainda é um assunto pouco estudado e com poucos dados na literatura;
- faz-se necessário o uso de piezômetros de tubo fechado para a obtenção de poro-pressões em aterros sanitários; a tentativa nesta dissertação de desenvolver e instalar um piezômetro

no aterro sanitário não produziu um perfil completo da distribuição de poro-pressões, mas parece sugerir que, no aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre, a concentração de lixiviado situa-se somente na sua base.

*Quanto ao programa de análise de estabilidade PCSTABL 5M*

- para o tipo de análise de estabilidade realizado nesta dissertação, este programa demonstrou ser bastante prático e rápido no tempo de simulação;
- este programa possui alguns problemas de instabilidade numérica que podem comprometer a análise, se não contornados;

*Quanto à análise de estabilidade do aterro sanitário da Zona Norte de Porto Alegre*

- o menor valor obtido de  $FS=1,86$  (análise paramétrica) indica uma condição de estabilidade do conjunto aterro sanitário/argila mole;

As principais sugestões para posteriores trabalhos a respeito do assunto tratado nesta dissertação são as seguintes:

- adaptar um inclinômetro na ponteira do cone para realizar este ensaio nos RSU sem o risco de danificar o equipamento devido à deflexão das hastes;
- realizar nos RSU ensaios de cisalhamento direto *in-situ* de grandes dimensões. Este tem demonstrado ser um ensaio adequado à determinação de propriedades de solos coesivo-friccionais em pesquisas realizadas por vários autores;
- realizar uma ruptura de um aterro sanitário experimental, a fim de obter parâmetros geotécnicos através de retro-análise de ruptura.

- atravessar o aterro sanitário com um furo de sondagem a fim de realizar ensaios de cone diretamente no solo sob o aterro sanitário, para a obtenção de  $s_u$ , evitando assim a análise de ganho de resistência ao cisalhamento da argila mole por adensamento, que carrega consigo erros devido a várias hipóteses e simplificações (deve-se cuidar para não gerar impacto ambiental caso a camada de areia inferior seja atingida);
- utilizar outro programa de análise de estabilidade mais sofisticado, como por exemplo o GEOSLOPE, para avaliar a compatibilidade com os resultados obtidos nesta dissertação;
- instalar piezômetros VECTOR, cuja funcionalidade já foi comprovada e permite obter pressões tanto de gás quanto de lixiviado no interior do aterro sanitário;

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT **NBR 10.004 - Resíduos Sólidos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1987. 63p.
- ABNT **MB-3122 - Solo - Ensaio de Palheta In-situ**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1989. 9p.
- ASTM **D2573-72 Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Cohesive Soil**. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA. 1978.
- ASTM **D3441-86 Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil**. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA. 1986.
- ACHILLEOS, E. **User Guide for PC Stabl 5M** Informational Report JHRP-88/19, Purdue University, 1988.
- ALMEIDA, M.S.S. **Aterros Sobre Solos Moles - Da concepção à avaliação do desempenho**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Editora UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 1996.
- ÁRABE, L.C.G. **Aplicabilidade de Ensaio In-situ para a Determinação de Propriedades Geotécnicas de Depósitos Argilosos e de Solos Residuais**. Rio de Janeiro, 1995. 330p. Tese (Doutorado) - PUC/RJ.
- BALIGH, M.M. Strain Path Method. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, ASCE, v.111, n.9, p.1109-1136, 1985.
- BISHOP, A.W. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. **Géotechnique**. 1955, v.5, pp.7-17.

- BISHOP, A.W.; MORGENSTERN, N.R. Stability Coefficients for earth slopes. **Geotechnique**, v.10, p.129-150, 1960.
- BOLTON, M.D. The Strength and Dilatancy of Sands. **Geotechnique**. v.36, n.1, p.65-78, 1986.
- CLAYTON, C.R.I.; MATTHEWS, M.C.; SIMONS, N.E. **Site Investigation**. 2nd ed. London: Granada, 1995.
- COUTINHO, R.Q.; OLIVEIRA, J.T.R.; DANZIGER, F.A.B. Caracterização Geotécnica de uma Argila Mole do Recife. **Solos e Rochas**, São Paulo, v.16, n.4, p.255-266, 1993.
- CUNHA, R.P.; LACERDA, W.A. Analysis of a Sanitary - Embankment Failure over the Rio de Janeiro Soft Clay Deposit. **Canadian Geotechnical Journal**, v.28, p.92-102, 1991.
- DANZIGER, F.A.B. **Desenvolvimento de Equipamento para Realização de Ensaio de Piezocone: Aplicação a Argilas Moles**. Rio de Janeiro, 1990. 593p. Tese (Doutorado) - COPPE/UFRJ.
- DAVIES, M.C.R.; ALMEIDA, M.S.S.; PARRY, R.H.G. Studies With Centrifuge Vane and Penetrometer in a Normal Gravity Field. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v.12, n.3, p.195-203, 1989.
- DE BEER, E.E.; GOELEN, E.; HEYNEN, W.J.; JOUSTRA, K. Cone Penetration Test (CPT): International Reference Test Procedures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1988, Orlando. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. 2v., v.1, p.27-51.
- DE RUITER, J. The Static Conepenetrometer Test State-of-the-art-Report. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1982. 2v. p.389-405.

- DEL GRECO, O.; OGGERI, C. Shear Resistance Tests on Solid Municipal Wastes. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1., 1994, Edmonton, Canada. **Proceedings...** 1994, p.643-650.
- DRESCHER, A.; KANG, V. Cinematic approach to limit load for steady penetration in rigid-plastic soils. **Géotechnique**, v.37, n.3, p.233-246, 1987
- DUNCAN, J.M. State-of-the-art: Static Stability and Deformation Analysis. In: SPECIALITY CONFERENCE ON STABILITY AND PERFORMANCE OF SLOPES AND EMBANKMENTS, 2., 1992, University of California, Berkeley. **Proceedings...** New York: ASCE, 1992, 2v. v.1, p. 222-266.
- DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. John Wiley & Sons, New York, 1988.
- FREDLUND, D.G.; KRAHN, J. Comparison of Slope Stability Methods of Analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v..14, p.429-439, 1977.
- GABR, M.A.; VALERO, S.N. Geotechnical Properties of Municipal Solid Waste. **Geotechnical Testing Journal**, v.18, n.2, p.241-251, 1995.
- GRISOLIA, M.; NAPOLEONI, Q. Geotechnical Characterization of Municipal Solid Waste: Choice of Design Parameters. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 2., 1996, Osaka, Japão, **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, pp.641-646.
- HOWLAND, J.D.; LANDVA, A.O. Stability Analysis of a Municipal Solid Waste Landfill. In: SPECIALITY CONFERENCE ON STABILITY AND PERFORMANCE OF SLOPES AND EMBANKMENTS, 2., 1992, University of California, Berkeley. **Proceedings...** New York: ASCE, 1992, v.2, p. 1216-1231.
- JAMIOLKOWSKY, M.; LADD, C.G.; GERMAINE, J.T.; LANCELLOTTA New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils. In: INTERNATIONAL

CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1985. 5v., v.1, p.57-173.

JANBU, N. Earth Pressure and Bearing Capacity Calculations by Generalised Procedure of Slices. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, London, 1957. **Proceedings...** 1957, v.2, p. 207-219.

JESSBERGER, H.L. Geotechnical Aspects of Landfill Design and Construction. Part2: Material Parameters and Test Methods. **Geotechnical Engineering.**, v.107, p. 105-113, 1994.

JESSBERGER, H.L.; KOCKEL, R. Determination and Assessment of Mechanical Properties of Waste Materials. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF GEOTECHNICS RELATED TO THE ENVIRONMENT, Bolton, Inglaterra, 1993.

KAIMOTO, L.S.A.; CEPOLLINA, M. Considerações Sobre Alguns Condicionantes e Critérios Geotécnicos de Projeto e Executivos de Aterros Sanitários. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 1996, Porto Alegre, Brasil. **Anais...** Porto Alegre: Comunicação Impressa Ltda, 1996. p.51-54.

KAVAZANJIAN, E.JR.; MATASOVIC, N.; BONAPARTE, R.; SCHMERTMANN, G.R. Evaluation of MSW Properties for Seismic Analysis. In: GEOENVIRONMENT 2000 - Characterization, Containment, Remediation, And Performance In Environmental Geotechnics. New Orleans, Lousiana: ASCE, Geotechnical Special Publication n.46, 1995, p.1126-1141.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. SI version, John Wiley, New York, 1979.

LANDVA, A.O.; CLARK, J.I. Geotechnics of Waste Fill., **Geotechnics of Waste Landfills - Theory and Practice**, ASTM STP 1070, A.Landva and G.D.Knowles, ed., Philadelphia: ASTM, 1990. p. 209-224.

- LEMOS, R.C. **Levantamento de reconhecimento dos solos do estado do Rio Grande do Sul**. Recife: DNPEA-DPP, 1973. 431p.
- LUNNE, T.; CHRISTOFFERSEN, H.P.; TJELTA, T.I. Engineering Use of Piezocone Data in North Sea Clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1985. 5v. v.2, p.907-912.
- MANASSERO, M.; VAN IMPE, W.F.; BOUAZZA, A. Waste Disposal. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 2., 1996, Osaka, Japão. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v.2, p.193-242.
- MEIGH, A.C. **Cone Penetration Testing: Methods and Interpretation** (CIRIA ground engineering report: in-situ testing). London: Construction Industry Research and Information Association. 1987.
- MITCHELL, J.K.; BRAY, J.D.; MITCHELL, R.A. Material Interactions in Solid Waste Landfills. In: GEOENVIRONMENT 2000 - Characterization, Containment, Remediation, And Performance In Environmental Geotechnics. New Orleans, Louisiana: ASCE, Geotechnical Special Publication n.46, 1995, p.568-590.
- MITCHELL, J.K.; FILZ, G.M. The Role of Soil Mechanics in Environmental Geotechnics. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro, Brasil. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1997, p.131-146.
- MITCHELL, J.K.; SEED, R.B.; SEED, H.B. Stability Considerations in the Design and Construction of Lined Waste Repositories. **Geotechnics of Waste Landfills - Theory and Practice**, ASTM STP 1070, A.Landva and G.D.Knowles, ed., Philadelphia: ASTM, 1990, p. 209-224.
- MITCHELL, R.A.; MITCHELL, J.K. Stability Evaluation of Waste Landfills. In: SPECIALITY CONFERENCE ON STABILITY AND PERFORMANCE OF SLOPES

AND EMBANKMENTS - II, 1992, University of California, Berkeley. **Proceedings...**  
New York: ASCE, 1992, v.2, p. 1152-1187.

MORGENSTERN, N.R.; PRICE, V.E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces.  
**Géotechnique**. v.15, p.79-93, 1965.

NASH, D. A Comparative Review of Limit Equilibrium Methods of Stability Analysis. **Slope  
Stability**. John Wiley & Sons Ltd., p.11-75, 1987.

OWEIS, I.S. Stability of Landfills. **Geotechnical Practice for Waste Disposal**, ed. D.Daniel,  
p.224-254, 1993.

POHLAND, F.G.; GOULD, J.P. Codisposal of Municipal Refuse and Industrial Waste  
Sludge in Landfills. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ANAEROBIC  
TREATMENT IN TROPICAL COUNTRIES, São Paulo. International Association on  
Water Pollution Research and Control. **Proceedings...** São Paulo, 1986.

ROCHA FILHO, P.; ALENCAR, J.A. Piezocone Tests in the Rio de Janeiro Soft Clay  
Deposit. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND  
FOUNDATION ENGINEERING, 11., 1985, San Francisco. **Proceedings...** Rotterdam:  
A.A. Balkema, 1985. 5v. v.2, p.859-862.

SÁNCHEZ-ALCITURRI, J.M.; PALMA, J.; SAGASETA, C.; CAÑIZAL, J. Mechanical  
Properties of Wastes in a Sanitary Landfill. **Waste Disposal by Landfill - GREEN'93**,  
R.W. Sarsby ed. Rotterdam: A.A.Balkema, 1995, p.357-363.

SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C.; AVERBECK, J.H. Aspects of the Interpretation of Cone  
Penetration in Natural Weakly-Cemented Deposits. In: INTERNATIONAL  
CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION: ISC'98, 1, 1998, Atlanta.  
**Proceedings...**

- SEED, R.B.; MITCHELL, J.K.; SEED, H.B. Kettleman Hills Waste Landfill Slope Failure. II: Stability Analysis. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 116, n.4, p.669-690, 1990.
- SINGH, S.; MURPHY, B. Evaluation of the Stability of Sanitary Landfills. **Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice**, ASTM STP 1070, A.Landva and G.D.Knowles, ed., Philadelphia: ASTM, 1990.
- SITE INVESTIGATION GROUP **Guidelines for the Safe Investigation by Drilling of Landfills and Contaminated Land**. London: Thomas Telford. 1995.
- SOARES, J.M.D. **Estudo do Comportamento Geotécnico do Depósito de Argilas Moles da Grande Porto Alegre**. Porto Alegre, 1997. p.300. Tese (Doutorado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- SOARES, J.M.D.; SCHNAID, F.; BICA, A.V.D. Propriedades de Resistência de um Depósito de Argilas Através de Ensaio de Campo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS, 1994. 7v. v.2, p.573-580.
- SOARES, J.M.D.; SCHNAID, F.; BICA, A.V.D. Determination of the Characteristics of a Soft Clay Deposit in Southern Brazil. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON RECENT DEVELOPMENTS IN SOIL AND PAVEMENT MECHANICS, 1997, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1997. p.297-302.
- SPENCER, E. A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-slice Forces. **Geotechnique**, n.17, p.11-26, 1967.
- TAVENAS, F.; LEROUEIL, S.; ROY, M. The Piezocone Test in Clays. Use and Limitations. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. **Proceedings...** Rotterdam: A.A.Balkema, 1982. 2v. p.889-894.

- TAYLOR, D.W. 1948. **Fundamentals of Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, New York, 1948.
- TONTERI, K.J.; LINDROS, P.T. Stability Problems of Landfill Site Founded on Peat Bog. In: In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1989. v.3, p.337-340.
- VAL, E.C.; NETO, L.A. A New Piezometer for Sanitary Landfills. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1., 1994, Edmonton, **Proceedings...** 1994, p.651-656.
- VAN IMPE, W.F.; BOUAZZA, A.; HAEGEMAN, W. Quality Control of Dynamic Compaction in Waste Fills. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 2., 1996, Osaka, Japão, **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1996.
- VILAR, O.M.; CARVALHO, M.F.; MARQUES, A.C.M.; KANGE, M.C. Investigações Geotécnicas em Aterros Sanitários. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE QUALIDADE AMBIENTAL, 1996, Porto Alegre, Brasil. **Anais...** Porto Alegre: Comunicação Impressa Ltda, 1986. p.51-54.
- WHITMAN, R.V.; BAILEY, W.A. Use of Computer for Slope Stability Analysis. **ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division.**, v..93, p.475-498, 1967.
- WITHIAM, J.L.; TARVIN, P.A.; BUSHELL, T.D.; SNOW, R.E.; GERMANN, H.W. Prediction and Performance of Municipal Landfill Slope. In: GEOENVIRONMENT 2000 - Characterization, Containment, Remediation, And Performance In Environmental Geotechnics. New Orleans, Louisiana: ASCE, Geotechnical Special Publication n.46, 1995, p.1005-1019.
- WROTH, C.P. The Interpretation of In Situ Tests. **Géotechnique**. v.34, pp.449-489, 1984.