

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

ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE RESÍDUOS DE  
MINERAÇÃO

Jucélia Bedin

Porto Alegre  
2010

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

Jucélia Bedin

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE  
RESÍDUOS DE MINERAÇÃO**

TESE DE DOUTORADO APRESENTADA AO PROGRAMA  
DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL,  
COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO  
TÍTULO DE DOUTOR EM ENGENHARIA. ORIENTAÇÃO:  
PROF. PH.D. FERNANDO SCHNAID E CO-ORIENTAÇÃO  
PH.D. LEANDRO DE MOURA COSTA FILHO

Porto Alegre  
2010

B412e Bedin, Jucélia  
Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração / Jucélia Bedin.  
— 2010.

Tese(doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2010.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Schnaid  
Coorientador: Prof. Dr. Leandro de Moura Costa Filho

1. Geotécnica - Ensaios. 2. Resíduos minerais. 3. Ensaios triaxiais. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Costa Filho, Leandro de Moura, coorient. III. Título.

CDU-624.131(043)

**JUCÉLIA BEDIN**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO DE  
RESÍDUOS DE MINERAÇÃO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2010

---

**Fernando Schnaid**

Ph.D. pela University of Oxford

**Orientador**

---

**Leandro de Moura Costa Filho**

Ph. Imperial College, Universidade de Londres

**Co-orientador**

---

**Luiz Carlos Pinto da Silva Filho**

Ph.D. pela Leeds University

**Coordenador do PPGEC**

**BANCA EXAMINADORA:**

---

**Antônio Joaquim Pereira Viana da Fonseca**

Dr. pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

---

**Karla Salvagni Heineck**

Dr.<sup>a</sup> pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

---

**Nilo Cesar Consoli**

Ph.D. pela Concordia University

---

**Pedro Domingos Marques Prietto**

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

*Dedico este trabalho à Felipe,  
com amor, por tudo.*

## **AGRADECIMENTOS**

Nesta jornada em busca do aprimoramento profissional e pessoal sempre contamos com o apoio de pessoas que, de uma forma ou de outra, contribuem com esse processo. Por isso, nossas conquistas sempre são o resultado de um esforço conjunto.

Agradeço, primeiramente, ao orientador, Prof. Fernando Schnaid por sua dedicação, amizade, interesse e confiança sempre transmitidos no desenvolvimento desta tese, por todas as oportunidades e pelo contínuo aprendizado.

Ao co-orientador Prof, Leandro de Moura Costa Filho pela valiosa colaboração e interesse sempre demonstrados.

Ao atencioso professor António Viana da Fonseca pelos conhecimentos transmitidos, estímulo e a motivação provocada durante a orientação do trabalho realizado no Porto.

A todo pessoal do Laboratório de Geotecnia da FEUP, Porto, especialmente ao Sr. Pinto por toda a paciência e disponibilidade demonstrada, à Engenheira Cristiana Ferreira, à Engenheira Sara Rios por todo o apoio e dedicação e a grande amiga Karina Dourado.

As amigas, Carla, Bianca, Salete, Amanda obrigado pelo exemplo, pelo estímulo à pesquisa científica e claro pelos momentos de descontração.

Aos colegas do PPEGEC-UFRGS, em especial ao Rodrigo, Francisco, Lucas, Anderson e Emanuel pela transmissão de experiência, amizade e grande ajuda em todos os momentos.

A todos os professores da área de Geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, pelos ensinamentos.

A bolsista de iniciação científica e grande amiga Emanuele, pela ajuda e interesse, sobretudo, pela amizade e ao laboratorista João Diniz e secretária Ana Luiza de Oliveira, pela disponibilidade e presteza na solução dos problemas técnicos.

A CAPES e ao CNPq e à UFRGS pelo suporte financeiro, sem o qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

A Empresa ALUMAR, YAMANA, LPS Consultoria e Engenharia e Geoforma pelo apoio e fornecimento dos resultados.

Aos meus pais Ivo e Azelinda pelo amor, incentivo e apoio incondicional sempre ofertados em todos os momentos da minha vida. Aos meus irmãos Dilmo e Diogo pela força e companheirismo.

A meu amor Felipe Gobbi Silveira, pelo companheirismo, carinho, compressão, por tudo. Te amo muito.

À todos que de alguma forma participaram da realização deste trabalho.



## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	p.10
LISTA DE TABELAS .....	p.14
LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS.....	p.17
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>p.22</b>
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....	p.22
1.2 OBJETIVOS.....	p. 23
1.2.1 Objetivos Gerais.....	p. 23
1.2.2 Objetivos específicos.....	p. 23
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	p.24
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>p. 25</b>
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p. 25
2.2 ASPECTOS GERAIS.....	p. 27
2.2.1 Resíduos de Bauxita.....	p. 28
2.2.1.1 Processo de Produção.....	p. 28
2.2.1. 2 Composição elementar - mineralógica.....	p. 29
2.2.2 Resíduos de Ouro.....	p. 30
2.2.2.1 Processo de Produção.....	p. 30
2.2.2. 2 Composição elementar - mineralógica.....	p. 32
2.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	p. 33
2.3.1 Caracterização Básica.....	p. 34
2.3.1.1 Análise Granulométrica.....	p. 34
2.3.1.2 Massa específica .....	p. 35
2.3.2 Condutividade Hidráulica.....	p. 37
2.3.3 Compressibilidade e Adensamento.....	p. 39
2.3.4 Parâmetros de Resistência.....	p. 43
2.3.5 Parâmetros Elásticos.....	p. 46
2.3.5.1 Transdutores Piezoelétricos.....	p. 46
2.4.5.2 Aplicação das Ondas Sísmicas.....	p. 49

2.3.6 A importância das ondas de compressão.....	p. 55
2.3.6.1 Verificação da saturação.....	p. 56
2.3.7 Módulo Cisalhante.....	p. 58
2.4 LIQUEFAÇÃO.....	p. 59
2.4.1 Disposição do Material.....	p. 60
2.4.2 Critério de Composição do Material.....	p. 60
2.4.2.1 Distribuição granulométrica.....	p. 60
2.4.2.2 Índice de plasticidade.....	p. 62
2.4.2.3 Forma das partículas.....	p. 63
2.4.3 Teoria do Estado Crítico.....	p. 63
2.4.3.1 Critério do índice de vazios crítico.....	p. 63
2.4.3.2 Critério do estado de deformação.....	p. 64
2.4.3.3 Critério do parâmetro de estado.....	p. 65
2.4.4 Efeitos de finos.....	p. 66
2.4.5 Avaliação da Resistência a liquefação através das ondas sísmicas.....	p. 69
2.4.6 Casos de Liquefação em Resíduos.....	p. 72
2.5 COMENTÁRIO FINAIS.....	p.77
<b>3 MATERIAIS, MÉTODOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>p.78</b>
3.1 MATERIAIS.....	p. 78
3.1.1 Resíduo de Bauxita.....	p. 78
3.1.2 Resíduo de Ouro.....	p. 80
3.1.3 Material Inerte.....	p. 81
3.2 PROGRAMAÇÃO EXPERIMENTAL.....	p. 82
3.3 METODOLOGIA DAS INVESTIGAÇÕES.....	p. 84
3.3.1 Amostragem.....	p. 84
3.3.2 Preparação das amostras.....	p. 84
3.3.3 Caracterização.....	p. 86
3.3.3.1 Peso específico.....	p. 86
3.3.3.2 Teor de umidade.....	p. 86
3.3.3.3 Massa específica dos grãos.....	p. 87
3.3.3.4 Granulometria .....	p. 87
3.3.3.5 Granulometria a laser.....	p. 87
3.3.3.6 Limites de plasticidade.....	p. 87
3.3.4 Microscopia Eletrônica e Elementar.....	p. 88

3.3.5	Ensaio Oedométricos.....	p. 89
3.3.5.1	Oedometro de lama.....	p. 89
3.3.5.2	Oedometro de contaminantes.....	p. 91
3.3.6	Ensaio Triaxiais.....	p. 93
3.3.6.1	Ensaio de Compressão Triaxial na UFRGS.....	p. 93
3.3.6.2	Ensaio de Compressão Triaxial na FEUP.....	p. 96
3.3.6.3	Ensaio Triaxial Bishop Wesley na FEUP.....	p. 98
3.3.7	<i>Bender Elements</i> .....	p.102
3.3.7.1	Sistema de medição das ondas.....	p.105
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES DO RESÍDUO DE OURO</b> .....	p.108
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p.108
4.2	CARACTERIZAÇÃO BÁSICA.....	p.108
4.2.1	Granulometria, limites de Atterberg, índices físicos.....	p.108
4.2.2	Análise microestrutural e elementar.....	p.109
4.3	ADENSAMENTO E NA CONDUTIVIDADE HIDRAÚLICA.....	p.113
4.4	RESISTÊNCIA E COMPORTAMENTO NO ESTADO CRÍTICO.....	p.116
4.4.1	Resíduo de ouro não ciclonado.....	p.117
4.4.2	Resíduo de ouro <i>underflow</i> .....	p.119
4.5	ONDAS SÍSMICAS.....	p.126
4.6	DISTINTAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES.....	p.131
4.6.1	Condições anisotrópicas de adensamento.....	p.131
4.6.2	Descarregamento lateral.....	p.132
4.6.3	Incremento de poro-pressão.....	p.134
4.6.4	Extensão axial.....	p.137
4.6.5	Análise das distintas trajetórias de tensões.....	p.140
4.7	PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO PARA AVALIAR A RESISTÊNCIA A LIQUEFAÇÃO.....	p.144
4.8	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	p.147
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES RESÍDUO DE BAUXITA</b> .....	p.149
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p.149
5.2	CARACTERIZAÇÃO BÁSICA.....	p.149
5.2.1	Granulometria, limites de Atterberg, índices físicos.....	p.149
5.2.2	Análise microestrutural e elementar.....	p.150

5.3 ADENSAMENTO E NA CONDUTIVIDADE HIDRAÚLICA.....	p.153
5.4 RESISTÊNCIA E COMPORTAMENTO NO ESTADO CRÍTICO.....	p.156
5.4.1 Lama vermelha.....	p.157
5.4.2 Areia vermelha.....	p.160
5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	p.163
<b>6 RESULTADOS E ANÁLISES MATERIAL INERTE.....</b>	<b>p.164</b>
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	p.164
6.2 CARACTERIZAÇÃO BÁSICA.....	p.164
6.2.1 Granulometria, limites de Atterberg, índices físicos.....	p.164
6.2.2 Análise microestrutural e elementar.....	p.165
6.3 ADENSAMENTO E COMPRESSIBILIDADE .....	p.168
6.4 RESISTÊNCIA E COMPORTAMENTO NO ESTADO CRÍTICO.....	p.169
6.5 ONDAS SíSMICAS.....	p.174
6.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	p.177
<b>7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>p.182</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>p.188</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Localização de distritos e depósitos minerais .....	27
Figura 2.2: Fluxograma e Esquema do Processo Bayer (Adaptado de WAO, 2003). .....	28
Figura 2.3: Fluxograma simplificado da Usina Fazenda Brasileiro (Peres <i>et al</i> , 2002) . .....	31
Figura 2.4: Granulometria de Resíduos de bauxita (adaptadas de Vick, 1987). .....	35
Figura 2.5: Granulometria de Resíduos do processamento do ouro (adaptado de Vick, 1987) .....	35
Figura 2.6: Granulometria de diferentes resíduos (Abrão, 1987) .....	36
Figura 2.7: Valores de condutividade hidráulica para resíduos de mineração .....	39
Figura 2.8: Transdutores piezocerâmicos em repouso e sob tensão .....	47
Figura 2.9: a) <i>Bender elements</i> ; b) esquema de funcionamento (adaptados de Ferreira, 2003) .....	48
Figura 2.10: <i>Extender elements</i> : esquema de funcionamento .....	49
Figura 2.11: Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S (adaptado de Stokoe & Santamarina, 2000).....	50
Figura 2.12: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades $V_p$ e $V_s$ num meio elástico semi-infinito (adaptado de Ferreira, 2003).....	52
Figura 2.13: Definição da distância percorrida pelas ondas.....	52
Figura 2.14: Determinação do tempo de propagação de uma onda S .....	54
Figura 2.15: Velocidade de cisalhamento e compressão <i>versus</i> parâmetro B (Ishihara,2001).57	
Figura 2.16: Velocidade de cisalhamento e compressão <i>versus</i> parâmetro B (Ferreira, 2003)58	
Figura 2.17: Faixas granulométricas (Tsuchida, 1970) .....	61
Figura 2.18: Faixa granulométrica de resíduos (Ishihara et al., 1980) .....	62
Figura 2.19: Índice de plasticidade, (Ishihara et al. 1989) .....	62
Figura 2.20: Linha de vazios crítico (Casagrande, 1936) .....	64
Figura 2.21: Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) .....	65
Figura 2.22: Definição do parâmetro de estado e do índice de tensão de estado (adaptado de Wang, 2002).....	66
Figura 2.23: Variação da compressibilidade com a quantidade de finos .....	67
Figura 2.24: Resultados dos ensaios triaxiais com diferentes densidades .....	68

Figura 2.25: Efeito da quantidade de finos na localização da LEC (adaptado de Been e Jefferies, 1985) .....	68
Figura 2.26: Efeito da quantidade de finos na localização da LEC (adaptado Andrianopoulos <i>et al.</i> 2001).....	69
Figura 2.27: Comparação de sete curvas CRR- $V_{s1}$ .....	71
Figura 2.28: CRR versus $V_{s1}$ , Andrus e Stokoe (2000).....	72
Figura 2.29: Distribuição granulométrica e linha do estado crítico de Merriespruit (adaptado de Fourie e Papageorgiou, 2001).....	74
Figura 2.30: Distribuição <i>in situ</i> do índice de vazios obtidos durante a ruptura (adaptado de Fourie e Papageorgiou, 2001).....	74
Figura 2.31: Ruptura por liquefação na represa de resíduos de ouro (Merriespruit, Sul Africa, Fevereiro, 1994) .....	75
Figura 3.1: Reservatório de lama vermelha da Alumar (Ilha de São Luís - Maranhão) .....	79
Figura 3.2: Material de estudo, resíduo de Bauxita.....	79
Figura 3.3: Reservatório de resíduos do processamento de ouro .....	80
Figura 3.4: Material de estudo, resíduo do processamento do ouro .....	81
Figura 3.5: Bolas de Alumina e jarro com capacidade de 7,5Kgf .....	82
Figura 3.6: Moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais .....	85
Figura 3.7: Equipamento CILAS1180.....	87
Figura 3.8: Suporte para amostra do equipamento de MEV .....	88
Figura 3.9: Visualização dos equipamentos de microscopia eletrônica .....	88
Figura 3.10: Foto da vista geral do oedômetro de lamas.....	90
Figura 3.11: Foto das partes que constituem a célula do oedômetro de lamas.....	91
Figura 3.12: Foto das partes que constituem o corpo-de-prova .....	92
Figura 3.13: Esquema geral do oedômetro de contaminantes.....	92
Figura 3.14: Prensa triaxial e sistema de aquisição de dados.....	94
Figura 3.15: Sistema interno de medição de deformações axiais.....	94
Figura 3.16: Sistema Interface-água-licor .....	96
Figura 3.17: Prensa triaxial e sistema de aquisição de dados, triaxial FEUP.....	97
Figura 3.18: a) sensores de medição interna, b) transdutor de deslocamento, LVDT, c) medidor de volume.....	98
Figura 3.19: Esquema da célula de Bishop e Wesley (adaptada de Viana da Fonseca, 1996) .....	99

Figura 3.20: Foto da célula de Bishop e Wesley e dispositivo de ajuste do topo dos corpos-de-prova e <i>bender elements</i> .....	100
Figura 3.21: LDT's - Linear Displacement Transducers.....	101
Figura 3.22: Trajetórias de tensões definidas na câmara Bishop e Wesley.....	102
Figura 3.23: Esquema de ligações entre o gerador de funções, amplificadores de sinal, osciloscópio e os <i>bender.extenders elements</i> .....	104
Figura 3.24: Equipamentos que constituem o sistema, <i>bender elements</i> .....	104
Figura 3.25: Ondas de compressão no final da fase de saturação .....	105
Figura 3.26: Método da primeira chegada direta da: a) onda de corte e b) onda de compressão no resíduo de ouro. ....	106
Figura 3.27: Registros de ondas S em diferentes etapas na fase de cisalhamento em corpo-de-prova consolidado a 15kPa .....	107
Figura 4.1: Curvas granulométricas do resíduo do processamento de ouro <i>underflow</i> e não ciclonado. ....	109
Figura 4.2: Análise microestrutural – resíduo <i>underflow</i> .....	110
Figura 4.3: Na análise microestrutural, amostra liquefeita de ensaio triaxial– resíduo <i>underflow</i> .....	110
Figura 4.4: Análise microestrutural, amostra de ensaio triaxial com tensão de confinamento de 800kPa– resíduo <i>underflow</i> .....	110
Figura 4.5: Resultados da varredura por EDX no resíduo <i>underflow</i> .....	111
Figura 4.6: Análise microestrutural, resíduo não ciclonado.....	112
Figura 4.7: Resultados da varredura por EDX no resíduo não ciclonado .....	112
Figura 4.8: Curvas compressibilidade, resíduo <i>Underflow</i> .....	114
Figura 4.9: Valores de condutividade hidráulica, resíduo <i>Underflow</i> .....	114
Figura 4.10: Curvas compressibilidade, resíduo Não-ciclonado.....	115
Figura 4.11: Valores de condutividade hidráulica, resíduo Não-ciclonado .....	115
Figura 4.12: Curva tensão deformação e poro pressões, resíduo não ciclonado.....	118
Figura 4.13. Estado crítico, resíduo não ciclonado. ....	118
Figura 4.14: Curva tensão deformação e poro pressões, resíduo de ouro <i>underflow</i> ,densidade abaixo da média de campo.....	120
Figura 4.15: Estado crítico, resíduo <i>Underflow</i> ,densidade abaixo de campo.....	120
Figura 4.16: Tensão deformação e poro pressões, <i>Underflow</i> , UFRGS .....	122
Figura 4.17: Tensão deformação e poro pressões, <i>Underflow</i> ,FEUP.....	122

Figura 4.18: Tensão–deformação e poro pressões, <i>Underflow</i> , FEUP tensões superiores a 200kPa. ....	123
Figura 4.19: Tensão–deformação e Variação volumétrica, resíduo <i>Underflow</i> , FEUP,CID	123
Figura 4.20: Estado crítico, resíduo <i>Underflow</i> - densidade média de campo, UFRGS,FEUP .....	124
Figura 4.21: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado.....	126
Figura 4.22: Correlação de $V_s$ e G com o confinamento inicial da amostra .....	127
Figura 4.23: Correlação de $V_s$ e G com a deformação durante a fase de cisalhamento. ....	128
Figura 4.24: Correlação do módulo cisalhante e tensão efetiva e o parâmetro de estado. ....	129
Figura 4.25: Correlação do módulo cisalhante com a tensão efetiva e LEC.....	130
Figura 4.26: Condição de ruptura de talude de barragem.....	132
Figura 4.27: Relação tensão-deformação e geração de poro pressão .....	133
Figura 4.28: Comportamento no estado crítico, descarregamento lateral .....	133
Figura 4.29: Condição de aumento de poro pressão e acréscimo de material.....	135
Figura 4.30: Representação da trajetória de tensões.....	135
Figura 4.31: Relação tensão-deformação, variação volumétrica e poro- pressões geradas durante o ensaio .....	136
Figura 4.32: Comportamento no estado crítico, incremento de poro pressões.....	137
Figura 4.33: Condição de ruptura de talude de barragem, a) condição não-drenado e b) condição drenada .....	138
Figura 4.34: Relação tensão-deformação, geração de poro pressão e variação volumétrica, extensão axial .....	139
Figura 4.35: Comportamento no estado crítico, extensão axial .....	140
Figura 4.36: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado.....	141
Figura 4.37: Correlação do módulo cisalhante e tensão efetiva e o parâmetro de estado .....	143
Figura 4.38: Correlação de $G_0$ com a tensão efetiva e linha do estado crítico .....	144
Figura 4.39: Comparação de diferentes propostas $CRR-V_s1$ , apresentadas na literatura com o resíduo de ouro .....	146
Figura 5.1: Curvas granulométricas do resíduo de bauxita .....	150
Figura 5.2: Resíduo lama vermelha, ampliação 100 e 250 vezes.....	151
Figura 5.3: Resultados da varredura por EDX na lama vermelha.....	151
Figura 5.4: Resíduo areia vermelha, ampliação 100 e 250 vezes.....	152
Figura 5.5: Resultados da varredura por EDX na areia vermelha .....	152
Figura 5.6: Curvas compressibilidade, areia vermelha .....	154



Figura 5.7: Condutividade hidráulica, areia vermelha .....	154
Figura 5.8: Curvas compressibilidade, lama vermelha .....	155
Figura 5.9: Condutividade hidráulica, lama vermelha .....	155
Figura 5.10: Tensão-deformação e poro pressões, lama vermelha.....	158
Figura 5.11: Estado crítico, lama vermelha.....	158
Figura 5.12: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado, lama vermelha.....	159
Figura 5.13: Tensão-deformação, geração de poro pressões e variação volumétrica, areia vermelha .....	160
Figura 5.14: Estado crítico, areia vermelha.....	161
Figura 5.15: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado, areia vermelha.....	162
Figura 6.1: Curva granulométrica do material inerte e do resíduo de ouro.....	165
Figura 6.2: Análise microestrutural, caracterização .....	166
Figura 6.3: Análise microestrutural, amostra com liquefação do ensaio triaxial .....	166
Figura 6.4: Análise microestrutural, amostra de ensaio triaxial com tensão de confinamento de 1200kPa .....	166
Figura 6.5: Resultados da varredura por EDX no material inerte .....	167
Figura 6.6: Resultados dos ensaios de adensamento (adaptado de Gauer, 2009). .....	168
Figura 6.7: Relação tensão - deformação e poro pressões ( $\sigma'_{conf} < 50\text{kPa}$ ) .....	170
Figura 6.8: Relação tensão - deformação e poro pressões ( $\sigma'_{conf} > 100\text{kPa}$ ) .....	170
Figura 6.9: Relação tensão - deformação e variação volumétrica.....	171
Figura 6.10: Estado crítico, material inerte .....	172
Figura 6.11: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado.....	173
Figura 6.12: Correlação de $V_s$ e $G$ com a tensão de confinamento inicial da amostra.....	174
Figura 6.13: $V_s$ e $G$ com a deformação na fase de cisalhamento .....	175
Figura 6.14: Correlação do módulo cisalhante com a tensão efetiva e o parâmetro de estado. ....	176
Figura 6.15: Correlação do módulo cisalhante normalizado com a linha do estado crítico... ..	177
Figura 6.16: Correlação do módulo cisalhante e tensão efetiva e o parâmetro de estado.....	179
Figura 6.17: Correlação do módulo cisalhante normalizado com a tensão efetiva.....	180
Figura 7.1: Representação de mudança de comportamento da linha do estado crítico em areias, adaptada de Jefferies e Been, 2006 .....	185
Figura 7.2: Representação de mudança de comportamento da linha do estado crítico no resíduo de ouro .....	186

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Material e Local.....	27
Tabela 2.2: Composição química de resíduos de bauxita (%).....	30
Tabela 2.3: Composição química de resíduos de processamento do ouro(%) .....	33
Tabela 2.4: Composição química do sobrenadante (%). .....	33
Tabela 2.5: Valores de massa específica dos grãos de resíduo .....	36
Tabela 2.6: Condutividade hidráulica (adaptada de Vick, 1983) .....	38
Tabela 2.7: Valores típicos de índice de compressão.....	41
Tabela 2.8: Valores de coeficiente de adensamento de resíduos.....	42
Tabela 2.9: Parâmetros de resistência em resíduos de mineração.....	45
Tabela 2.10: Ensaio para determinação do módulo cisalhante .....	59
Tabela 2.11: Casos de rupturas por liquefação de barragens de resíduos de mineração ( site: <a href="http://www.wise-uranium.org/mdaf.html">www.wise-uranium.org/mdaf.html</a> ) .....	76
Tabela 3.1: Resumo da programação de ensaios.....	83
Tabela 4.1: Distribuição granulométrica e variação dos índices físicos.....	109
Tabela 4.2: Percentagem de elementos presentes na amostra <i>underflow</i> .....	111
Tabela 4.3: Percentagem de elementos presentes na amostra não ciclonado .....	112
Tabela 4.4: Parâmetros iniciais dos ensaios e média dos resultados obtidos .....	116
Tabela 4.5: Resultado dos resultados dos ensaios triaxiais .....	125
Tabela 4.6: Valores de $V_s$ e G com a tensão efetiva inicial e final do ensaio .....	127
Tabela 4.7: Resultados dos ensaios triaxiais, distintas trajetórias de tensões, resíduo de ouro .....	141
Tabela 4.8: Valores de $V_s$ e G com a tensão efetiva inicial e final do ensaio para as distintas trajetórias de tensões.....	142
Tabela 4.9: Valores determinados de CSR, $V_{s1}$ e FS .....	147
Tabela 5.1 Distribuição granulométrica e variação dos índices físicos com a profundidade .....	150
Tabela 5.2: Varredura por EDX no lama vermelha.....	151
Tabela 5.3: Varredura por EDX no areia vermelha.....	153
Tabela 5.4: Parâmetros iniciais dos ensaios e média dos resultados obtidos .....	156

Tabela 5.5: Resultado dos resultados dos ensaios triaxiais .....	163
Tabela 6.1: resultados de caracterização .....	165
Tabela 6.2: Percentagem de elementos presentes na amostra .....	167
Tabela 6.3: Parâmetros iniciais e média dos resultados obtidos.....	169
Tabela 6.4: Resultado dos resultados dos ensaios triaxiais .....	173
Tabela 6.5: $V_s$ e $G$ com a tensão efetiva inicial e final do ensaio .....	175

## LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

$\delta$	Relativo a incrementos
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\phi$	Ângulo de atrito interno efetivo
$\gamma_d$	Peso específico seco
$\gamma_s$	Peso específico real dos grãos
$\rho$	Massa específica do solo
$v$	Volume específico
$\lambda$	Declividade da linha isotrópica de compressão no plano $v:\ln p'$
$\Gamma$	Volume específico ou intercepto da LEC para $p'=1\text{kPa}$ , no plano $v:\ln p'$
$\sigma_1, \sigma_3$	Tensões principais maiores e menor
$\eta$	Inclinação da LCI no plano normalizado $q/p'e:p'/p'e$
$\psi$	Parâmetro de estado
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
$c'$	Intercepto coesivo efetivo
$C_c$	Índice de compressão
$c_v$	Coefficiente de adensamento
CID	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente não-drenado
CIP	Carvão em polpa, processo
CRR	Razão de Ação Cíclica
CSR	Razão de Resistência Cíclica
$e$	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
EDX	<i>Energy dispersive x-ray detector</i>
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
FS	Fator de segurança
$\rho_s$	Massa Especifica Real do Grãos

$G_0$	Módulo de cisalhamento inicial
$G$	Módulo de cisalhamento
$G_{crit}$	Módulo de cisalhamento crítico
$G(e)$	Módulo de cisalhamento normalizada pelo índice de vazios
$G_{(e,\sigma)}$	Módulo de cisalhamento normalizada pelo índice de vazios e tensão efetiva
$I_p$	Índice de tensão de estado
IP	Índice de plasticidade
LabGeo	Laboratório de Geotecnia da FEUP
LEGG	Laboratório de Geotecnia da UFRGS
LCI	Linha de Consolidação Isotrópica
LGMA	Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente
LP	Limite de Plásticidade
$k$	Coefficiente de condutividade hidráulica do solo
$K_0$	Coefficiente de empuxo sob condições de deformações radiais nulas
CSL	<i>Critical State Line</i>
$L$	Comprimento entre os bender elements
LDT	<i>Linear Displacement Transducers</i>
LVDT	<i>Linear Variable Displacement Transducer</i>
$M$	Inclinação da linha do estado crítico no plano $q:p'$
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
$N$	Volume específico ou intercepto da LIC para $p'=1\text{kPa}$ , no plano $v:\ln p'$
NA	Normalmente Adensado
NBR	Norma Brasileira
LNC	Linha Normalmente Consolidada
$p'$	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$
$p'_i$	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ (inicial)
$p'_c$	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ (estado crítico)
pH	Potencial de hidrogênio
PA	Pré adensado
$s'$	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
$t_s$	Tempo de propagação da onda de cisalhamento

$t_p$	Tempo de propagação da onda de compressão
$t$	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
$q$	$(\sigma_1 - \sigma_3)$
$V_s$	Velocidade da onda de cisalhamento
$V_{s1}$	Velocidade da onda de cisalhamento normalizada
$w$	Teor de umidade
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PUC	Pontifícia Universidade Católica
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

## RESUMO

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. 2010. Tese de doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A extração e processamento de minério resultam na geração de elevadas quantidades de resíduos, cuja disposição gera impacto e risco ambiental. O lançamento direto em reservatórios contidos por diques consiste na forma mais comum de disposição dos resíduos de mineração em superfície. Estes diques podem ser construídos por alteamentos sucessivos a montante (*upstream*), prática desaconselhada em alguns países. Apesar de se tratar de um processo de baixo custo, o tipo de aterro a montante é uma operação de risco, pois a montante as barragens são sensíveis à liquefação e também porque a estabilidade das barragens pode ser ameaçada pelo excesso de poro pressão gerado dentro do depósito durante a construção. Para atender às exigências de projetos de áreas de disposição de resíduos é, portanto, fundamental entender o comportamento destes materiais. Resíduos exibem considerável variabilidade em suas características físicas, químicas e mineralógicas, que conferem um comportamento distinto dos geomateriais usualmente encontrados em depósitos naturais. Entre os diferentes resíduos destacam-se ouro e bauxita cuja prática de exploração no Brasil é revestida de considerável interesse econômico e ambiental. Nesta tese estes materiais são analisados a partir de uma extensa campanha de investigação geotécnica baseada em um programa de ensaios de laboratório destinados à caracterização destes resíduos e à definição de parâmetros constitutivos. Para fins comparativos são realizados ensaios com um material siltooso, porém inerte. A condutividade hidráulica e compressibilidade dos resíduos foram obtidas através de ensaios oedométricos executados com estágios de carga e gradientes hidráulicos constantes. Ensaio triaxiais foram realizados com altos níveis de tensões de confinamento e distintas trajetórias de tensões, para a definição da linha do estado crítico e a identificação do comportamento destes materiais através de ensaios com *Bender Elements*. A análise dos resultados obtidos permitiu comparações entre a linha de consolidação oedométrica (LCO), a linha de consolidação isotrópica (LCI) e a linha do estado crítico (LEC) que definiram a resposta de liquefação estática do material. No espaço  $e - \log(p')$  o aparecimento de um comportamento instável alterou significativamente a inclinação da LEC com relação a LCI e a LCO. A mesma mudança de inclinação é observada tanto no parâmetro de estado como no módulo cisalhante do solo quando plotados contra a tensão efetiva média. Com base nessas evidências, é defendido que o LEC de resíduos de mineração é altamente não-linear, e servem como indicativo de três respostas distintas do solo: uma resposta estável quando LCO, LCI e a LEC exibem paralelismo, um comportamento meta-estável em baixas tensões de confinamento levando à liquefação e quebra de grãos para altas tensões de confinamento da amostra. O avanço nas pesquisas relativas à disposição de resíduos provenientes de indústrias de mineração com o conhecimento dos fenômenos que se processa, poderá evitar a ocorrência de ruptura de barragens, que teria como conseqüência desastres ambientais de grande impacto.

### Palavras-chave:

Palavras-chave: resíduos de mineração; ensaios triaxiais; *benders elements*; liquefação estática

## **ABSTRACT**

BEDIN, J. **Study of the geomechanical behavior of tailings.** 2010. Post- Graduate thesis in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Production and deposition of mining tailings is a problem confronting geotechnical engineers given the dimension of tailings deposits and environmental risks. The direct launching of tailings in reservoirs contained by dikes consists in a common type of waste disposal. These dikes can be constructed by successive upstream embankments, a relatively simple and economical process adopted in some countries. Although it is a low cost process, the upstream embankment is an operation of great risk, especially because tailings are susceptible to liquefaction and also because the stability of the dams can be threatened by excess of pore pressures generated inside the deposit during construction. To meet design requirements of disposal of residues it is therefore essential to understand the behavior of these materials. Tailings show a considerable variability in their physical, chemical and mineral characteristics that confer a distinct behavior to the geo-materials usually found in natural deposits. The present work gives emphasis to gold and bauxite tailings that encompass substantial economic and environmental interest in Brazil. In the thesis, an extensive laboratory geotechnical investigation program is carried out in an attempt to characterize these residues and to establish design constituent parameters. For comparative purposes an inert silty material is also tested. Compressibility and hydraulic conductivity were measured in oedometer tests performed at constant load and constant hydraulic gradient tests. Triaxial tests were carried out at high stress levels and different stress paths in order to establish the position and shape of the critical state line. In addition measured with Bender Elements are evaluated. The results between the oedometer consolidation (OCL), isotropic consolidation (ICL) and critical state (CSL) lines allowed the static liquefaction response to be directly assessed. In a  $e$ -log ( $p'$ ) space, the onset of a meta-stable behaviour significantly changes the slope of the CSL relative to both ICL and OCL. The same change in slope is observed on both the state parameter and the small strain shear modulus measured by bender elements when plotted against mean stress. Based on these evidences it is advocated that the CSL of the tailing is highly non-linear in nature, which lead to three distinct soil responses: a stable response when OCL, ICL and CSL exhibit similar slopes, a meta-stable behaviour at lower stress leading to liquefaction and a crushable response for higher mean stresses. Advanced research on tailings from mining industries with due recognition of the phenomena of liquefaction may prevent dam failure, and consequently may prevent major environmental disasters.

### **Keywords:**

Keywords: mine tailings; triaxial tests; benders elements; static liquefaction



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Países com operações de grande porte em indústrias de mineração enfrentam sérios riscos ambientais, resultantes da escala de atividades e da quantidade de resíduos gerados. Embora tenha havido uma melhoria significativa na concepção e gestão das instalações de armazenagem de resíduos de mineração, existem ainda prejuízos econômicos e técnicos que causam importantes impactos ambientais em áreas de disposição. Nas últimas três décadas, os governos têm-se preocupado na implementação de legislações anti-poluição para assegurar o desenvolvimento sustentável, reduzindo os problemas de degradação ambiental. Ênfase é dada à operação, encerramento e reabilitação de áreas de armazenagem de resíduos para evitar contaminações ambientais por águas tóxicas, lixiviados ácidos e lixiviação de metais e de metais pesados para garantir que a área é segura quando o processamento chega à fase de encerramento.

Grande parte dos resíduos gerados do processo de mineração é lançada diretamente em reservatórios contidos por diques com etapas sucessivas de alteamento a montante, resultando em áreas saturadas, pouco compactadas, em adensamento e com baixa resistência, conseqüentemente, susceptível ao desenvolvimento do fenômeno de liquefação quando submetidos à solitação não-drenada. Além disso, estes materiais apresentam variabilidade espacial de propriedades, composição predominantemente intermediária (siltosa) da granulometria e suas características físico-química e mineralógica, que conferem um comportamento distinto dos geo-materiais usualmente encontrados em depósitos naturais.

Há seis anos consecutivos, investigações geotécnicas em resíduos de bauxita e ouro no Norte do Brasil forneceram a oportunidade de examinar as condições dos resíduos na fase de operação e encerramento de reservatórios. Detalhes das pesquisas desenvolvidas na UFRGS são relatadas em publicações técnicas (Schnaid, 2007; e, g, Schnaid, 2005; Schnaid *et al*, 2004; Bedin, 2006; Bedin *et al*, 2008). Nesta pesquisa, estes materiais são analisados a partir

de uma extensa campanha de investigação geotécnica baseada em um programa de ensaios de laboratório destinado à caracterização destes resíduos e à definição do comportamento geomecânico. Ênfase é dada ao comportamento dos resíduos através da teoria do estado crítico em conjunto com o módulo cisalhante do solo e ao potencial de ruptura de barragens relacionado à liquefação de materiais provenientes do processamento de minérios. Para fins comparativos são realizados ensaios com um material silteoso, porém inerte (material livre da ação de qualquer produto químico).

Os impactos ambientais gerados pelas rupturas de barragens de resíduos de mineração constituem-se, portanto em um importante desafio à engenharia civil e à engenharia ambiental. Entender o comportamento destes materiais é a primeira etapa no desenvolvimento de projetos geotécnicos destinados a garantir a disposição de resíduos de forma segura e econômica.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivos Gerais

O principal objetivo da pesquisa consiste em caracterizar resíduos originários da atividade de lavra e beneficiamento de mineração de ouro e bauxita, determinar parâmetros constitutivos do comportamento geomecânico, dando-se ênfase àqueles destinados ao dimensionamento de barragens de contenção de resíduos em condições de liquefação estática.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Com base nos objetivos gerais deste estudo, são descritos os seguintes objetivos específicos:

- Classificar granulométricamente as amostras analisadas;
- Analisar as propriedades mineralógicas e elementares dos resíduos;
- Determinar os índices físicos dos resíduos de mineração e do material inerte;
- Identificar o comportamento no adensamento e as condições de drenagem através dos resultados de condutividade hidráulica;

- Avaliar o comportamento tensão-deformação do material a diferentes níveis de tensões;
- Determinar a linha do estado crítico, chegando a altos níveis de tensões de confinamento;
- Identificar o comportamento geomecânico das amostras através de ensaios triaxiais com “*Bender Elements*”;
- Análisar do módulo de cisalhamento do solo, comparando-o com outros parâmetros considerados importantes para determinação do comportamento geomecânico do material;
- Identificar possíveis riscos de liquefação do material.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O trabalho está dividido em sete capítulos, de acordo com as etapas de pesquisa realizadas. Inicia-se com este capítulo introdutório, Capítulo 1, seguido do Capítulo 2, onde é apresentada uma revisão da literatura existente, compreendida por tópicos referentes aos principais assuntos abordados nesta pesquisa.

No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental e a descrição dos materiais utilizados, dos equipamentos e dos métodos de ensaios. O Capítulo 4 consiste na apresentação e na análise dos resultados dos ensaios realizados no resíduo de ouro, assim como no Capítulo 5 referente ao resíduo e bauxita e no Capítulo 6 referente ao material inerte. Os Capítulos referentes a apresentação e análise dos resultados considera aspectos referentes à caracterização básica, condutividade hidráulica, compressibilidade e adensamento, resistência ao cisalhamento, teoria do estado crítico, ondas de cisalhamento e determinação do módulo cisalhante (G), finalizando com a análise do potencial de liquefação do material.

O Capítulo 7 reúne as considerações finais e conclusões obtidas a partir das análises realizadas nesta tese, que representam a síntese do conhecimento adquirido durante a realização do trabalho. Adicionalmente, são apresentadas algumas sugestões para desenvolvimento de pesquisas futuras. Ao final do trabalho são apresentadas as referências bibliográficas consultadas e citadas durante todo o texto.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica objetiva avaliar de forma crítica os aspectos gerais de comportamento de resíduos de bauxita e resíduos do processamento do ouro, apresentado-se para esta finalidade um levantamento de informações existentes referentes à caracterização dos minérios, sua composição físico-química mineralógica, seu comportamento na compressibilidade e condutividade hidráulica e comportamento geomecânico do material. Posteriormente serão abordados temas como medição do módulo cisalhante a muito pequenas deformações, ou seja, resposta elástica, sendo realizada uma breve abordagem sobre *bender elements* e o método da primeira chegada de onda de resposta. Por fim serão abordados os critérios para estimativa de susceptibilidade a liquefação de solos e casos de ruptura por liquefação em resíduos de mineração.

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A mineração é um dos setores essenciais à economia de um país, pois, além de gerar riquezas, viabiliza tecnologias que promovem uma melhor qualidade de vida. As atividades decorrentes desse segmento podem ser consideradas fatores determinantes na formação e progresso de diversas regiões brasileiras. Em contrapartida, não se pode omitir o impacto que as atividades de mineração exercem sobre o meio ambiente. Atualmente sendo preservação mais do que consciência ecológica, existe a necessidade de desenvolver tecnologia adequada à proteção ambiental, uma realidade que vem sendo integrada ao cotidiano de todos os setores da sociedade.

O Setor Mineral, por transversalizar todos os setores - Primário (pesquisa mineral e mineração), Secundário (transformação mineral: metalurgia, siderurgia, química, etc.) e Terciário (mercado) - apresenta grande amplitude e heterogeneidade, com estágios que vão do precário (garimpagem, mineração artesanal) ao moderno (pesquisa mineral e minas planejadas utilizando modernas técnicas da Geologia e Engenharia de Minas). É neste ambiente que o

Setor Mineral brasileiro se projetou com o notável índice de crescimento, da ordem de 10,9% em 2006, 10,7% em 2007 e com sinais concretos de manter este desempenho, dado à previsão de crescimento (cf. Instituto Brasileiro de Geografia e Física, IBGE, 2007; Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada, IPEA, 2008). O Brasil apresenta alguns números significativos: é um dos principais produtores mundiais de minérios, registrando a produção de 83 substâncias minerais, com destaque para ferro, alumínio, ouro, granito e calcário, responsáveis por 70% do valor total da PMB (Produção Mineral Brasileira), de acordo com o CRPM (Serviço Geológico do Brasil). Alguns depósitos minerais brasileiros com reservas e/ou produção expressiva, com exceção das substâncias combustíveis, estão indicados na Figura 2.1 e Tabela 2.1.

O alumínio é o segundo metal mais produzido no mundo, com uma produção em 2006 de 26,5 milhões de toneladas, seguido do cobre, com 15 milhões de toneladas, na terceira posição. Destaca-se também o fato de o Brasil deter a terceira maior reserva mundial de bauxita, superado apenas pela Guiné e Austrália (Garrido Filha *et al.*, 1988 e 1990). Quanto à produção de ouro, atualmente o Brasil ocupa a oitava posição no ranking mundial (Departamento Nacional de Produção mineral, DNPM, 2008). Segundo estimativas de Krizek (2000) essas atividades de mineração geram mais de 0,5 bilhões de m<sup>3</sup> de resíduos com elevado teor de água produzido em todo o mundo atualmente. A maior parte deste material é lançada em bacias de disposição em terra, envolvendo freqüentemente grandes áreas e diques perimetrais com alturas significativas. A questão da disposição de resíduos de mineração (*tailings*) é relevante, tanto durante a operação das minas quanto para equacionar problemas ambientais relacionados ao seu fechamento. Este assunto tem atraído a atenção dos engenheiros e dos órgãos ambientais brasileiros há algumas décadas, pelos volumes e pelo valor econômico envolvido, necessitando-se aliar às soluções tecnológicas a procedimentos destinados a minimizar esses impactos ambientais.

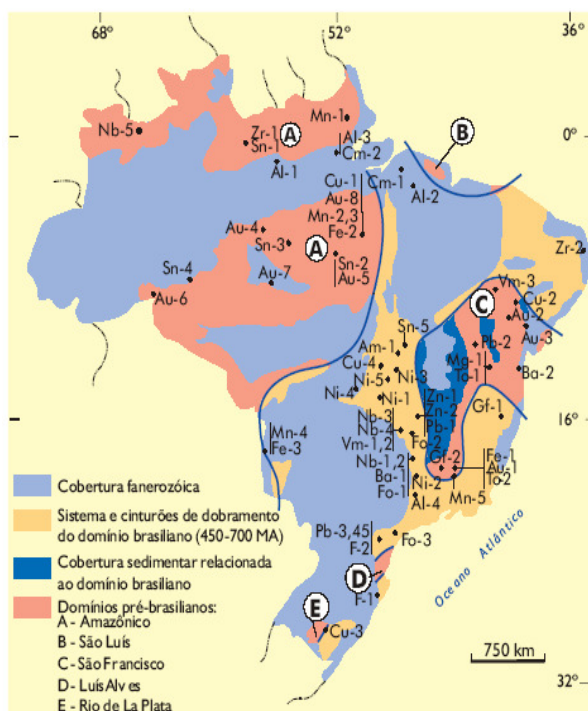


Figura 2.1 Localização de distritos e depósitos minerais

Tabela 2.1-Material e Local

Material	Local
Alumínio	Al-1 - Trombetas
	Al-2 - Paragominas
	Al-3 - Almeirim
	Al-4 - Poços de Calda
Ouro	Al-2 - Paragominas
	Au-1 – Dist. de Nova Lima
	Au-2 – Serra da Jacobina
	Au-3 – Maria Preta
	Au-4 – Província Tapajós
	Au-5 – Província Kingu-Araguaia
	Au-6 – Província Rio Madeira
	Au-7 – Alta Floresta
Au-8 – Serra Pelada	

## 2.2 ASPECTOS GERAIS

Embora resíduos de mineração dispostos em barragens de contenção apresentem alguns padrões definidos de comportamento semelhante, obedecendo aos princípios gerais, cada um deles tem características físicas, químicas e mineralógicas próprias, e sua análise deve levar em conta estas particularidades. Um aspecto de grande importância é o tipo de processo gerador do resíduo, o qual condiciona as características físicas como teor de água e distribuição granulométrica dos sólidos, além de determinar sua composição química.

Ao analisar as características geotécnicas de resíduos de mineração, portanto, deve-se ter sempre em mente que ele é resultante de uma sucessão de processos físicos e químicos, e que não há necessariamente uma correlação entre a distribuição de tamanhos das partículas sólidas e a sua composição mineralógica, como ocorre nos solos naturais. A porcentagem de finos ou de fração argila não corresponde necessariamente à presença de minerais típicos da fração silte ou de argilominerais, podendo na verdade tratar-se de minerais primários finamente divididos (como pó de pedra, por exemplo). Tanto a composição química e

estrutura cristalina quanto à superfície específica (função do tamanho das partículas) são determinantes do comportamento físico-químico do material e conseqüentemente de seu comportamento geomecânico.

## 2.2.1 Resíduos de Bauxita

### 2.2.1.1 Processo de Produção

Em 1888, Karl Josef Bayer desenvolveu e patenteou o processo hoje internacionalmente conhecido como “Processo Bayer” (Hind *et al.*, 1999). O processo Bayer representa um marco na história da metalurgia, sendo considerado, ao lado do processo de cianetação para tratamento de ouro e prata, o marco do nascimento da hidrometalurgia moderna (Habashi, 2005). O processo é utilizado para o refino da bauxita (denominada assim devido à primeira mineração comercial ter corrido no distrito de Les Baux, França) na produção de alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ). O processo Bayer, utilizado até hoje praticamente sem mudanças significativas, pode ser esquematicamente apresentado conforme a Figura 2.2, cujos estágios são detalhados no texto que se segue.

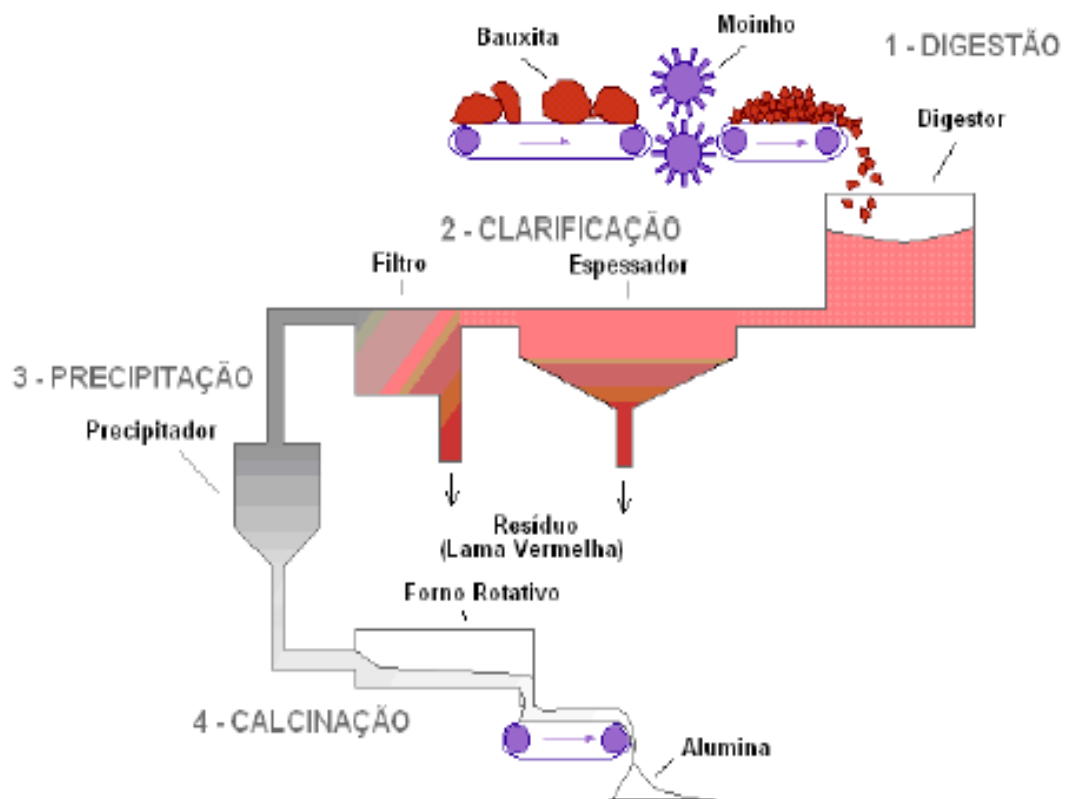


Figura 2.2: Fluxograma e Esquema do Processo Bayer (Adaptado de Hind *et al.*, 1999)

O estágio inicial, denominado digestão, envolve num primeiro momento a moagem da bauxita, seguida pela digestão propriamente dita com uma solução cáustica de hidróxido de sódio (NaOH) sob temperatura e pressão. As condições em que se processa a digestão (concentração, temperatura e pressão), variam de acordo com as propriedades da bauxita. A clarificação é uma das etapas mais importantes do processo, nela ocorre a separação entre as fases sólida (resíduo insolúvel) e líquida (licor). Em seguida, ocorre a etapa de precipitação, quando se dá o esfriamento do licor. A calcinação é a etapa final do processo, em que a alumina é lavada para remover qualquer resíduo do licor e posteriormente seca.

O resíduo insolúvel formado durante a clarificação, chamado genericamente de lama vermelha (granulometria fina), areia vermelha (granulometria arenosa) ou resíduo de bauxita pela indústria de refino da alumina, é composto por óxidos insolúveis de ferro, quartzo, aluminossilicatos de sódio, carbonatos e aluminatos de cálcio e dióxido de titânio. Este resíduo gerado durante a etapa de clarificação do processo Bayer é disposto em barragens projetadas especialmente para este fim.

#### 2.2.1.2 Composição elementar - mineralógica

A composição química do resíduo de bauxita varia muito e depende da natureza da bauxita e da técnica empregada no processo Bayer em cada planta industrial. Normalmente, o resíduo de bauxita retém todo o ferro, titânio e sílica presentes na bauxita, além do alumínio que não foi extraído durante o refino, combinado com o sódio sob a forma de um silicato hidratado de alumínio e sódio de natureza zeolítica (Reese & Cundiff, 1955; McConchie *et al.*, 2002). Adicionalmente, óxidos de Vanádio, Gálio, Mangânes, Magnésio, Zinco, Cromo, Nióbio podem estar presentes como elementos-traço (Pradhan *et al.*, 1996). As fases minerais mais comuns são a hematita ( $\alpha - Fe_2O_3$ ), a goetita ( $\alpha - FeOOH$ ), a magnetita ( $Fe_3O_4$ ), a boemita ( $\gamma - AlOOH$ ), o quartzo ( $SiO_2$ ), a sodalita ( $Na_4Al_3Si_3O_{12}Cl$ ) e a gipsita ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), com menor presença de calcita ( $CaCO_3$ ) e gibisita ( $Al(OH)_3$ ) (Brunori *et al.*, 2005; Pradhan *et al.*, 1996). A Tabela 2.2 fornece a composição elementar, em termos percentuais, do resíduo de bauxita apresentada por vários autores, em diferentes países.



Tabela 2.2: Composição elementar de resíduos de bauxita (%)

Referência	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> Ferro	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> Alumínio	SiO <sub>2</sub> Silício	Na <sub>2</sub> O Sódio	TiO <sub>2</sub> Titânio	MgO Magnésio	CaO Calcio	LOI*	País
Wang (2005)	60	15	5	16	5	-	-	-	Austrália
Park e Jun (2005)	16,60	23,70	22,90	11,6	6,70	-	6,70	-	Coréia
Peng (2005)	14,17	28,72	5,81	2,7	4,09	-	-	-	China
Halász (2005)	33-48	16-18	9-15	8-12	4-6	0,3-1	2,00	-	Hungria
Komnitsas <i>et al.</i> , (2004)	45,58	15,65	6,96	3,26	7,07	0,19	14,84	6,42	Grécia
Diaz <i>et al.</i> , (2004)	37,00	12,00	-	5,00	20,00	-	6,00	-	Espanha
Ciccu <i>et al.</i> , (2003)	30,45	17,91	9,58	12,0	8,61	0,86	7,77	12,38	-
Freitas (2003)	46,60	14,36	16,57	2,43	4,34	0,08	2,62		Brasil
Koumanova <i>et al.</i> , (1997)	48,40	26,60	5,50	-	2,80	0,90	1,20	14,60	Guiné
Kirkpatrick (1996)	53,00	16,00	3,00	2,00	10,00	1,00	-	-	EUA
Piga (1995)	31,60	25,30	13,20	7,70	12,10	-	7,70	-	Itália
Altundogan <i>et al.</i> , (2002)	36,94	20,39	15,74	10,1	4,98	-	2,23	8,19	Turquia
Li (2001)	54,40	4,10	2,00	1,10	9,40	-	23,10	5,90	Jamaica
Kara (2005)	35,04	20,20	13,50	9,40	4,00	0,33	5,30	-	-
Alves (1991)	49,50	17,50	9,50	2,70	5,00	-	3,00		Brasil
**Villar (2002)	31,6	27,4	11,9	7,9	3,4	0,10	2,3	14,56	Brasil

\* Perda ao fogo, \*\* Material de estudo nesta pesquisa

## 2.2.2 Resíduos de Processamento do Ouro

### 2.2.2.1 Processo de Produção

O beneficiamento de minérios de ouro apresenta algumas peculiaridades que o distinguem de outros métodos de tratamento. A espécie submetida ao processo de beneficiamento é uma entidade química em sua forma elementar metálica, caracterizada por elevadas densidade e maleabilidade. A preparação abrange britagem, peneiramento, moagem e classificação, como mostra o esquema da Figura 2.3.

A britagem primária pode ser realizada tanto em britadores de mandíbulas de dois eixos quanto em britadores de impacto. As peneiras vibratórias fazem com que as partículas sejam lançadas para cima e para frente, de modo que possam se apresentar à tela várias vezes, sempre sobre aberturas sucessivas. A próxima etapa se constitui na moagem do material, feito em moinhos de bolas (Chaves e Peres, 1999). A classificação consiste em separar uma população de partículas em duas outras, uma com proporção significativamente maior de partículas grosseiras ("*underflow*"), outra com proporção significativamente maior de partículas finas ("*overflow*") (Chaves e Peres, 1996).

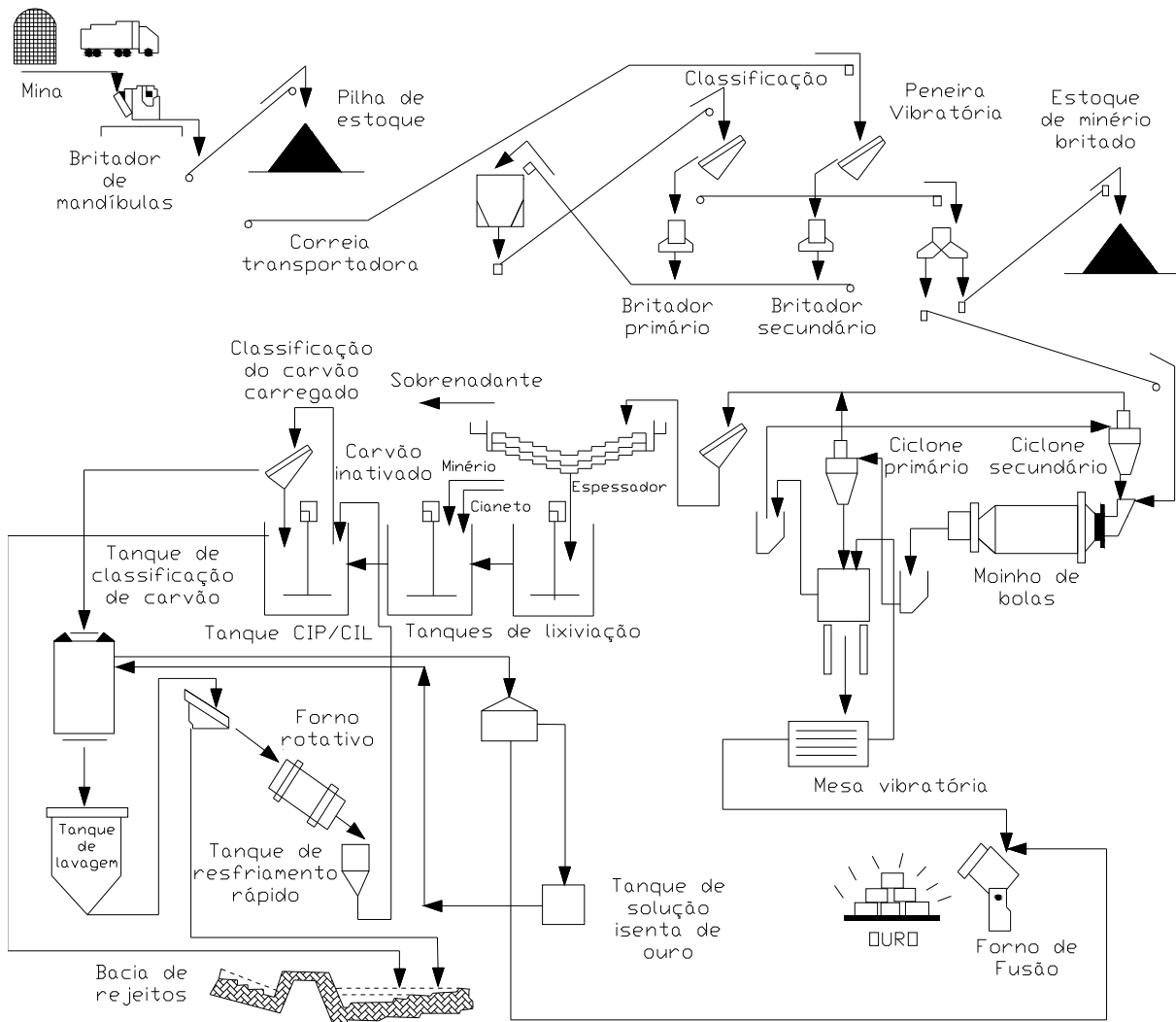


Figura 2.3: Fluxograma simplificado da Usina Fazenda Brasileiro, (Peres *et al.*, 2002)

O método mais adequado para o processamento de um minério de ouro é determinado por muitos fatores como a mineralogia dos minerais portadores de ouro e dos minerais de ganga (não econômico), o tipo de padrão de liberação dos minerais portadores de ouro e o tamanho da partícula de ouro, entre outros (Lins, 2000).

Como referência de métodos de processamento, cita-se o usado no Rio Paracatu Mineração (material usado nesta pesquisa), no qual se processa o minério de ouro contendo ouro livre em sulfetos (pirita e arsenopirita). O esquema de flotação unitária nesse caso consta de tratar separadamente o *overflow* e o *underflow* do ciclone que classifica o produto da moagem. O *underflow* (material silto arenoso) é concentrado por flotação de ouro livre e grafita com mercaptobenzotiazol (mercaptana tioeteramina dissulfeto, MBT (30 g/t) em pH 6-

6,5). O *overflow* (material siltooso) também, com a adição de MBT (10g/t), no mesmo pH. Após uma etapa de limpeza, os dois concentrados se juntam, alimentando o circuito de cianetação.

Na região do Rio Itapicuru, a Usina de Fazenda Brasileiro apresenta o beneficiamento de minérios de ouro com processos de adsorção em carvão ativado por cianetação e adsorção CIP (carvão em Polpa). A adsorção ocorre através de um processo onde a polpa proveniente do circuito de lixiviação flui por gravidade para um conjunto de tanques com agitação mecânica, no qual é contactada em contra-corrente com carvão ativado. A solução resultante da dessorção é encaminhada para a etapa de produção do metal através de eletrólise ou cementação com zinco. Ao final do processo de tratamento na Usina CIP, são produzidos resíduos à uma vazão de 190 m<sup>3</sup>/h, sendo 30% sólidos. O material disposto em lagos de acumulação consiste de silte a areia fina, com presença de licor contendo cianeto, arsênio e outros elementos em menor proporção.

#### 2.2.2.2 Composição elementar mineralógica

O ambiente "*greenstone belt*" constitui seqüências de rochas vulcânicas e sedimentares afetadas por metamorfismo de baixo grau, e em geral de idade arqueana ou paleoproterozóica, distribuídas nos escudos pré-cambrianos do globo. No "*greenstone belt*" do Rio Itapicuru, Bahia, a principal jazida em operação é a de Fazenda Brasileiro encaixada em xistos máficos dentro de zonas de cisalhamento preenchidas por veios quartzo-carbonáticos. A mineralização esta contida em veios de quartzo-carbonato sulfetos que preenchem zonas de cisalhamento em clorita-magnetita xistos. Os grãos de ouro têm de 15 a 20 micra de diâmetro e estão principalmente associados à arsenopirita e pirita (Silva *et al.*, 2001). Os principais minerais presentes na rocha de origem são: quartzo (32,5%), albita (24,3%), clorita (23,0%) e sulfetados (pirita, arsenopirita, pirrotita e calcopirita, em proporção entre 3 e 6,5%). O ouro (nativo) apresenta-se preenchendo fraturas em sulfetos (principalmente pirita e arsenopirita), na superfície de sulfetos (formando pequenos "dentes"), associado a fraturas em veios de quartzo e, menos freqüentemente, como inclusão em arsenopirita.

A composição do resíduo resultante da oxidação dos sulfetos, além de ser altamente solúvel, apresenta reação fortemente ácida, de modo que é facilmente dissolvido na fase líquida, acidificando as águas de drenagem (Mello & Abrahão, 1998). Em razão dos baixos valores de pH (que podem chegar a 2,0 ou menos), elementos tóxicos, incluindo Alumínio,

Manganês, Zinco, Manganésio, Cádmiio, Mercurio, Arsênio, Chumbo, Cobre, se presentes no meio, são solubilizados e mobilizados nas águas de drenagem, podendo ser absorvidos em níveis tóxicos pelas plantas e incorporados na cadeia trófica (Mello & Abrahão, 1998; Shu *et al.*, 2001). Caracterização elemental de resíduo proveniente de beneficiamento de minério de ouro é apresentada na Tabela 2.3 e 2.4.

Tabela 2.3: Composição elemental de resíduos de processamento do ouro

Referência	pH	Al <sup>3+</sup> Alumínio	H + Al	Ca <sup>2+</sup> Calcio	Mg <sup>2+</sup> Magnesio	P Fósforo	K+ Potacio	Na+ Sódio	*
	(cmol <sub>c</sub> dm <sup>-3</sup> )								
EMBRAPA (1997)	4,4	0,0	0,3	1,3	0,7	3,1	15,0	86,8	-
Referência	pH	Si Silicio	Ca Sódio	Al 2 Alumínio	Mg Magnesio	Fe2 Ferro	As Arsênio	S Enxofre	Au Ouro
	(%)								
Bedin (2006)	5	54	6	3	2	18	3	2	(0,23g/ t)-
ufrgs	6	23,45	10,17	8,34	2,79	26,46			

Tabela 2.4: Composição elemental do sobrenadante(%)

Referência	As Arsênio	Fé Ferro	Cu Cobre	Zn zinco	Mn Manganes	Pb Chumbo	País
	(PPM)						
Bedin (2006)	15	8,5	2,5	0,3	0,13	0,25	Brasil

Os elementos dominantes no resíduo resultante do processamento do ouro são o ferro, silício e em menor quantidade titânio e alumínio. O carbono e o sódio presentes são provenientes do beneficiamento durante o processamento de cianetação (cianeto de sódio, NaNC).

## 2.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A avaliação do comportamento dos depósitos de resíduos apresenta diversas imposições. A forma hídrica de deposição, as mudanças contínuas nos pontos de descarga, as alterações granulométricas provocadas pela variação do tamanho das partículas do minério lavrado e principalmente sedimentação em conjunto com o adensamento por peso próprio do material, resultando em grandes deformações que impõem o desenvolvimento de métodos

destinados especificamente à caracterização dos resíduos de mineração. Embora se reconhecendo que este ambiente complexo de deposição não pode ser seguramente reproduzido no laboratório, ensaios de laboratório são essenciais à caracterização do resíduo e ao entendimento de alguns fenômenos que regem seu comportamento, além de fornecer as características de compressibilidade, condutividade hidráulica, propriedades geomecânicas e identificação de possíveis riscos de rupturas por liquefação através de análises em termos da teoria do estado crítico e ondas sísmicas.

### 2.3.1 Caracterização Básica

Resíduos de mineração em geral exibem características mineralógicas, geotécnicas, físicas e químicas variáveis, em função do tipo de minério processado e do próprio processo de beneficiamento adotado. No geral pode-se dizer que os resíduos não apresentam uma granulometria definida, variando de argilas a areias.

#### 2.3.1.1 Análise granulométrica

A mineralogia da rocha, mais o processo de extração e processamento, definem a característica granulométrica dos resíduos de mineração. Como estas características variam de região para região e mesmo de indústrias para indústrias, é difícil determinar uma curva granulométrica característica para este tipo de material, no máximo podendo ser definida uma faixa de variação da mesma. Segundo Vick (1983), a granulometria de resíduos de mineração e processamento está na faixa dos siltes, podendo ocorrer grandes parcelas de areia, mas também é encontrado resíduo de granulometria muito fina. Curvas granulométricas de resíduos de bauxita e resíduos do processamento do ouro são apresentadas nas Figuras 2.4 e 2.5. Na Figura 2.6 são comparadas algumas faixas granulométricas de diferentes resíduos. O Resíduo do processamento do ouro geralmente contém pequenas quantidades de argila com depósito de materiais de baixa plasticidade ou não plásticos (Hamel and Gunderson, 1973). Já a granulometria dos resíduos de bauxita é essencialmente siltosa com quantidades de argila e pequena quantidade de areia fina. O material exhibe médios a altos valores de plasticidade.

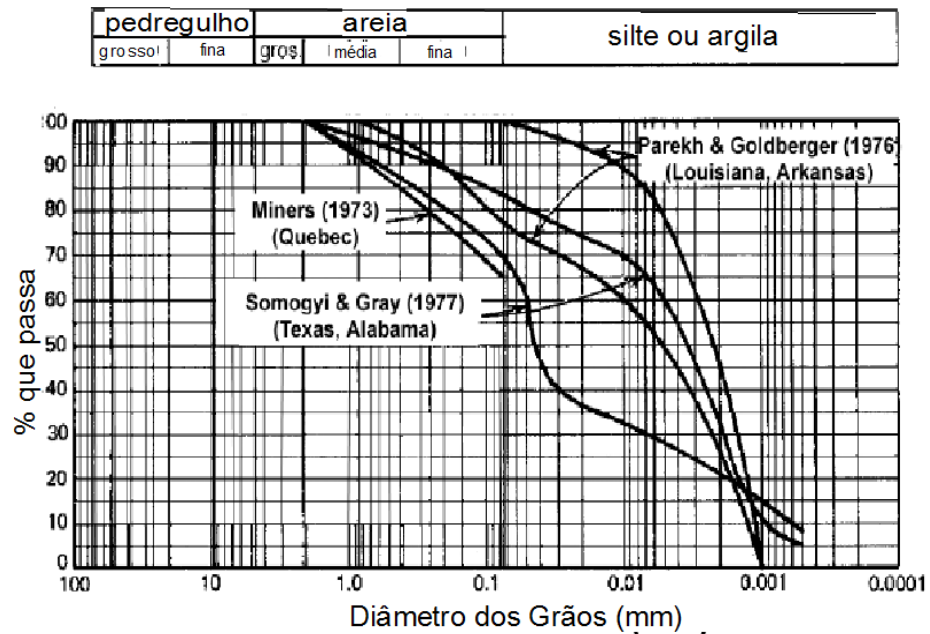


Figura 2.4: Granulometria de Resíduos de bauxita (Vick, 1983)

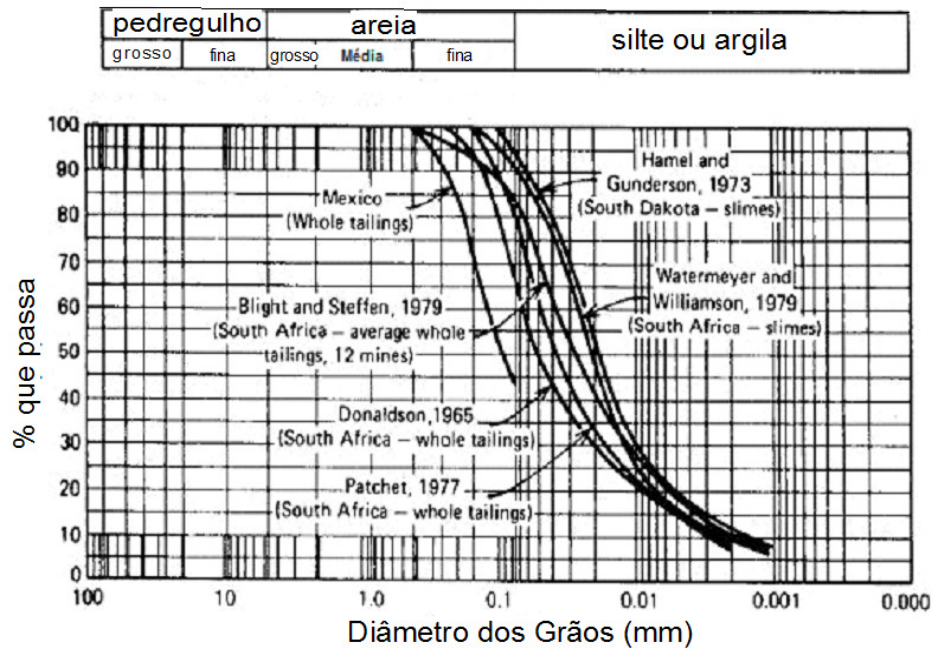


Figura 2.5: Granulometria de Resíduos de ouro (Vick, 1983)

### 2.3.1.2 Massa específica

Os resíduos de mineração na maioria das vezes são lançados em reservatórios, com teores de sólidos em torno de 10 a 30% (em peso). A massa específica, que é definida como a relação entre a quantidade de matéria e volume, deve ser tomada como característica apenas

para uma determinada região do lago, devido aos efeitos de segregação das partículas, sendo que esse índice físico esta diretamente ligado à composição mineralógica do material. Altos valores e a variabilidade encontrada nos resultados são devido à mineralogia da rocha de origem, e principalmente do teor de ferro existente (Villar, 2002). A Tabela 2.5 apresenta alguns valores de massa especifica real dos grãos encontrados na literatura.

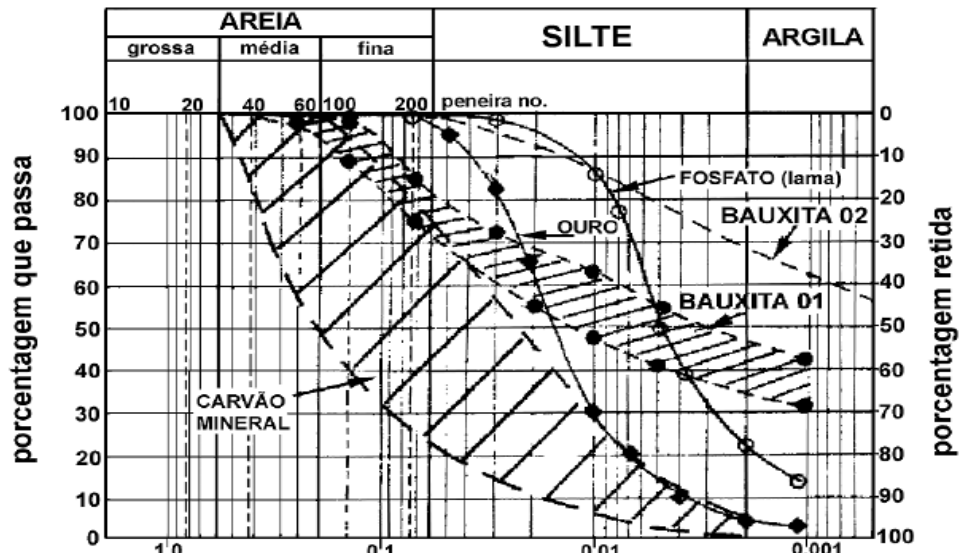


Figura 2.6: Granulometria de diferentes resíduos (Abrão, 1987)

Tabela 2.5: Valores de massa específica dos grãos de resíduo

Tipo de resíduo	Autores	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )
Bauxita (Jamaica)	Stinson (1981)	2,9-3,0
Bauxita (África)		2,9-3,0
Bauxita (Alabama)	Somogyi & Gray (1977)	2,8-3,3
Bauxita	Parekh & Goldberger (1976)	2,6-3,1
Bauxita (Brasil)	Villar (2002); Rodrigues & Moura (1992); Pedrosa (1999) e Alves (1991).	3,0-3,7
Bauxita(Brasil)	Bedin (2006)	2,75 – 3,5
Bauxita(Brasil)	Barbosa & Santos (2003)	3,3 – 3,5
Bauxita(Brasil)	De Melo & Silveira (1991)	2,9
Ouro(Brasil)	Barbosa & Santos (2003)	2,9
Ouro (Brasil)	Costa Filho, L.M; Santos, A.C.B. & Palma, A. (2002).	2,89-2,93
Ouro	Soderberg and Busch (1977) & Hamel and Gunderson (1973)	2,6-2,7
Ouro Norte Queensland	McPhail; Noble; Papageorgiou and Wilkinson (2004)	3.4 – 3.6

A caracterização geotécnica de resíduos de mineração pode exigir métodos diferentes daqueles normalmente utilizados em depósitos naturais, uma vez que o resíduo “*in loco*” tem seus vazios preenchidos por um fluido diferente da água presente em depósitos naturais. A presença destes fluidos intersticiais pode determinar o comportamento do resíduo, tanto em termos de adensamento como de condutividade hidráulica, exigindo caracterização geotécnica específica.

### 2.3.2 Condutividade Hidráulica

A condutividade hidráulica é um parâmetro que depende de uma grande gama de fatores, teor de umidade na moldagem, grau de saturação, método de compactação, gradiente hidráulico, tamanho das partículas do solo, tamanho dos poros, composição química do líquido permeante, índice de vazios entre outros (Boynton e Daniel, 1984). Além destes fatores a condutividade hidráulica pode ser influenciada pelo tipo de equipamento utilizado, seja campo ou laboratório.

Em laboratório a condutividade hidráulica pode ser medida através de permeômetros de parede rígida, permeômetros de parede flexível e em ensaios triaxiais. A realização dos testes deve ser feita com controle de entrada do líquido na amostra. A Lei de Darcy (Darcy, 1856) relaciona a taxa de fluxo com o gradiente hidráulico. Assume-se que a área transversal da amostra e a altura da amostra sejam conhecidas. Então, para a determinação da condutividade hidráulica é necessária a medição da taxa de fluxo e da carga hidráulica aplicada na amostra. O controle de entrada de líquido na amostra pode ser feito de três diferentes formas: testes com carga constante, carga variável e com taxa de fluxo constante.

Em campo se destacam os ensaios em sondagem de simples reconhecimento, piezômetros, poços ou cavas, ensaios de infiltração e o de bombeamento para determinação do coeficiente de condutividade hidráulica. Sua determinação em campo produz resultados com elevada dispersão pelo fato da composição do solo apresentar variabilidade em um mesmo horizonte. Em virtude dos parâmetros envolvidos, os ensaios de campo são menos precisos do que os de laboratório para determinação dessa propriedade do solo. Entretanto, os ensaios de laboratório são precisos no que se refere à amostra ensaiada, mas muitas vezes as amostras não são bem representativas do depósito.

Dentre as propriedades geotécnicas de resíduos de mineração, a condutividade hidráulica é a mais difícil de generalizar. Os valores encontram-se na grande faixa que varia



de  $1 \times 10^{-9}$  a  $1 \times 10^{-4}$  (m/s). Diversos fatores podem interferir na condutividade hidráulica, pois esta propriedade é condicionada por características próprias de cada reservatório (distribuição granulométrica, quantidade de finos, forma e textura das partículas, composição mineralógica, índice de plasticidade), a fatores associados ao arranjo estrutural (índice de vazios e grau de saturação), a fatores associados ao fluido permeante (natureza do fluido, tipo de fluxo e temperatura) e a fatores associados ao estado natural dos solos (heterogeneidade e anisotropia) segundo Vick 1983. Valores característicos de condutividade hidráulica em função da característica do resíduo são mostrados na Tabela 2.6

Tabela 2.6: Condutividade hidráulica (adaptada de Vick, 1983)

Característica do resíduo	Condut. Hidráulica (m/s)
Resíduo arenoso grosso, limpo, menos de 15% de finos	$10^{-4}$ - $10^{-5}$
Resíduo arenoso próximo dos pontos de despejo, mais de 30% de finos	$10^{-5}$ - $5 \times 10^{-6}$
Resíduo de baixa plasticidade ou não plástico	$10^{-7}$ - $5 \times 10^{-9}$
Resíduo de alta plasticidade	$10^{-6}$ - $10^{-10}$

Um resumo de valores de coeficientes de condutividade hidráulica descritos na literatura é apresentado na Figura 2.7, reforçando a hipótese que este coeficiente é característica própria de cada tipo de resíduo e de cada reservatório de disposição. No geral resíduos de mineração possuem uma grande faixa de valores de condutividade hidráulica que inclui uma variedade de granulometria, incluindo partículas com tamanho de areias, siltes e argilas (Manassero, 1994). A resposta entre as condições drenada e não drenada apresentada pelos resíduos de mineração, podem conduzir a uma avaliação irreal de propriedades geotécnicas por correlações numéricas e empíricas (Schnaid, 2004).

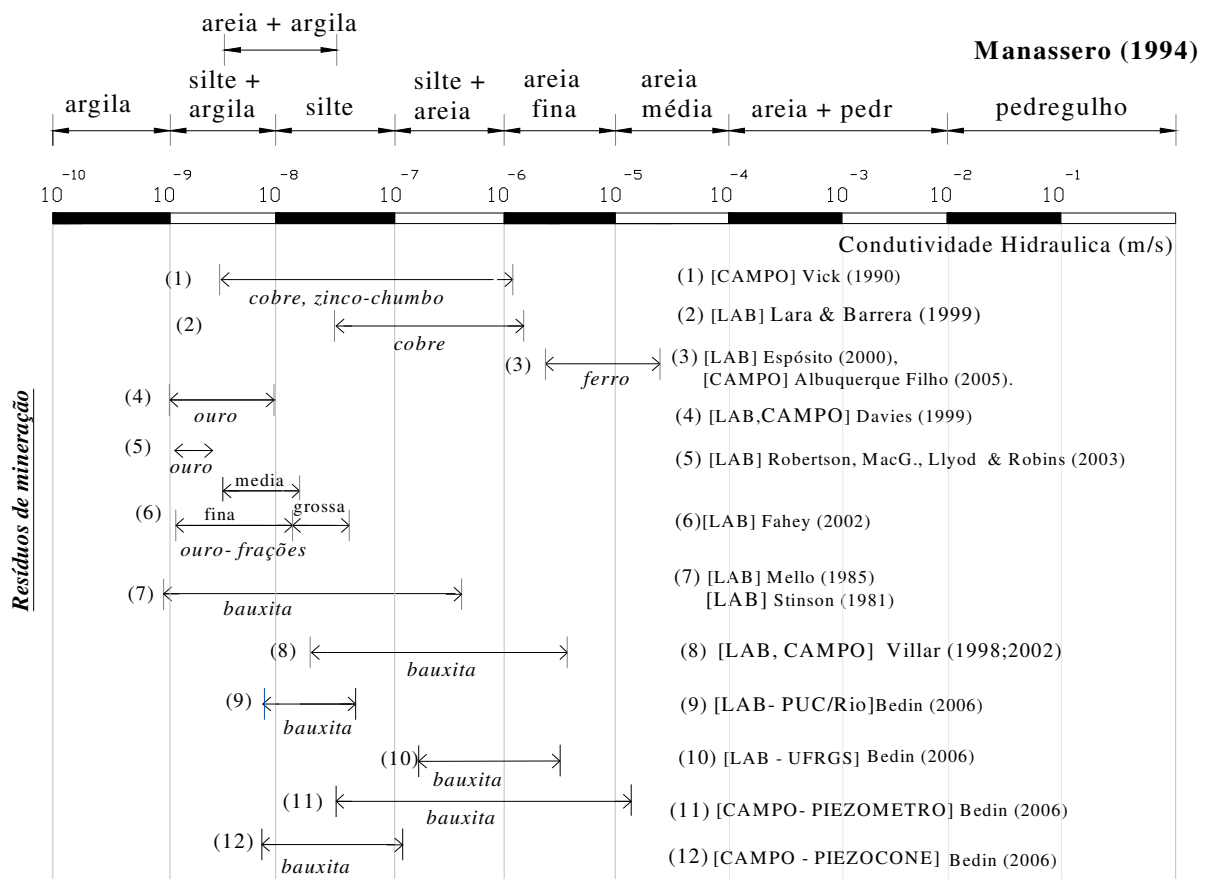


Figura 2.7: Valores de condutividade hidráulica para resíduos de mineração

### 2.3.3 Compressibilidade e Adensamento

Compressibilidade é a relação entre variação de volume e tensão efetiva, que expressa a propriedade dos solos de serem suscetíveis à compressão. Adensamento é o processo de variação de volume do solo devido à drenagem da água dos poros.

O ensaio de adensamento convencional ou ensaio oedométrico tem por objetivo determinar as características de compressibilidade e adensamento dos solos compressíveis. O ensaio de adensamento convencional é realizado aplicando-se uma tensão vertical na superfície de uma amostra de solo e medindo-se a evolução das deformações verticais ao longo do tempo. Este ensaio reproduz em laboratório a condição de fluxo e deformação unidimensional, já que a amostra é impedida de se deformar horizontalmente e a drenagem é imposta no topo e base.

A relação entre a magnitude das deformações e a variação no estado de tensões imposta nos solos são definidas como compressibilidade. No caso, as deformações podem ser estabelecidas através de variações volumétricas ou em termos de variações no índice de vazios. Dependendo da forma adotada, a compressibilidade do solo fica então definida a partir de diferentes parâmetros conhecidos como: módulo confinado ( $D$ ), coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ), coeficiente de compressibilidade ( $a_v$ ) e índices de compressibilidade ( $C_c$ ,  $C_r$ ,  $C_s$ ).

O coeficiente de adensamento ( $c_v$ ) representa o parâmetro que estabelece a velocidade de dissipação dos excessos de poro pressão. Este parâmetro é determinado a partir da evolução dos deslocamentos verticais da amostra ao longo do tempo. Assim sendo, sua determinação é feita para cada estágio de carga. Existem na literatura duas proposições para cálculo do coeficiente de adensamento: Método da Raiz do Tempo (Taylor, 1948) e Método do Logaritmo do Tempo (Casagrande e Fadum, 1940).

Além do ensaio de adensamento convencional deve ser citado o ensaio de adensamento com velocidade de deformação constante (CRS) e o ensaio de adensamento com velocidade constante de carregamento, fluxo contínuo, e de gradiente constante. Dentre estes, o ensaio do tipo CRS (“*Constant Rate of Strain Test*”) é o mais utilizado. O CRS consiste em aplicar ao corpo de prova um carregamento vertical com velocidade constante de deformação. A drenagem é permitida em apenas uma das faces do corpo de prova, em geral o topo. A outra face deve ser mantida sob condições não drenadas, de forma a possibilitar a medição das poro pressões geradas pelo carregamento. Considerando-se uma distribuição de poro pressões parabólica ao longo da altura do corpo de prova, pode-se obter a tensão efetiva média em qualquer instante do ensaio (Terzaghi *et al.*, 1967).

A interação entre as partículas de solos argilosos (argilo-minerais) é feita através de ligações elétricas e o contato feito através da camada de água absorvida (camada dupla). Já os solos granulares transmitem os esforços diretamente entre partículas. Por esta razão, a compressibilidade dos solos argilosos é superior a dos solos arenosos, pois a camada dupla lubrifica o contato e, portanto facilita o deslocamento relativo entre partículas. É comum referir-se aos solos argilosos como solos compressíveis.

Pela forma de deposição, elevado índice de vazios e condição saturada, resíduos de mineração são mais compressíveis do que solos naturais na mesma consistência. A

interpretação dos ensaios em resíduos de mineração, portanto, é complicada pelo fato que estes materiais não possuem características definidas como as argilas naturais, “curva de recompressão e compressão virgem”. Alguns resíduos de mineração apresentam efeitos de preconsolidação semelhantes aos apresentados por argilas de acordo com a teoria da mecânica dos solos clássica, mas, resíduos arenosos, portanto, mostram uma ampla curvatura na relação índices de vazios versus logaritmo da tensão mesmo depois da preconsolidação. O efeito de história de tensões na compressão de resíduos é similar ao de argilas naturais (Vick, 1983)..

Valores típicos para índices de compressão,  $C_c$ , determinados em ensaios de compressão uniaxial, são mostrados na Tabela 2.7. A diferença de granulometria dos resíduos é a principal influencia nos valores de índice de compressão. Para resíduos arenosos estes valores se encontram na faixa de 0,05 a 0,1, enquanto que para resíduos de granulometria fina estes valores apresentam-se entre 0,20 e 0,30. Outro fator importante de considerar para a determinação da compressibilidade é a densidade ou índice de vazios que o material inicialmente assume após a deposição nos reservatórios.

Tabela 2.7: Valores típicos de índice de compressão

Material	Índice de vazios inicial	Índice de compressão, $C_c$	Tensão (kPa)	Pesquisa
Resíduos Finos	1,37	0,19	23.5-940	Guerra, 1979
Resíduos de ouro	1,7	0,35	140-4700	Blight and Steffen, 1979
Resíduo de Bauxita	1,3	0,28	235-940	Samogyi and Gray, 1977

Segundo a Teoria de Terzaghi, o adensamento está dividido em fases primárias e secundárias. O adensamento primário é governado pela dissipação da poro-pressão sobre um carregamento, a consolidação primária para resíduos arenosos ocorre rapidamente e é dificilmente medido em laboratório. A pequena experiência acumulada indica que o coeficiente de adensamento  $c_v$  varia entre  $5 \times 10^{-1}$  a  $10^{-2}$   $\text{cm}^2/\text{s}$  para depósitos de resíduos arenosos. Para resíduos de granulometria fina, valores de  $c_v$  são geralmente obtidos dentro da faixa de  $10^{-2}$  a  $10^{-4}$   $\text{cm}^2/\text{s}$ , sendo estes valores característicos de argilas naturais. Dados obtidos na literatura para resíduos de mineração são apresentados na Tabela 2.8.

O adensamento secundário produz continuidade de deformações sobre carregamento mesmo depois da dissipação das poro pressões. O adensamento secundário de resíduos de

mineração arenosos e não plásticos geralmente é atribuído ao rearranjo das partículas e escorregamento de grãos sobre influência de carregamento.

Tabela 2.8: Valores de coeficiente de adensamento de resíduos

Tipo de resíduo	Tipo de ensaio	Autores	Faixa de valores ou valores médios	
			$c_h$ (*PA) $\text{cm}^2/\text{s}$	$c_v$ (*NA) $\text{cm}^2/\text{s}$
(ouro) Brasil	(CAMPO) Piezocone	Schnaid; <i>et al.</i> , (2004)	$7,9 \times 10^{-1}$	$2,85 \times 10^{-2}$
(ouro) Republic of Mali	(LAB)	Robertson; MacG; Llyod. & Robins, M. (2003)	-	$3,85 \times 10^{-3} - 1,6$ $\times 10^{-2}$
(ouro)	(LAB) Oedômetro	Bligh e Steffen (1979)	-	$6,3 \times 10^{-2}$
(ouro) Osborne	(LAB) Rowl cell	McPhail; Noble; Papageorgiou & Wilkinson (2004)	-	2,4
(bauxita) Brasil	(CAMPO) Piezocone	Bedin (2006)	$3 \times 10^{-2} - 8 \times 10^{-1}$	$3 \times 10^{-3} - 6 \times 10^{-2}$
(bauxita) Brasil	(LAB) Oedômetro	Bedin (2006)	-	$1 \times 10^{-3} - 2 \times 10^{-3}$
(bauxita) Brasil	(LAB) Oedômetro CRD	Bedin (2006)	-	$7 \times 10^{-3} - 2,1 \times 10^{-2}$
(bauxita) Brasil	(LAB) adensamento convencional	Bedin (2006)	-	$7 \times 10^{-3} - 8 \times 10^{-3}$
(bauxita) Estados Unidos	(LAB) Oedométrico convencional	Somogyi & Gray (1977)	-	$10^{-3} - 10^{-2}$
(bauxita) Estados Unidos	(LAB) Oedométrico convencional	Elias (1995)	-	$1,6 \times 10^{-3} - 9,5 \times 10^{-3}$
(bauxita) brasileira	(LAB) Ensaio com tensão controlada	Stinson (1981)	-	$1 \times 10^{-3} - 7 \times 10^{-3}$
(bauxita) australiana				$9 \times 10^{-4} - 4 \times 10^{-3}$
(bauxita) África ocidental				$8 \times 10^{-4} - 2 \times 10^{-3}$
(bauxita) jamaicana				$3 \times 10^{-4} - 9 \times 10^{-4}$

\*NA= Normalmente Adensado

\*PA= Pré Adensado

Os parâmetros constitutivos, ou seja, a condutividade hidráulica, compressibilidade e adensamento, governam o comportamento dos reservatórios durante o enchimento. No lançamento dos resíduos, constituídos de grande porcentagem de partículas finas e elevado teor de umidade, inicia-se um processo de deposição que envolve sedimentação em conjunto com o adensamento por peso próprio do material, resultando em grandes deformações. Logo o conhecimento das leis de compressibilidade e permeabilidade nestas condições é uma etapa importante da pesquisa.

### 2.3.4 Parâmetros de Resistência

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida pela máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver ocorrendo a ruptura. Segundo Lambe and Whitman (1979) o cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo. Os principais fenômenos que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão. A resistência por atrito entre as partículas depende do coeficiente de atrito, e pode ser definida como a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano, em outro paralelamente a este. O ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal na ruptura, é chamado de ângulo de atrito  $\phi$ , sendo o máximo ângulo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento. A resistência ao cisalhamento dos solos depende também da atração química entre partículas do solo, independente da força normal, denominada coesão real. A coesão real não pode ser confundida com a coesão aparente, presente principalmente em solos argilosos úmidos não saturados, determinada pela pressão capilar da água. Essa resistência desaparece à medida que o solo vai sendo saturado.

Os critérios de ruptura são formulações que refletem o comportamento dos solos até a ruptura. Segundo Pinto (2002), o critério de Mohr Coulomb representa adequadamente o comportamento de solos friccionais que toma por base o estado de tensões. As propriedades do solo podem ser obtidas diretamente através de ensaios de laboratório, ensaio de cisalhamento direto e ensaio de compressão triaxial ou através de ensaios de campo como o *Cone Penetration Test*.

Em linhas gerais, observam-se nos trabalhos apresentados nos últimos congressos e revistas técnicas, que os estudos de identificação de parâmetros de resistência e de acidentes causados por liquefação de depósitos de barragens de resíduos, são realizados através de ensaios de laboratório, mais diretamente por ensaios triaxiais. Apesar de ensaios triaxiais serem indicados para estudar o comportamento de geo materiais, influências nos procedimentos de execução dos ensaios com resíduos estão sendo investigadas com o propósito de estabelecer procedimentos padrões para determinar sua resistência em laboratório.

Quanto aos diferentes métodos de moldagem, [pluviação na água ou a seco (Vaid & Negussey, 1984), subcompactação (Lade, 1978), deposição com colher etc], é de consenso geral que estas técnicas apresentam forte influência nos resultados dos ensaios, principalmente nos realizados com corpos de prova no estado fofo. Em linhas gerais, Mulilis *et. al.* (1978) observaram os seguintes efeitos nos diferentes procedimentos de moldagem: nos corpos de prova moldados via úmida, a resistência foi de 38% a 58% maior que nos moldados a seco; nos corpos de prova moldados por sub-compactação, a resistência é cerca de 10% maior que em corpos de prova moldados com a mesma densidade relativa sem sub-compactação. Ladd (1978) apresentou três razões para justificar a dispersão da resistência obtidas com corpos de prova moldados por diferentes técnicas: (1) orientação nos contatos das partículas (Mulilis *et.al.*, 1977); (2) segregação dos grãos; e (3) variação do índice de vazios ao longo do corpo de prova.

Quanto a amostras indeformadas, os resultados de ensaios executados com corpos de prova “íntactos” apresentam resistência maior que os moldados em laboratório, na mesma densidade relativa, sugerindo que as condições “*in situ*” são mais estáveis que as obtidas na moldagem em laboratório (e. g. Townsend, 1978). O mesmo efeito foi observado por Singh (1995) com amostras de siltes e siltes arenosos, o qual sugeriu que este efeito pode ser causado por cimentação das partículas e história de tensões, que não estão presentes em amostras reconstituídas.

No caso de resíduos de mineração, a retirada de amostras indeformadas é algumas vezes difícil e até impossível, interferindo assim nos resultados obtidos em laboratório. As medidas de parâmetros de resistência estão sujeitas a certas condições definidas, como as condições naturais do solo, metodologia do ensaio, preparação dos corpos de prova e principalmente a qualidade das amostras. A Tabela 2.9 apresenta um resumo de resultados de parâmetros de resistência obtido através de ensaios de laboratório para diversos tipos de resíduos de mineração. Nestas abordagens, valores apresentaram uma variação na faixa entre 30° e 41° para o resíduo de bauxita e para o resíduo de ouro, entre 22° e 43°.

Tabela 2.9: Parâmetros de resistência em resíduos de mineração

Tipo de resíduo	Tipo de ensaio	Caracterização do material	Autores	Faixa de valores ou valores médios	
				$\phi'$ (graus).	$c'$ (KPa)
(ouro) Republic of Mali	(LAB) Triaxial CU	Resíduo não ciclonado Argila silto-arenosa $C_v=1,4 \times 10^{-3}$ ; $k=1,4 \times 10^{-7}$	Robertson <i>et al.</i> (2003)	23°	10
		Resíduo <i>undreflow</i> Areia silto-argilosa $C_v=1,5 \times 10^{-2}$ ; $k=3,3 \times 10^{-7}$		33°	20
		Resíduo overflow Argila siltosa $C_v=3,8 \times 10^{-3}$ ; $k=1,5 \times 10^{-7}$		24°	20
(ouro) Sul da África	(LAB) Triaxial CU	Ruptura por liquefação.	Fourie <i>et al.</i> , (2001)	30 °	0
(ouro) Norte Queensland	(LAB) Triaxial CU	Silte arenoso $G=3.4 - 3.6$ $C_v=2,4$ $K=10^{-5}$ a $10^{-6}$	McPhail <i>et al.</i> (2004)	32 °	0
(ouro)	(LAB) Triaxial CID	$e=1.1 - 1.2$	Blight & Steffen(1979)	28° - 40.5°	0
	(LAB) Triaxial CIU			28°	0
(ouro) Minas Gerais	(LAB) Triaxial CIU	Silte areno-argiloso IP=10 $\gamma_d=11$	Rocha Neto(2006)	31 °	4
		Silte areno-argiloso IP=10 $\gamma_d=12$		28 °	13
(bauxite) Estados Unidos	(LAB) Triaxial CID	$e=1.6 - 1.8$	Somogyi & Gray (1977)	42°	-
	(LAB) Triaxial CIU			22°	100
(ferro) Brasil, Mina de Fernandinho	(LAB) Cisalhamento direto	Areia fina e silte IP=0 G=elevado Ruptura por liquefação.	Parra & Pereira (1987)	42°	11
(ferro) Brasil, Mina do Pico São Luiz.	Retro-análise	Areia fina IP=0 G=elevado Ruptura por liquefação.	Parra & Ramos (1987)	34°	38
(cobre) Chile	(LAB)		Lara & Barrera (1999)	34° - 37°	0
(ferro) Brasil	(LAB) Cisalhamento direto		Espósito e Assis (2003)	26,5° - 36,2°	3 - 11
(ferro) Brasil	(LAB) Traixial CD		Ribeiro <i>et al.</i> (2003).	33,7° - 37,1°	0 - 2

\* $c_v$ =coef. Adensamento ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ); $K$ =condutividade hidráulica (m/s); $\gamma_d$ =peso espec. seco ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )



### 2.3.5 Parâmetros Elásticos

Dentre as propostas para a avaliação do comportamento geomecânico de resíduos de mineração, a técnica de determinação de velocidades de ondas sísmicas em laboratório sobre corpos de prova tem-se revelado eficiente na estimativa da rigidez. Essas técnicas empregam transdutores piezoelétricos, em crescente difusão e aplicabilidade.

A estreita colaboração da UFRGS com a Universidade do Porto (FEUP) na utilização de transdutores piezoelétricos foi determinante na realização dos ensaios pretendidos com o uso da técnica de *Benders Elements* em resíduos de mineração. A aplicação direta das velocidades medidas com a tecnologia de *benders elements* permitiu a caracterização do comportamento elástico do solo, potenciando, tal como pretendido, a avaliação do comportamento dos materiais estudados. Sendo que a interpretação dos registros dos ensaios é uma questão de grande relevância, pelas suas implicações nos resultados. Assim, procede-se a uma revisão da técnica e das várias propostas de análise e interpretação, citadas na bibliografia. As metodologias adotadas foram selecionadas entre estas propostas, atendendo à sua aplicabilidade, reprodutibilidade e fiabilidade.

#### 2.3.5.1 Transdutores Piezoelétricos

A capacidade de converter energia elétrica em energia mecânica ou vice-versa, a chamada piezoelectricidade, permite que os transdutores piezoelétricos funcionem como atuadores ou sensores, sendo que na maior parte dos casos o mesmo transdutor pode realizar ambas as funções (Ferreira, 2003). A piezoelectricidade caracteriza-se pelo aparecimento de um potencial elétrico em alguns cristais singulares na natureza, que possuem eixos polares, tais como quartzo, turmalina, lítio entre outros, quando os mesmos são submetidos a forças mecânicas. Os elementos piezocerâmicos são constituídos por uma única placa piezocerâmica, que ao ser excitada, deforma-se longitudinalmente em qualquer uma das três direções ortogonais, produzindo movimentos de extensão ou compressão do material cerâmico. A figura a seguir (Figura 2.8) adaptada de Ferreira (2003) ilustra o comportamento típico de um elemento duplo.

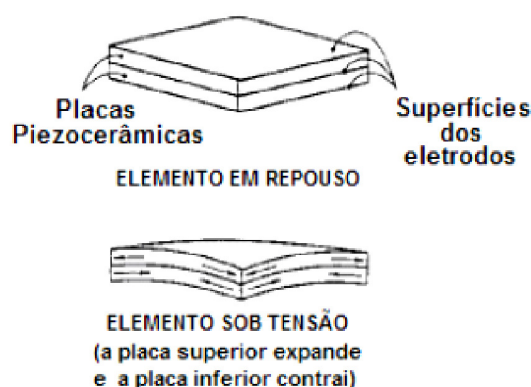


Figura 2.8: Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão

Dentre os transdutores piezoelétricos existentes, foram utilizados os *bender elements* para obtenção das ondas S e os *extender elements* para obtenção das ondas P, para esta pesquisa.

*Bender elements* constituem-se em instrumentos simples utilizados para a obtenção da velocidade de cisalhamento do solo  $V_s$  e por conseguinte com o uso da teoria da elasticidade determina-se o módulo cisalhante elástico do solo a deformações muito pequenas, uma vez que a máxima deformação cisalhante produzida em um ensaio como sendo menor que  $10^{-5}$ . Desta forma, o módulo cisalhante estimado é  $G$ , característico de deformações muito pequenas (Dyvik e Madshus, 1985).

O *bender element* (ou transdutor de flexão) é um transdutor piezocerâmico duplo constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eletrodos nas faces exteriores (Figura 2.9). A lâmina central funciona, igualmente, como material de reforço, já que as placas cerâmicas são por si só muito frágeis para serem manuseadas. O material piezoelétrico encontra-se envolvido por uma resina epóxi rígida, que o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e a água (Coop *et. al.* (1993), Ferreira (2003).

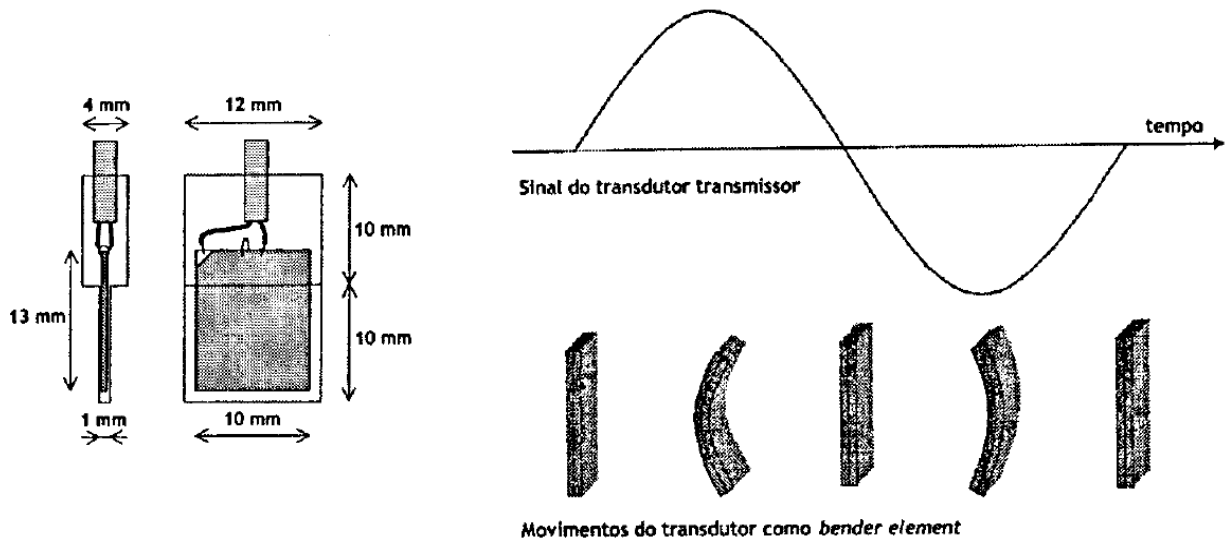


Figura 2.9: a) *Bender elements*; b) esquema de funcionamento (adaptados de Ferreira, 2003)

O sistema de *bender elements* é instalado no cabeçote superior da amostra e no pedestal do equipamento triaxial e projetam-se para dentro da amostra em aproximadamente  $\approx 4$  mm. O transdutor instalado no cabeçote superior, ou o transmissor, é excitado através da aplicação de uma voltagem, causando no mesmo uma vibração normal à face do cabeçote, enviando a onda através da amostra. A chegada da onda na outra extremidade da amostra é captada por outro transdutor, que funciona como o receptor. Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é mostrada em um osciloscópio digital, juntamente com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e a recepção da onda é o tempo de viagem da mesma, com o qual se pode calcular a velocidade da onda cisalhante.

Os *extender elements* (ou “transdutores de extensão”) são idênticos aos *bender elements*, constituídos igualmente, por 2 placas piezocerâmicas e de dimensões semelhantes, deformando-se em extensão-compressão propagando ondas P, por meio da alteração no modo de ligação das placas relativamente à direção de polarização, usado nos transdutores anteriormente referidos. De fato, ao inverter esta relação, ou seja, transformando a ligação em séries para paralelo e vice-versa, é alterado o movimento de deformação do transdutor e, conseqüentemente, a natureza da onda volumétrica propagada.

A configuração correspondente ao funcionamento com *extender elements* e relativa à propagação das ondas P está ilustrada na Figura 2.10 (Lings e Greening, 2001). A citação de

Ferreira, (2003), de que os mesmos transdutores, quando adequadamente ligados, poderiam ser utilizados para a propagação dos dois tipos de onda, permitiu rapidamente a criação de um único transdutor combinado ou híbrido, designado de *bender/extender element*, no qual é possível a alternância dos modos de ligação.

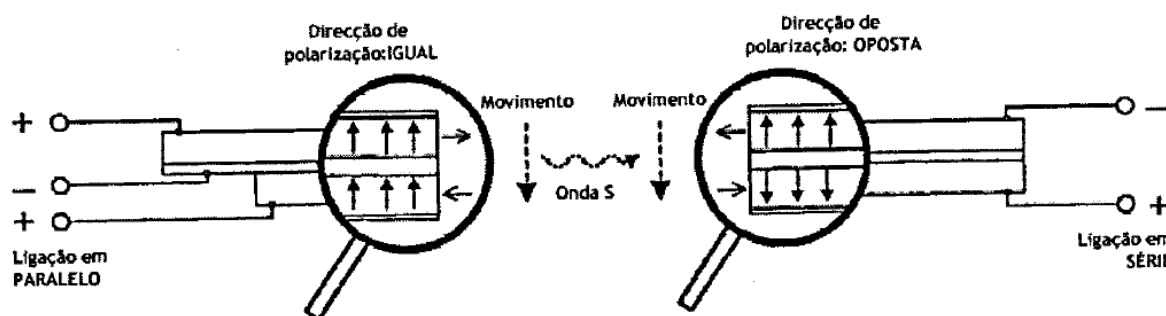


Figura 2.10: *Extender elements*: esquema de funcionamento

### 2.3.5.2 Aplicação das Ondas Sísmicas

As ondas de tensão e deformação geradas a partir de um ponto num meio elástico difundem-se em todas as direções, com velocidades finitas de propagação. No entanto, em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, estas podem ser consideradas ondas planares (também chamadas ondas internas ou volumétricas, por envolverem no seu movimento todo o volume do meio), podendo assumir-se dois tipos distintos de movimento das partículas: de compressão e de cisalhamento. A cada um destes tipos de movimento corresponde a um dos dois tipos de ondas volumétricas.

As ondas de dilatação, também conhecidas por ondas longitudinais, primárias, em rigor designa-se de compressão ou simplesmente ondas P, propagam-se através de movimentos de compressão e extensão, segundo a direção longitudinal, paralelamente à direção de propagação da onda, (Figura 2.11a). Este movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direção, não ocasionando quaisquer rotações. Assim pode-se afirmar que estas ondas possuem apenas um grau de liberdade (Elmore e Heald, 1969). A velocidade de propagação das ondas P é a mais elevada dentre todas as ondas sísmicas.

As ondas de cisalhamento, denominadas ondas transversais, secundárias, de corte ou ondas S, propagam-se no meio segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas (Figura 2.11b). A direção do movimento das partículas é

perpendicular à direção de propagação da onda, podendo distinguir-se duas formas independentes de movimento, consoante a sua direção de polarização: as ondas SH (horizontal polarizadas) e as ondas SV (verticalmente polarizadas). Deste fato se assume que as ondas S têm dois graus de liberdade. Tendo-se conhecida a distância percorrida pela onda e o tempo, pode-se determinar a velocidade da mesma, conseqüentemente pode-se determinar o módulo cisalhante do solo, como mostrado nas equações abaixo:

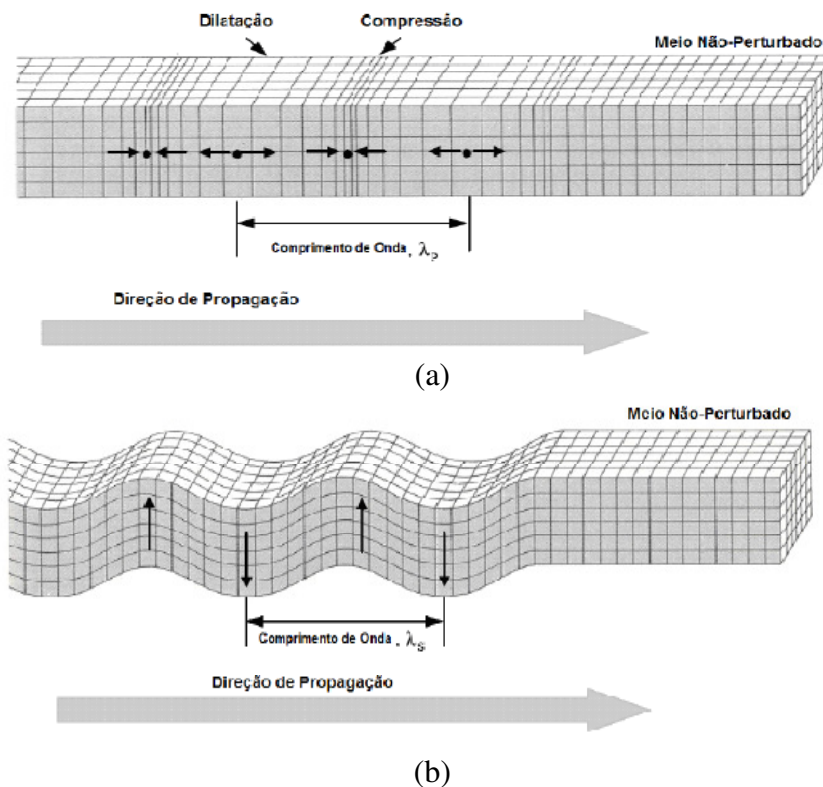


Figura 2.11: Esquema de modos de propagação de ondas: (a) onda P; (b) onda S (adaptado de Stokoe e Santamarina, 2000)

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad \text{e} \quad V_p = \frac{d}{t_p} \quad (2.1)$$

$$G = \rho \cdot V_s^2 = \rho \cdot \left( \frac{d^2}{t^2} \right) \quad (2.2)$$

onde:  $\rho$  é a massa específica do solo,  $d$  é a distância entre os transdutores e  $t_s$  = tempo de percurso da onda S,  $t_p$  = tempo de percurso da onda P. Uma das vantagens deste tipo de teste

é que trata-se de um ensaio não destrutivo, que permite qualquer número de medições de  $G_0$  durante todo o ensaio.

As velocidades de propagação das ondas de compressão e de cisalhamento,  $V_p$  e  $V_s$ , respectivamente, dependem diretamente das características do meio, assumindo como elástico infinito, homogêneo e isotrópico, onde são propagadas. As expressões que se seguem, deduzidas a partir das equações gerais do movimento, traduzem essa dependência.

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.3)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \left(\frac{1}{1+\nu}\right)} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.4)$$

onde:  $\nu$  é o coeficiente de Poisson;  $M$  é o módulo confinado, e  $G$  é o módulo cisalhante, em pequenas deformações, logo em regime elástico. Assim, a determinação das velocidades de propagação destas ondas elásticas permite, pela aplicação das expressões anteriores, a avaliação dos parâmetros elásticos do meio. Conhecida a massa específica  $\rho$ , é possível calcular o módulo cisalhante  $G$ , a partir da velocidade da onda de cisalhamento  $V_s$ . Por outro lado, conhecidos ambos os valores de  $V_p$  e  $V_s$ , é possível calcular o coeficiente de Poisson  $\nu$ , combinando as expressões (2.3) e (2.4), como se demonstra na seguinte expressão:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_s}{V_p}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (2.5)$$

Determinando o coeficiente de Poisson, o módulo de Young pode ser facilmente calculado, via qualquer das expressões (2.3) ou (2.4). A seguir (Figura 2.12) apresenta-se o esquema da relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades das ondas  $V_p$  e  $V_s$ .

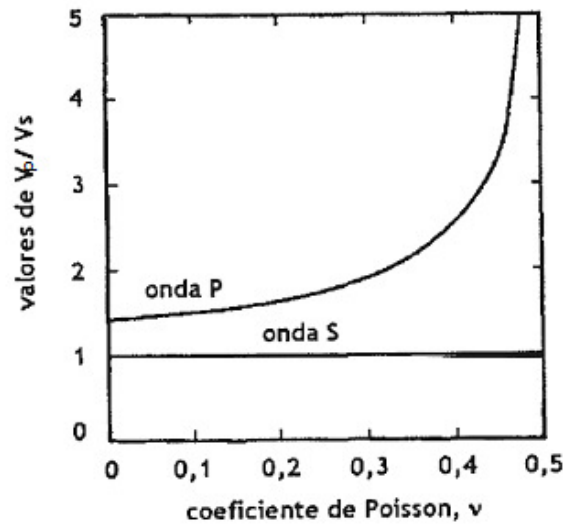


Figura 2.12: Relação entre o coeficiente de Poisson e as velocidades  $V_p$  e  $V_s$  num meio elástico semi-infinito (adaptado de Ferreira, 2003)

#### 2.3.5.2.1 Distância de percurso

A distância de percurso da onda é utilizada mais comumente como sendo a altura da amostra de solo ( $d$ ) deduzida do comprimento de penetração dos *bender elements* no corpo de prova (em geral não excede 8mm), ou seja, a distância entre as extremidades dos transdutores. A Figura 2.13 ilustra a determinação de  $d$ .

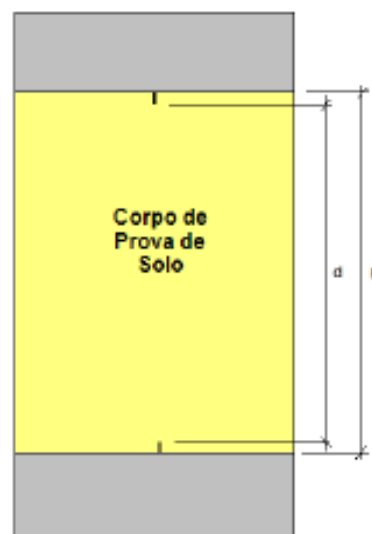


Figura 2.13: Definição da distância percorrida pelas ondas.

### 2.3.5.2.2 Tempo de Propagação (t)

A interpretação das ondas sísmicas traz alguma incerteza na determinação do tempo de propagação da onda de resposta, conforme o método utilizado para interpretá-la. Cabe ressaltar que a determinação do tempo de propagação da onda é o passo mais importante de todo o método. Deve-se ter atenção a alguns tipos de interferências na leitura das ondas, tais como, efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta da onda (Viana da Fonseca *et al.*, 2009). Existem vários métodos de interpretação de ondas e variam desde métodos simples, com observação direta dos registros e medição imediata de intervalos de tempo entre as duas ondas, até métodos mais complexos, que utilizam ferramentas estatísticas no tratamento dos sinais. Uma das formas mais simples e imediatas, embora exija experiência do “analista”(Viana da Fonseca *et al.*, 2009) para determinação do tempo e propagação da onda no solo é o método da primeira chegada da onda de resposta, que está descrito a seguir.

#### Método da primeira chegada da onda de resposta

O intervalo de tempo entre as ondas geradas e de resposta, é prática comum e baseia-se na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida, ou seja, na primeira inflexão do sinal de resposta (Figura 2.14). Os primeiros investigadores a utilizar este ensaio (Abbiss, 1981; Dyvik e Madshus, 1985) observaram que a inversão da polaridade do sinal emitido era, conseqüentemente, acompanhada pela inversão, no sinal de resposta, apenas da parte correspondente à onda de cisalhamento, cancelando os efeitos distorcionais e o ruído presente. Este processo simples permitia, em geral, confirmar o ponto de primeira inflexão como o ponto de chegada da onda propagada. Mas trabalhos posteriores demonstraram que tal fato não pode ser generalizado, já que os efeitos de vizinhança também são invertidos na totalidade, acompanhando a onda de cisalhamento (Viana da Fonseca *et al.*, 2009).



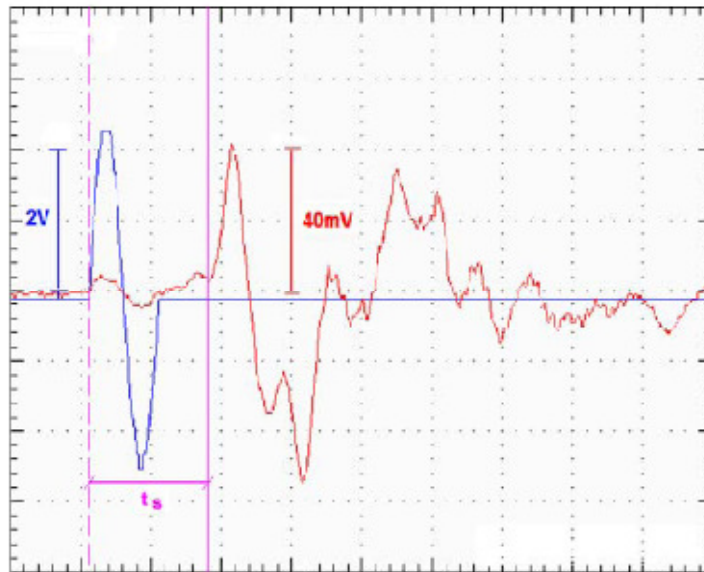


Figura 2.14: Determinação do tempo de propagação de uma onda S

#### 2.3.5.2.3 A Sensibilidade das ondas S a fatores diversos

As velocidades das ondas de corte e, por conseqüência, o módulo de cisalhamento  $G_0$  são muito sensíveis a um conjunto de fatores. Muitos trabalhos de investigação neste domínio foram realizados e algumas relações fundamentais bem estabelecidas. Hardin e Richart, (1963), Jamiolkowski, *et al.* (1991) entre outros, sistematizaram os principais fatores numa função:

$$G = F(\sigma'_v, \sigma'_h, e, H, S, C, f, t, T)$$

onde:

$\sigma'_v$  = tensão efetiva vertical;

$\sigma'_h$  = tensão efetiva horizontal;

$e$  = índice de vazios;

$H$  = história de tensões;

$S$  = grau de saturação;

$C$  = características granulométricas e mineralógicas;

$f$  = frequência de excitação;

$t$  = tempo;

$T$  = temperatura;

Hardin e Richart (1963) e Iwasaki *et al.*, (1978) definiram em análise experimental a seguinte função para o índice de vazios:

$$F_{(e)} = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (2.6)$$

Na análise efetuada, o módulo cisalhante do solo foi primeiramente normalizado relativamente ao índice de vazios e ao módulo cisalhante inicial do solo, conforme equação abaixo:

$$G_{(e)} = \frac{(G / G_o)}{F_{(e)}} \quad (2.7)$$

Segundo Roesler (1979), o módulo é relativamente mais influenciado pelas componentes individuais das tensões efetivas, tendo realçado em particular essa importância. Posteriormente a normalização do módulo é em função do índice de vazios e tensões efetivas principais, para as quais se adaptaram, por simplicidade de cálculo, expoentes típicos para cada tipo de solo. Estes derivam de valores de referência encontrados na literatura (Jamiolkowski et al., 1991) para estimativa de G de siltes e areias, estabelecido na expressão 2.8, (igual a 0,5). O valor normalizado de G f(e,σ) pode, estão ser traduzido pela expressão 2.9.

$$n^h = n^v = 0,5 \quad (2.8)$$

$$G_{(e,\sigma)} = \frac{(G / G_o)}{(\sigma'_v)^{n^v} \cdot (\sigma'_h)^{n^h} \cdot F_{(e)}} \quad (2.9)$$

### 2.3.6 A Importância das Ondas de Compressão

Constata-se atualmente que as velocidades das ondas P em solos podem contribuir significativamente para o projeto geotécnico na avaliação da saturação e conseqüentemente na verificação do potencial de liquefação. Ishihara *et al.* (2001) e Yang (2002) têm demonstrado a sua aplicabilidade e relevância na caracterização dos solos, contrariando as perspectivas inicialmente limitativas das ondas P. As vantagens de utilização das velocidades de ondas P como parâmetro fiável para identificação do grau de saturação e da resistência à liquefação podem ser consideradas a dois níveis:

- A velocidade  $V_p$  pode ser medida no campo e em laboratório, enquanto outras propriedades como o valor de  $B$  ou o grau de saturação não podem ser medidas *in situ*, assim, a velocidade das ondas P pode ser usada como meio para identificar condições de estado de corpos de prova de laboratório e dos maciços *in situ*, relacionando-a com o grau de saturação (Yang, 2002);
- A medição *in situ* de  $V_p$  é considerada um processo de idêntico nível de credibilidade que o processo laboratorial.

### 2.3.6.1 Verificação da saturação

Um das técnicas mais correntes para desenvolver a saturação num ensaio triaxial consiste na aplicação de pequenos incrementos de tensão total, mantendo constantes as tensões efetivas. Tal realiza-se, na prática, aumentando do mesmo valor, ambas as pressões na câmara e da água nos poros, como por exemplo de 20kPa.

A verificação da saturação é feita, convencionalmente, pela determinação do parâmetro  $B$  de Skempton, a partir dos valores de tensão de cisalhamento e de água nos poros, pela expressão já bem conhecida:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (2.10)$$

Onde:  $\Delta u$  representa o excesso de pressão de água nos poros e  $\Delta \sigma_3$  corresponde ao incremento de pressão na câmara aplicado.

Além deste parâmetro, as ondas de compressão constituem também de um meio de verificação da saturação, em particular, da distinção entre os estado de saturação parcial e total. Enquanto que o parâmetro  $B$  vai crescendo lentamente à medida que as tensões totais aumentam, os valores das velocidades das ondas P mantêm-se praticamente constantes até aos últimos níveis de tensões, onde sofrem um crescimento acentuado, aproximando-se rapidamente dos valores próximos do da velocidade de propagação do som na água (aproximadamente igual a 1500m/s). A relação teórica entre os valores das velocidades das ondas P e os parâmetros de saturação foi deduzida por Ishihara *et al.*, (2001) e Yang (2002), cuja forma final se apresenta na expressão seguinte:

$$V_p = \left[ \frac{\frac{4G}{3} + \frac{K_b}{(1-B)}}{\rho} \right]^{1/2} \quad (2.11)$$

onde:  $G$  é o módulo de cisalhamento do solo,  $B$  é o parâmetro de pressões de água nos poros de Skempton,  $\rho$  peso específico úmido,  $K_b$  representa o módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo, definido por:

$$K_b = \frac{2G \cdot (1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.12)$$

onde:  $G$  é o módulo cisalhante e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do material.

A Figura abaixo mostra os resultados de ondas de cisalhamento S e ondas de corte P durante a fase de saturação em ensaios triaxiais obtidos por Ishihara *et al.*, (2001) em uma areia de Niigata. Tendo como base um coeficiente de Poisson de 0,4. Os valores da onda de compressão  $V_p$  ficou em torno de 1700m/s para um parâmetro  $B$  próximo a 1.

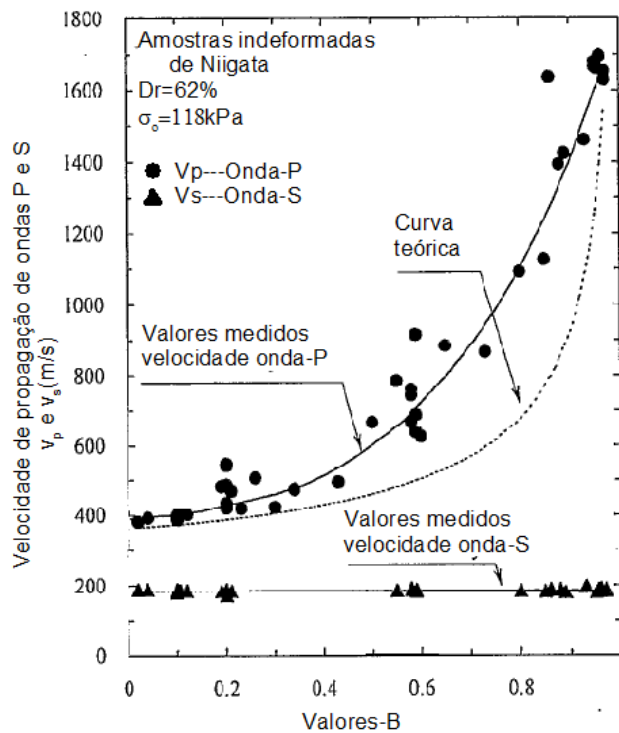


Figura 2.15: Velocidade de cisalhamento e compressão versus parâmetro  $B$ , (Ishihara, 2001)

A mesma avaliação foi realizada por Ferreira (2003) em um solo residual com coeficiente de Poisson variando de 0,2 a 0,4. Os valores de velocidade de compressão obtidos foram levemente inferiores, ficando na faixa de 1400m/s para valores do parâmetro B próximo a 1, conforme Figura 2.16.

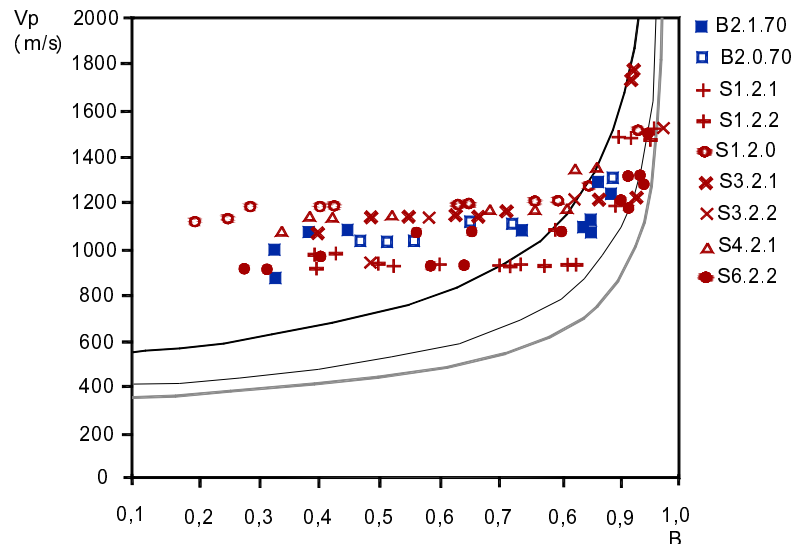


Figura 2.16: Velocidade de cisalhamento e compressão *versus* parâmetro B (Ferreira, 2003).

### 2.3.7 Módulo Cisalhante

O módulo de cisalhamento ou cisalhante  $G$ , como é chamado, é um dos parâmetros de rigidez que reflete uma medida exclusivamente dependente das solicitações de cisalhamento e é reconhecidamente um parâmetro geotécnico de referência. A sua caracterização tem, por isso, uma influência determinante na definição e seleção dos valores de cálculo utilizados em projeto. No entanto, a prática geotécnica confronta-se frequentemente com dificuldades na sua adequada quantificação. De fato, para uma mesma estrutura geotécnica, a rigidez do solo varia conforme a posição e as cargas aplicadas, consideradas no dimensionamento (Atkinson, 2002).

Existem vários métodos para a determinação do módulo cisalhante *in situ* e em laboratório. Os ensaios *in situ* têm a vantagem de não serem afetados por problemas nos processos de amostragem e caracterizam grandes volumes de material. No entanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo numa gama limitada de deformações (de pequenas a moderadas), caracteriza em termos médios o volume do terreno envolvido no ensaio. Por sua vez, os ensaios de laboratório permitem uma caracterização de

solo numa gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas de estado e de níveis de tensão, mas está limitado a um volume muito menor, (Ferreira, 2003). A Tabela 2.10 resume os principais ensaios *in situ* e de laboratório, para a determinação do módulo cisalhante.

Tabela 2.10: Ensaios para determinação do módulo cisalhante

Ensaio de campo	Princípio da técnica	Distorção associada
Cross-Hole, CH	Determinação da velocidade de propagação da onda de cisalhamento, $V_s$	$\approx 10^{-5}$
Dow-Hole, DH		
Up- Hole, UH		
Piezocone sísmico, SCPT (U)		
Refração sísmica	Determinação da velocidade de onda Raleigh, $V_R$	$\approx 10^{-3}$
Vibração em regime estacionário		
Análise espectral de ondas estacionárias, SASW	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	$\approx 10^{-3}$
Ensaio pressiométrico, SBPT		

Independentemente do ensaio utilizado para a obtenção das ondas sísmicas, ou do método de interpretação dos registros, o resultado relevante é a determinação correta do tempo de propagação da onda através do solo.

## 2.4 LIQUEFAÇÃO

Historicamente algumas rupturas ocorridas em barragens de resíduos de mineração podem ser atribuídas ao fenômeno da liquefação, causada pela ação de carregamentos dinâmicos ou estáticos. Uma característica comum nestes casos é que os solos onde ocorrem os desastres poderiam ser considerados fofos por qualquer sistema de classificação baseado em número de golpes do ensaio SPT, penetração no ensaio de cone ou densidade relativa  $D_r$ . Algumas das rupturas foram desencadeadas por carregamentos sísmicos e outras por um aumento monotônico das tensões de cisalhamento na massa de solo (liquefação estática), resultando em ambos os casos no fluxo do solo como um líquido denso. O fato deste tipo de ruptura se assemelhar ao comportamento de um líquido é devido à substancial perda de resistência em regiões da massa de solo e não apenas ao longo de determinada superfície de ruptura. De modo geral, liquefação (ou mais estritamente fluxo por liquefação) designa o grupo de fenômenos que apresenta em comum o surgimento de altas pressões em solos

saturados, devido a carregamentos estáticos ou cíclicos, sob volume constante. Quando ocorre liquefação, um súbito aumento da poro pressão reduz a resistência ao cisalhamento do solo e compromete o desempenho de estruturas de contenção, causando inclinações das mesmas e originando recalques e destruição de estruturas localizadas sobre a superfície do terreno. Em reservatórios de contenção de resíduos construídos pelo método de alteamento a montante (*upstream*) este fenômeno pode ser desastroso e produzir ruptura das barragens e vazamento de contaminantes para o meio ambiente.

Dada à importância do tema, existe literatura abrangente (Tibana, 1997, Lade and Yamamuro, 1999, Guillén, 2004, Jefferies e Been, 2006, Zhou e Chen, 2007 entre outros), um relatório recente (Costa Filho, 2006) e referências específicas em códigos e normas. Nesta literatura há distintos critérios publicados para estimativa da suscetibilidade à liquefação de solos, sendo alguns deles apresentados a seguir.

#### 2.4.1 Disposição do Material

Os processos geológicos que formam e transportam partículas relativamente uniformes produzem depósitos de solo de baixa densidade relativa e suscetíveis à liquefação. Ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível de água situa-se próximo à superfície, como no caso de barragens de resíduos de mineração, aterros hidráulicos entre outros.

#### 2.4.2 Critério de composição de material

A liquefação é normalmente associada a depósitos granulares, pois em solos de granulometria mais fina não se observa a perda completa das tensões efetivas pela geração de excesso de poro pressão. Mais recentemente, os limites dos critérios baseados na composição do material foram expandidos, tendo sido observado que a suscetibilidade à liquefação é influenciada pela distribuição granulométrica, forma das partículas e índice de plasticidade.

##### 2.4.2.1 Distribuição granulométrica

Terzaghi *et al.*, (1996) relatam a influência da distribuição granulométrica na suscetibilidade à liquefação. Solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis porque o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta numa menor variação volumétrica, sob condição drenada, e em menores valores de poro pressão na condição não drenada.

Evidências de campo indicam que a maioria dos casos de ruptura por liquefação ocorre em depósitos de solo com granulometria uniforme. Tsuchida (1970) apresentou faixas limites de distribuição granulométricas de solos que desenvolveram ou apresentaram potencial para desenvolver o fenômeno de liquefação. Estas faixas, apresentadas na Figura 2.17, foram obtidas após a análise da distribuição granulométrica do solo de depósitos naturais que desenvolveram ou não liquefação.

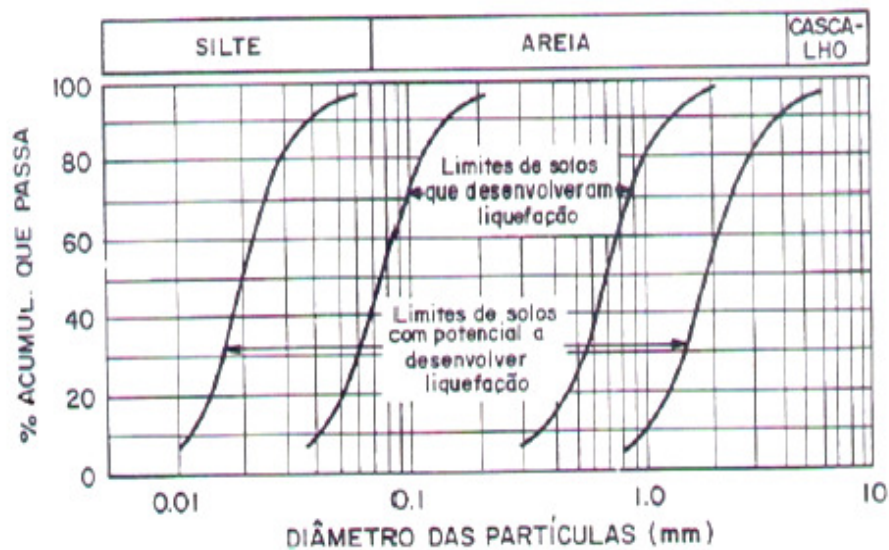


Figura 2.17: Faixas granulométricas (Tsuchida, 1970)

Ishihara et. al. (1980) definiram uma faixa de distribuição granulométrica de diversos resíduos siltosos não plásticos utilizados em um extenso estudo que visava determinar o potencial de liquefação. Esta faixa granulométrica é apresentada comparativamente aos limites inferiores estabelecidos por Tsuchida (1970) na Figura 2.9. Observa-se que as distribuições granulométricas da maioria dos resíduos apresentam predominância de silte e partículas de dimensões de argila, muito embora sejam materiais não plásticos. Apesar da faixa granulométrica, desses resíduos estarem à esquerda dos limites estabelecidos por Tsuchida, de materiais que desenvolveram liquefação, existem razões para se supor que resíduos podem ser igualmente susceptíveis ao desenvolvimento deste fenômeno, pois são constituídos essencialmente de partículas finas não plásticas, conseqüentemente, sem coesão, mobilizando resistência ao cisalhamento por atrito e rearranjo dos grãos.



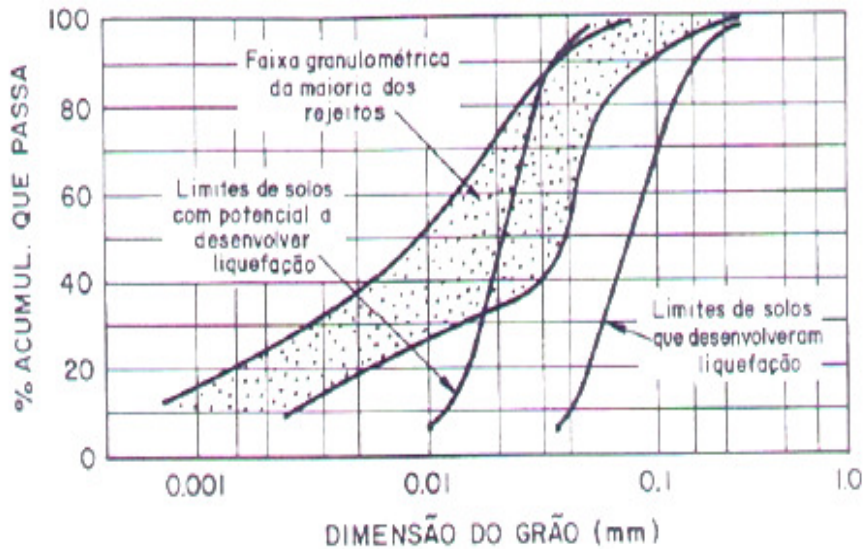


Figura 2.18: Faixa granulométrica de resíduos (Ishihara *et. al.*, 1980)

#### 2.4.2.2 Índice de Plasticidade

Vários estudos de laboratório têm demonstrado uma forte correlação entre índice de plasticidade e aumento da resistência à liquefação do solo. Ishihara e Koseki (1989) constataram que, o aumento do índice de plasticidade aumenta a resistência à liquefação, indicando que as características de plasticidade são mais influentes do que a distribuição granulométrica, no caso de solos finos (Figura 2.19).

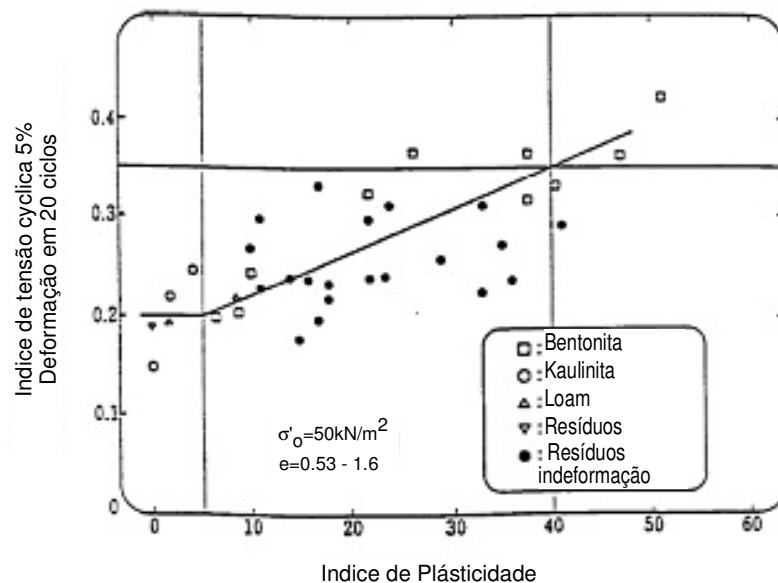


Figura 2.19: Índice de plasticidade, Ishihara e Koseki,(1989)

Polito (1999), em sua dissertação de mestrado, realizou um amplo estudo sobre o efeito da quantidade de finos plásticos e não plásticos na resistência à liquefação de solos, analisando estudos anteriormente realizados através de ensaios de campo (Mogami e Kubo (1953) e Holzer *et al.*, (1989), ensaios de laboratório (Lee e Seed (1967a), Chang *et al.*, (1982), Koester (1994), Ishihara and Koseki (1989) e em resíduos de mineração (Dobry e Alvarez (1967), Okusa *et al.*, (1980), e Garga e McKay (1984). A conclusão final da pesquisa de Polito (1999), em acordo a revisão bibliográfica realizada, mostra que com o aumento da plasticidade aumenta a resistência à liquefação de solos.

#### 2.4.2.3 Forma das partículas

Reddy (2008) apresenta um amplo estudo sobre a influência da forma das partículas e seu impacto na resistência de solos, avaliando em particular como a forma das partículas pode igualmente influenciar a suscetibilidade à liquefação. Reddy mostra que solos com partículas arredondadas são mais susceptíveis à liquefação que aqueles com partículas angulares, porque a contração em solos de grãos arredondados é devida ao rearranjo das partículas, enquanto que em solos com grãos angulares esta se dá, parcialmente, pelo esmagamento dos grãos.

#### 2.4.3 Teoria do estado crítico

Mesmo quando o solo satisfizer aos critérios de suscetibilidade anteriormente descritos, a liquefação pode ou não se desenvolver. A suscetibilidade à liquefação depende ainda de um critério de estado, dependente da densidade relativa, da rigidez e das tensões iniciais no maciço de solo. Historicamente, os seguintes critérios são apresentados na literatura:

##### 2.4.3.1 Critério do índice de vazios crítico

Casagrande (1936) ao executar ensaios triaxiais verificou experimentalmente que sob uma mesma tensão efetiva, a densidade relativa do solo se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram cisalhadas a elevados níveis de deformações. O índice de vazios correspondente a este estado final de volume constante foi denominado índice de vazios crítico. Com a execução de ensaios adicionais sob diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou também que o índice de vazios crítico podia ser unicamente relacionado às tensões de confinamento, através da linha de índice de vazios crítico ilustrada na Figura 2.20.

Ainda que os equipamentos necessários para medição de poro pressão não estivessem disponíveis na época (1936), Casagrande sugeriu que a linha de vazios crítico também poderia ser interpretada como uma fronteira entre regiões de desenvolvimento de excessos de poro pressão positiva (contração de volume, solos fofos) e de poro pressão negativa (expansão de volume, solos densos). Admitindo-se então que a linha de índice de vazios crítico, delimita uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, esta pode ser considerada como um critério de suscetibilidade à liquefação. Solos saturados com índices de vazios altos o suficiente para serem localizados acima desta linha são considerados suscetíveis à liquefação, enquanto que os plotados abaixo dela são classificados como não suscetíveis.

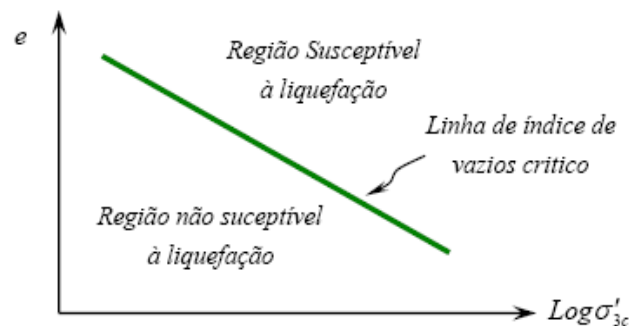


Figura 2.20 Linha de vazio crítico (Casagrande, 1936)

#### 2.4.3.2 Critério do estado de deformação

Castro (1969) executou um programa de ensaios triaxiais de tensão controlada, não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas isotrópica e anisotropicamente. Três diferentes tipos de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente estão representadas na Figura 2.21. Solos fofos (amostra A) exibiram um pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir a baixos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio. Solos densos (amostra B) apresentaram inicialmente contração de volume, seguido por expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento relativamente altas, atingindo consideráveis valores de resistência ao cisalhamento. Para as amostras com densidade relativa intermediária (amostra C), o pico de resistência no início do ensaio foi seguido por uma região de amolecimento intermediária que terminou a partir do momento em que a variação de volume foi novamente de expansão, caracterizando o chamado ponto de transformação de fase (Ishihara, 1975). Com acréscimos de carregamento subsequentes, o solo da amostra C

continuou a apresentar dilatação de volume sob altas tensões de confinamento, bem como altos valores de resistência ao cisalhamento. O tipo de comportamento da amostra C foi denominado de liquefação limitada.

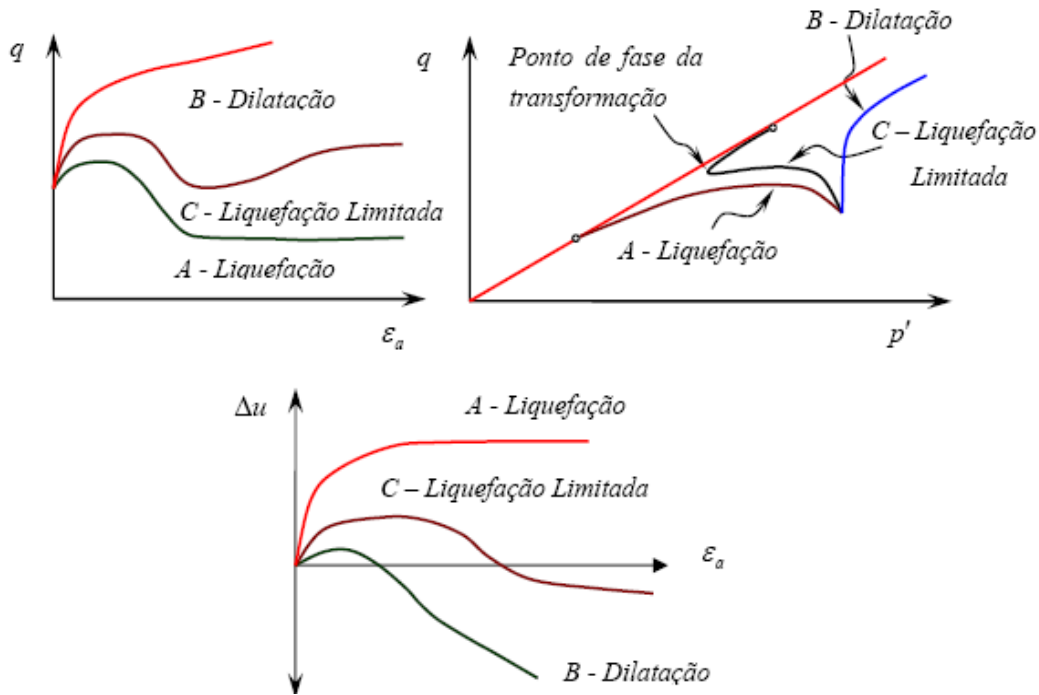


Figura 2.21 Comportamento típico de ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969).

#### 2.4.3.3 Critério do parâmetro de estado

Densidade relativa ou índice de vazios tem aplicabilidade limitada na estimativa da suscetibilidade à liquefação de solos, pois um solo pode ser susceptível à liquefação sob baixas tensões confinantes, mas não susceptível caso estas sejam altas. Para contornar este problema Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, definido na equação 2.13 e o índice da tensão de estado  $I_p$ , equação 2.14, definido por Coop *et al.* (1993) e Wang *et al.* (2002).

$$\psi = e - e_c \quad (2.13)$$

$$I_p = p / p_c \quad (2.14)$$

onde:  $e_c$  e  $p_c$  são o índice de vazios e a tensão efetiva na linha do estado crítico e,  $e$  e  $p$  são o índice de vazios e a tensão efetiva na linha de consolidação isotrópica. (Figura 2.22). Quando  $\psi$  é positivo, o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação, enquanto que para valores negativos de  $\psi$  a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado suscetível ao fluxo por liquefação. Já a relação entre a pressão inicial e a pressão no estado crítico correspondente ao índice de vazios *in situ* é definido por  $I_p$ , que estabelece a mudança de comportamento do material em conformidade com o estado crítico.

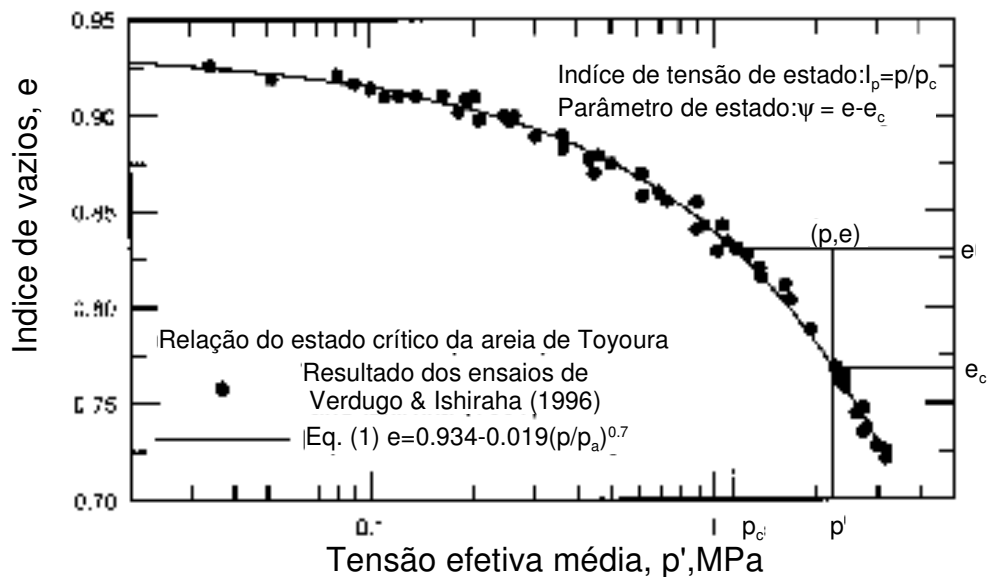


Figura 2.22 Definição do parâmetro de estado e do índice de tensão de estado (adaptado de Wang, 2002)

#### 2.4.4 Efeitos de finos

Vários aspectos do comportamento de solos são afetados pelo teor de partículas finas, que devem ser incluídos em modelos constitutivos para descrever o comportamento do solo. A presença de finos altera o comportamento de compressibilidade, índice de vazios, densidade relativa e conseqüentemente comportamento tensão deformação do solo. A ocorrência de eventos desastrosos, tais como falhas de barragens de resíduos ou fluxos de detritos sempre foram difíceis de prever, pois são eventos que parecem não estar em conformidade com métodos convencionais. Os eventos parecem ser iniciados por uma forma de instabilidade que podem ocorrer em partículas finas, tais como materiais avulsos, areias finas e siltes.

O mecanismo subjacente a estas instabilidades foi descoberto em estudos teóricos para o desenvolvimento de modelos de comportamento do solo (Lade *et al.*, 1987, 1988). A investigação foi, posteriormente, estendida para esclarecer o tipo de comportamento e as condições indutivas de instabilidade estática e posterior liquefação desses materiais (Lade e Pradel 1990, Lade 1992, 1993, 1994a, 1994b). Vários tipos de areias finas foram estudadas em diferentes testes laboratoriais para descobrir quais as composições de areia são mais sensíveis à instabilidade e liquefação estática (Lade 1997 e Yamamuro, 1999, Lade e Yamamuro 1997, Zlatovic e Ishihara 1997, Lade *et al.*, 2009).

A Figura 2.23 apresentada por Lade *et al.*, (2009) mostra a variação da compressibilidade a 25 kPa para sete diferentes composições siltosas e três densidades relativas. O melhor ajuste das curvas para todas as misturas e densidades relativas forma um padrão consistente, como visto na figura. Com o aumento da quantidade de finos há um aumento da compressibilidade e assim um aumento da densidade relativa do material. Este padrão de compressibilidade foi relacionado por Lade *et al.*(2009) com as condições de liquefação estática determinada a partir de ensaios de compressão triaxial, apresentados na Figura 2.24. Os ensaios mostraram que com o aumento da densidade relativa, a areia se afasta do silte e do risco à liquefação, exibindo comportamento estável. Os ensaios com  $Dr= 31, 42$  e  $47\%$  mostraram claramente liquefação, enquanto os dois corpos de prova com densidade relativa de  $53\%$  e  $56\%$  apresentaram comportamento estável. Assim os autores concluíram que a posição entre a condição estável e a liquefação ocorre perto de uma densidade relativa de  $50\%$ .

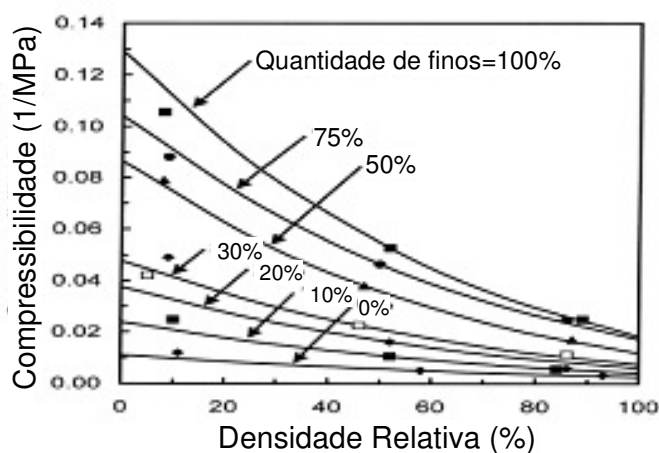


Figura 2.23: Variação da compressibilidade com a quantidade de finos (Lade *et al.*, 2009).

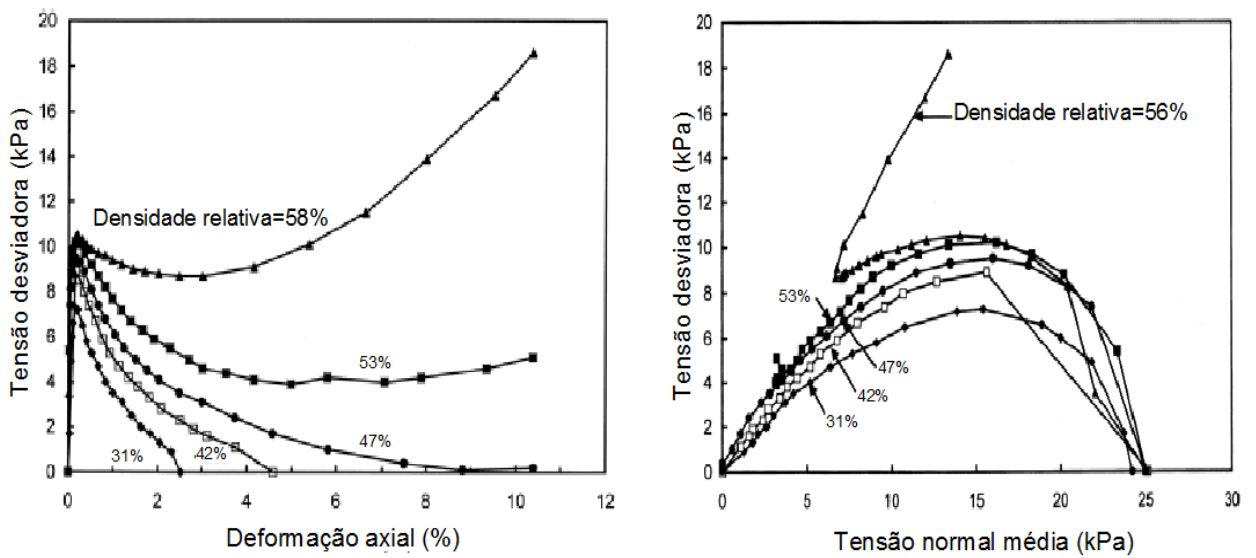


Figura 2.24: Resultados dos ensaios triaxiais com diferentes densidades (adaptado de Lade *et al.*, 2009).

Com o objetivo de analisar a linha do estado crítico no espaço índice de vazios e tensão efetiva, Been e Jefferies, (1985) realizaram ensaios triaxiais em uma areia com diferentes quantidades de finos (Figura 2.25). Na pesquisa observou-se que a declividade da curva LEC aumenta com o aumento da quantidade de finos, conforme apresentado por Andrianopoulos *et al.*, (2001) e mostrado na Figura 2.26

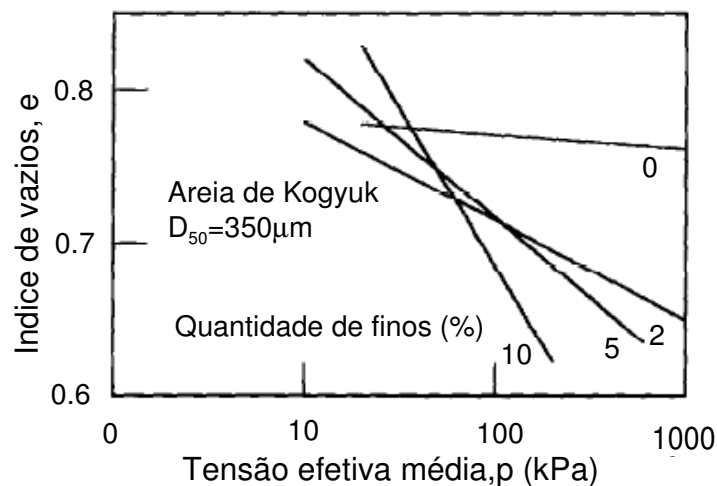


Figura 2.25: Efeito da quantidade de finos na localização da LEC (adaptado de Been & Jefferies, 1985)

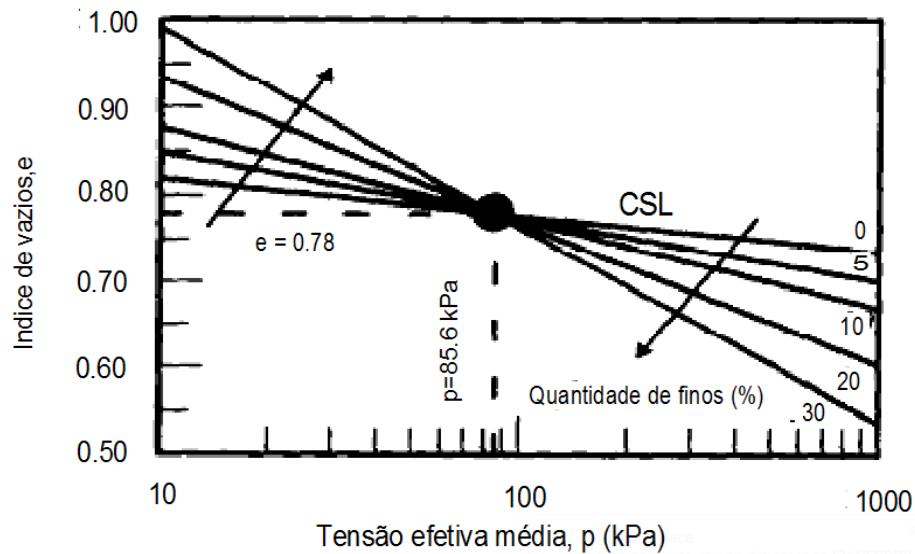


Figura 2.26: Efeito da quantidade de finos na localização da LEC (adaptado Andrianopoulos *et al.*, 2001)

#### 2.4.5 Avaliação da Resistência a liquefação através das ondas sísmicas

Ao longo dos últimos 25 anos, uma metodologia denominada 'procedimento simplificado' tem evoluído como um padrão de práticas de avaliação à liquefação. Após o desastroso terremoto no Alasca e em Niigata, no Japão, em 1964, Seed e Idriss (1971) desenvolveram e publicaram um método chamado "procedimento simplificado". Esse procedimento foi modificado e melhorado periodicamente desde então, principalmente através de pesquisas de Seed (1979), Seed e Idriss (1982), e Seed *et al.*, (1985).

Em 1985, o Professor Robert V. Whitman organiza um encontro do *National Research Council (NRC)* no qual 36 pesquisadores e observadores do estado-do-conhecimento fizeram a avaliação da susceptibilidade à liquefação. Este encontro produziu um relatório (NRC 1985) que se tornou um padrão de referência amplamente utilizado na avaliação de riscos de liquefação. Em Janeiro de 1997, Youd, Idriss e outros 20 pesquisadores atualizaram o procedimento simplificado e incorporaram os resultados da investigação a partir da década anterior. Este trabalho resumiu recomendações quanto à liquefação através de fenômenos sísmicos, geração de grandes poro pressões na água e conseqüentes amolecimento dos solos (Youd e Idriss, 1997). No cálculo ou estimativa da liquefação de solos duas variáveis são necessárias: (1) a ação de resistência do solo, expressa em termos de CSR e (2) a razão da resistência, reação, expresso em termos de CRR. Seed e Idriss (1971) formularam a seguinte equação para o cálculo da ação de resistência do solo:



$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_d}{\sigma'_m} \quad (2.15)$$

onde:  $\tau_{av}$  é a maior resistência ao cisalhamento no ensaio cíclico e  $\sigma'_v$  a tensão efetiva inicial e  $\sigma'_d$  é a maior resistência desvio alcançada durante o ensaio estático ( $\sigma'_1 - \sigma'_3$ ) e  $\sigma'_m$  é a tensão efetiva inicial. Para a determinação da razão de resistência (CRR) é usado a seguinte expressão:

$$CRR = \left[ a \left( \frac{K_c V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - K_c V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] MSF \quad (2.16)$$

onde: **a** e **b** são parâmetros de ajuste a curva,  $K_c$  é o fator de correção para valores elevados de  $V_{s1}$  causada pela cimentação e envelhecimento, MSF a escala de magnitude do terremoto e  $V_{s1}^*$  é o maior valor de  $V_{s1}$  durante a deformação, sendo  $V_{s1}$  obtida pela seguinte expressão:

$$V_{s1} = V_{sf} C_v = V_{sf} \left( \frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0.25} = V_s \left( \frac{1 + 2K_o}{3} \right)^{0.25} \left( \frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (2.17)$$

sendo:  $K_o$  o coeficiente de empuxo do solo, normalmente igual a 0.5, Pa a pressão atmosférica e  $\sigma'_v$  a tensão efetiva inicial.

A Expressão 2.16 foi idealizada para a condição de ensaios *in situ*, para as condições laboratoriais a expressão da curva é afetada. Seed *et al.*, (1975) propôs que o CRR necessário para produzir liquefação em campo seria sensivelmente 10% menor do que o necessário para os ensaios de laboratório. Então, a razão de resistência à liquefação de um elemento de solo em laboratório é representada pela seguinte expressão:

$$CRR = 0,9 \cdot CRR_{lx} \quad (2.18)$$

Assim a equação 2.16 modificada para ensaios de laboratório pode ser expressa da seguinte maneira:

$$CRR_{tx} = \frac{1}{0,9} \left[ a \left( \frac{K_c V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - K_c V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] MSF \quad (2.19)$$

onde  $MSF=(M/7,5)^{-2,56}$  elaborado com base de evento sísmica na magnitude  $M=7,5$ .

Na Figura 2.27 estão representadas sete curvas propostas por diferentes autores relacionando CRR com  $V_{s1}$ . O melhor ajuste foi o obtido por Tokimatsu e Uchida (1990) determinado a partir de ensaios triaxiais cíclicos para diferentes areias. A curva determinada por Robertson *et al.*, (1992) foi desenvolvida utilizando dados de ensaios de campo no *Imperial Valley*, na Califórnia, juntamente com dados de quatro outros pontos de análise. As curvas apresentadas por Kayen *et al.*, (1992) e Lodge (1994) são provenientes de locais que tiveram ou não liquefação durante o terremoto de Loma Prieta em 1989. A curva de Andrus e Stokoe (1997) representada na figura foi realizada com base em solos não cimentados, com menos de 5% de finos e do tempo geológico Holocénico. Os dados foram obtidos a partir de 20 sismos diferentes e mais de 50 locais de medição.

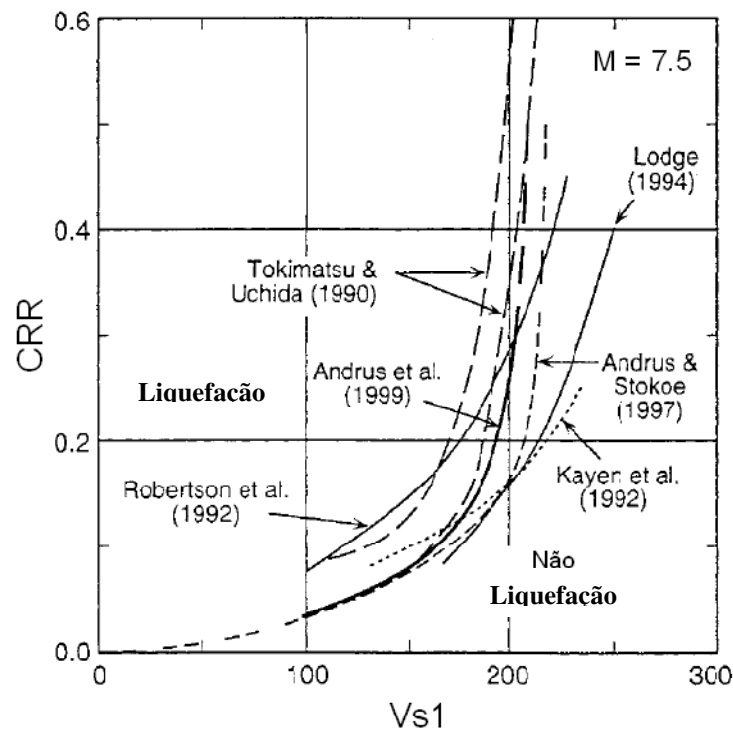


Figura 2.27: Comparação de sete curvas CRR- $V_{s1}$

Andrus e Stokoe (2000) reajustaram a curva com o aumento da base de dados, analisando a partir de 26 sismos e mais de 70 locais de medição. A relação entre  $V_{s1}$  e CRR

ou CSR recomendada por Andrus e Stokoe (2000) para sismos de magnitudes iguais a 7.5 e solos do Holocénico com diferentes percentagens de finos estão representadas na Figura 2.28. Nesta figura estão também representados casos em que ocorreu liquefação com sismos de magnitudes compreendidas entre 5.9 e 8.3. As diferentes curvas foram determinadas de forma iterativa, variando os valores dos parâmetros **a** e **b**, até que quase todos os pontos relativos à origem do fenômeno em estudo estivessem restritos à região de liquefação e os casos em que não se verificou esse fenômeno estivessem do lado direito da curva, (Youd *et al.*, 2001).

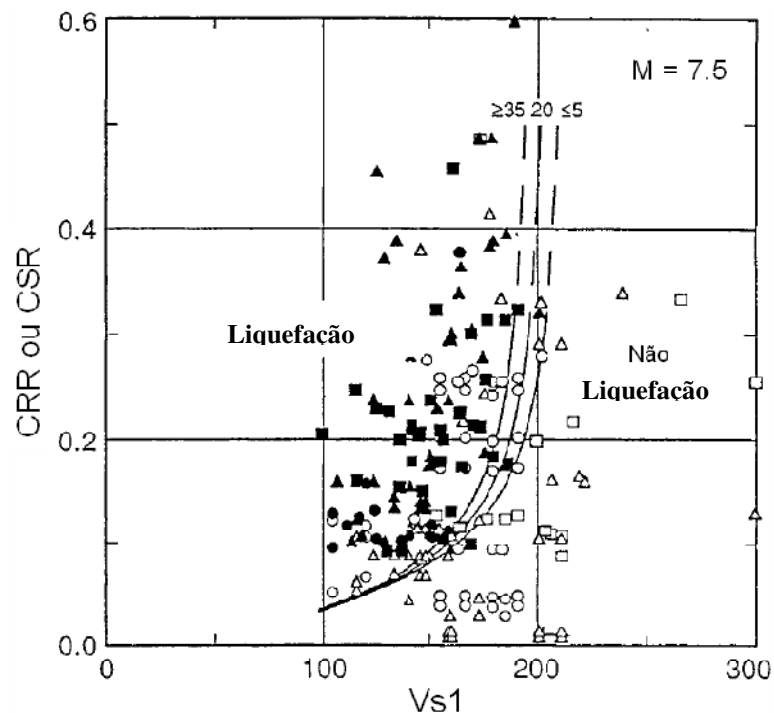


Figura 2.28: CRR versus  $V_{s1}$  (Andrus e Stokoe, 2000)

#### 2.4.6 Casos de Liquefação em resíduos

Corpo das barragens alteado sem compactação pode apresentar elevado risco de ruptura. Alguns acidentes, nacionais e internacionais, relatados na literatura corrente, mostram evidências de rupturas por liquefação. No Brasil, existem evidências de rupturas em barragens de resíduos que sugerem como causa provável o fluxo por liquefação, de acordo com Tibana (1997), nos acidentes das barragens de resíduos das minas de Fernandinho (Parra e Pereira, 1987) e do Pico de São Luiz (Parra e Ramos, 1987). Os resíduos produzidos nestas minas são provenientes da lavra de itabiritos silicosos, constituindo-se basicamente de silte e areia fina, e uma pequena fração de material com granulometria de argila, se caracterizando como um

material não coesivo com elevado teor de finos. Nestes dois casos, as barragens estavam em funcionamento, sendo o alteamento feito para jusante na barragem da Mina do Pico de São Luiz e para montante na barragem da Mina de Fernandinho. O alteamento das duas barragens foi executado com o próprio resíduo sem qualquer tipo de compactação do material. Os estudos realizados para definir as causas das rupturas não indicaram uma causa específica que explicasse os acidentes. Porém, nos dois casos citados verificou-se que o material do corpo da barragem e o material que estava depositado no lago desenvolveram o fenômeno de liquefação após o início do processo de ruptura. Nos dois acidentes mencionados constataram-se as seguintes características: a inexistência de um sistema de drenagem interno eficiente, permitindo a saturação de grande parte do maciço; o método de construção do aterro, no qual o resíduo era lançado sem compactação, deixava o material em um estado fofo; a granulometria do material, compreendida na faixa de areia fina siltosa, com baixa porcentagem de material com dimensões de argila. Estas evidências levaram a conclusão que a causa mais provável teria sido a liquefação do material.

No âmbito internacional, a Tabela 2.11 apresenta um resumo de casos de rupturas por liquefação de barragens de resíduos de 1960 até maio de 2006. Um caso que merece destaque é o acidente ocorrido na África do Sul - Barragem de resíduos de ouro (Fourie *et al.*, 2001, adaptado Jefferies e Been 2006), (Figura 2.31). Este é um caso histórico interessante, pois o método usado neste depósito estava sendo usado há décadas no Sul da África. Fourie *et al.*, (2001) argumentam que o depósito estava em estado *in situ* muito fofo resultando em liquefação estática do material. Eles examinaram amostras do resíduo não rompido retirado com tubos Shelby e blocos de amostras adjacentes ao local da ruptura. Primeiramente, concluiu-se que não houve distribuição única das dimensões das partículas, mas uma vasta gama de finos variando de 40 a 100%, sendo que cerca de 60 % das amostras tinham um teor de finos superior a 80%. Para uma análise mais profunda, Fourie e Papageorgiu (2001) testaram uma seleção de amostras para determinar a linha do estado crítico, cujos resultados são mostrados na Figura 2.29 e a distribuição *in situ* do índice de vazios mostrada na Figura 2.30. A simples comparação das Figuras 2.29 e 2.30 mostra que grande parte dos resíduos do reservatório estava em um estado bem acima da linha do estado crítico, condição necessária para um elevado risco à liquefação. A ruptura da represa ocorreu em poucas horas (a Figura 2.31 mostra a destruição causada).

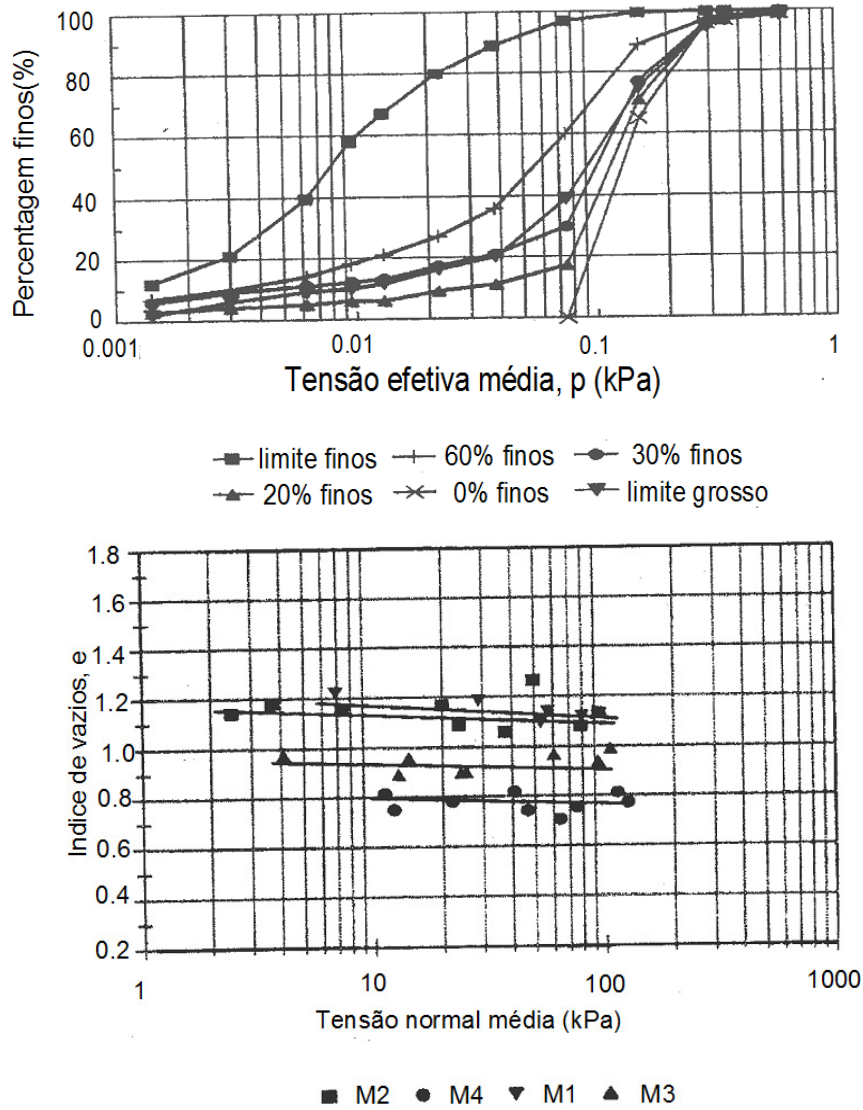


Figura 2.29: Distribuição granulométrica e linha do estado crítico de Merriespruit (adaptado de Fourie e Papageorgiou, 2001)

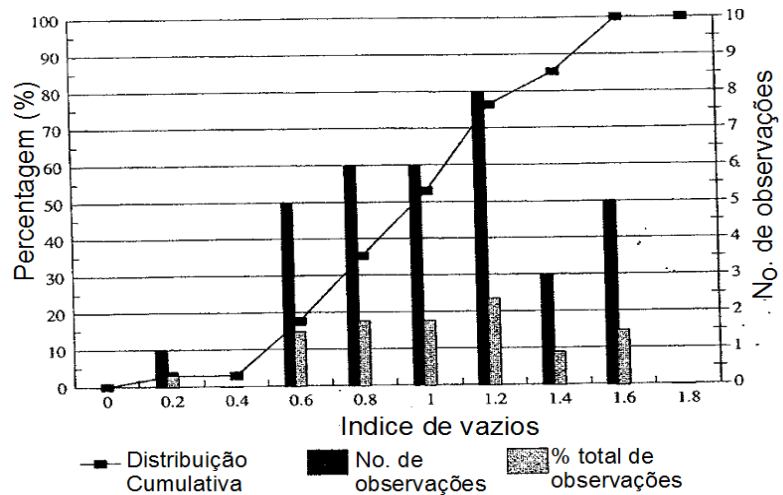


Figura 2.30: Distribuição *in situ* do índice de vazios obtidos durante a ruptura (adaptado de Fourie e Papageorgiou, 2001)



Figura 2.31: Ruptura por liquefação na represa de resíduos de ouro (Merriespruit, Sul Africa, fevereiro 1994)

Tabela 2.11: Casos de rupturas por liquefação de barragens de resíduos de mineração( site: [www.wise-uranium.org/mdaf.html](http://www.wise-uranium.org/mdaf.html))

Data	Localização	Tipo de minério	Liberação	Impactos
2009 Agos	Karamken, Magadan região, Russia	ouro		onze casas foram levadas pelo lama; pelo menos uma pessoa morreu.
2008 Set	Taoshi, Linfen, Shanxi, China	ferro		A ruptura enterrou várias casas e um prédio de três andares. Pelo menos 254 pessoas morreram e 35 feridas.
2006 Nov.	Nchanga, Chingola, Zambia	cobre		Lançamento de resíduo altamente ácido em rios; elevadas concentrações de cobre, manganês, cobalto em águas fluviais; abastecimento de água potável jusante comunidades encerradas.
2006 Abr. 30	Perto de Miliang, Provincia da China	ouro		A lama enterrou aproximadamente 40 casas, com morte de 17 residentes. Mais de 130 residências locais foram evacuadas. A lama tóxica foi liberada no rio de Huashui, contaminando 5 quilômetros em extensão.
2005 Abr.14,	Bangs Lake, Jackson, Mississippi, USA	Fosfato Mississippi	Vazou aproximadamente 2.272.498,80 m <sup>3</sup> de resíduo.	O líquido derramou no pântano adjacente as terras, fazendo com que a vegetação morresse.
2004, Nov. 30	Pinchi Lake, British Columbia, Canada	mercúrio	6.000 a 8.000 m <sup>3</sup> do resíduo derramado	5.500 ha em Pinchi Lake
2004, Set. 5	Riverview, Florida, USA	fosfato	227.000 m <sup>3</sup> de resíduo	O líquido derramado conduziu a Baías de Hillsborough
1997, Out. 22	Pinto Valley, Arizona, USA	cobre	230.000 m <sup>3</sup> foi o vazamento	A lama percorreu 12 hectares
1996, Nov. 12	Amatista, Nazca, Peru	?	Vazamento de mais de 300.000 m <sup>3</sup>	Derramamento em 600 metros de rios
1985, Mar. 3	Veta de Agua, Chile	cobre	280.000 m <sup>3</sup>	O rejeito flui 5 km rio abaixo
1985, Mar. 3	Cerro Negro, Chile	cobre	500.000 m <sup>3</sup>	O rejeito flui 8 km rio abaixo
1980, Oct. 13	Tyrone, New Mexico, USA	cobre	2 milhões m <sup>3</sup>	8 km rio abaixo com inundação de terra
1978, Jan. 14	Mochikoshi No.1, Japan	ouro	80.000 m <sup>3</sup>	1 pessoa morta e 7-8 km rio abaixo
1970	Mufulira, Zambia	cobre	1 milhão de toneladas	89 pessoas mortas
1969	Bilbao, Espanha	?	115.000 m <sup>3</sup>	Grande contaminação de rios
1968	Hokkaido, Japão	?	90.000 m <sup>3</sup>	O resíduo andou 150 metros rio abaixo
1966	(unidentified), Leste Texas, USA	gypsum	76.000 – 130.000 m <sup>3</sup>	O resíduo andou 300m
1965, Mar. 28	El Cobre, Chile	cobre	350.000 m <sup>3</sup>	resíduo andou 12 km rio abaixo, matando 200 pessoas.
1965, Mar. 28	El Cobre Old, Chile	cobre	1.9 milhão m <sup>3</sup>	

## 2.5 COMENTÁRIOS FINAIS

Nos itens anteriores foi apresentada uma revisão dos resultados obtidos em ensaios de laboratório realizados em depósitos de resíduos de minério de bauxita e ouro. A investigação geotécnica baseada em ensaios de laboratório possibilita uma avaliação das características de depósitos de resíduos de mineração, bem como a estimativa de propriedades de comportamento de resíduos. A interpretação dos resultados deve, no entanto, ser realizada com critério e julgamento, uma vez que as abordagens empíricas já consagradas na prática internacional foram estabelecidas em materiais com características físicas, granulométricas e mineralógicas definidas. A estratificação acentuada destes depósitos e a dificuldade de retirada de amostras indeformadas dificultam a interpretação dos resultados e o estabelecimento de condições de contorno que favoreçam uma análise racional de propriedades de depósitos de resíduos de mineração.

Em decorrência destes fatos, identifica-se a necessidade de pesquisa e procedimentos destinados à estimativa de propriedades de depósitos de resíduos de mineração. Este trabalho objetiva caracterizar e monitorar resíduos originários da atividade de lavra e beneficiamento de mineração de ouro e bauxita, destinados à avaliação das propriedades geomecânicas destes materiais necessárias ao dimensionamento de barragem de resíduos de minério. Busca-se determinar parâmetros constitutivos necessários a projeto e, num sentido mais abrangente, reduzir riscos ambientais pela ruptura de estruturas de contenção de áreas de despejo.



### **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

Este capítulo apresenta uma descrição dos materiais empregados no estudo desenvolvido nesta pesquisa, a preparação das amostras, técnicas e procedimentos relevantes à execução do programa experimental e os equipamentos utilizados. Resultados de ensaios e suas interpretações são discutidos posteriormente nos Capítulos 4, 5, 6, e 7.

#### **3.1 MATERIAIS**

##### **3.1.1 Resíduos de Bauxita**

O resíduo proveniente do processamento industrial da bauxita, necessário à extração da alumina, é proveniente de uma fábrica da Alumar, da cidade de São Luis, no estado do Maranhão. O resíduo de bauxita gerado durante a etapa de clarificação do processo Bayer é normalmente disposto em reservatórios projetados especialmente para este fim, conforme ilustrado na Figura 3.1. O processo de disposição de resíduos usado pela fábrica da Alumar não envolve ciclonação, isto é, o material resultante do processamento para retirada do alumínio é diretamente disposto em reservatórios, sendo que esta forma de disposição do resíduo provoca segregação das partículas e sua conseqüente deposição em diferentes locais ao longo da trajetória do fluxo. De maneira geral, os grãos lançados hidraulicamente no reservatório tendem a se depositar nas proximidades dos pontos de descarga, sendo o processo de seleção das partículas função do tamanho dos grãos.

Para a presente pesquisa optou-se por utilizar amostras representativas de pontos próximos das torres de despejo, chamada de areia vermelha e amostras representativas do restante do reservatório, chamadas de lama vermelha. As características exteriores (homogeneidade, coloração, compacidade, dureza) dos resíduos de bauxita são muito variáveis segundo a sua origem, composição e formação da rocha de origem. As suas cores variam consideravelmente, dependendo do teor de ferro e outras impurezas presentes. No Brasil, os resíduos de bauxita são normalmente de cor vermelha, ricos em óxidos e hidróxidos

de ferro e pobres em sílica. A Figura 3.2 apresenta um croqui da área estudada nesta pesquisa. A área apresenta uma altura em torno de 20 metros referentes ao resíduo depositado.



Figura 3.1: Reservatório de lama vermelha da Alumar (Ilha de São Luís - Maranhão)

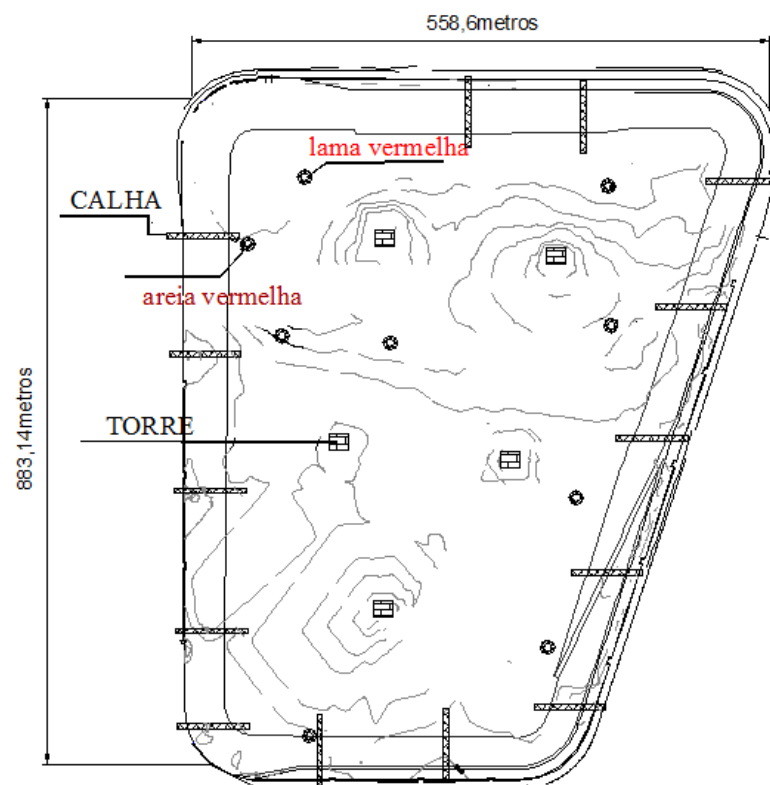


Figura 3.2: Material de estudo, resíduo de Bauxita

### 3.1.2 Resíduos de Ouro

O segundo material usado na pesquisa se trata de um resíduo do processamento do ouro, provenientes da hidrometalúrgica do Complexo industrial Mina-Usina Fazenda Brasileiro, na cidade de Teofilândia, Bahia, material também disposto em áreas projetadas conforme mostrado na Figura 3.3. O processo de disposição de resíduos usado pelo Complexo industrial Mina-Usina Fazenda Brasileiro envolve ciclonagem, isto é, o material resultante do processamento para retirada do ouro é selecionado quanto ao tamanho de grãos e dispostos em diferentes reservatórios, a seleção resulta em material *overflow*, não ciclonado e *underflow*. As amostras disponíveis para uso desta pesquisa são representativas de material *underflow* e não ciclonado. Os resíduos provenientes do processamento para retirada do ouro possuem cor cinza esverdeada, sua rocha de origem trata-se do "*greenstone belt*" que constitui seqüências de rochas vulcânicas e sedimentares afetadas por metamorfismo de baixo grau, e em geral de idade arqueana ou paleoproterozóica, distribuídas nos escudos pré-cambrianos do globo. Um croqui das duas áreas de disposição do resíduo *underflow* e não-ciclonado é mostrado na Figura 3.4, estas áreas atualmente possuem uma altura média de 15 metros referente ao resíduo armazenado.



Figura 3.3 Reservatório de resíduos do processamento de ouro.

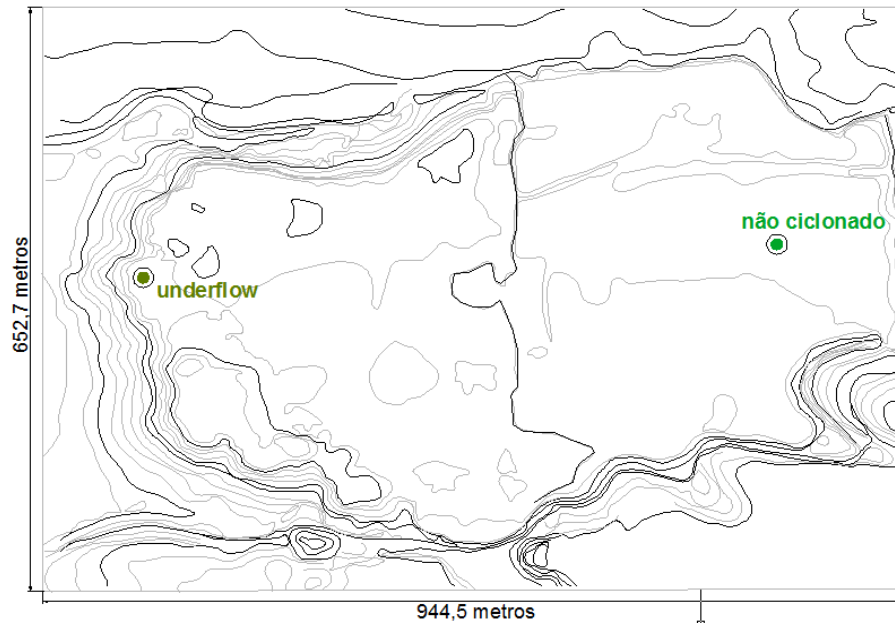


Figura 3.4: Material de estudo, resíduo do processamento do ouro

A capacidade de acumulação de resíduos depende fundamentalmente de seu comportamento geotécnico, cujas propriedades determinam a estabilidade de curto e longo prazo da pilha. O monitoramento das áreas de disposição de resíduos cobre as diversas fases de uso (construção, pré-operação, operação com água, operação com resíduo pelo método convencional, operação de lançamento de resíduo por alteamento à montante, intervalo entre alteamentos, seqüência de lançamentos por alteamentos à montante, operação, reabilitação, área reabilitada).

### 3.1.3 Material Inerte

O terceiro material usado na pesquisa trata-se de um material inerte com características granulométricas semelhantes aos resíduos. Este material foi produzido no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geo-ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), a partir da moagem de uma areia. O objetivo de produção deste material seria a comparação de um material inerte, sem presença de qualquer produto químico, com os resíduos resultantes de processos de mineração.

O material escolhido para moagem foi à areia de Osório. Esta areia constitui-se no material padrão dos estudos geotécnicos na UFRGS, tendo sendo objeto de estudos em teses e dissertações. A areia possui características bem definidas como granulometria e permeabilidade, além de ser inerte e de fácil obtenção. Para que a areia obtivesse granulometria semelhante à de um silte, de 0,005mm a 0,075mm, foi utilizado um moinho de

bolas do NORIE (Núcleo Orientado à Inovação na Edificação). A proporção de solo e bolas é de 3:1, o limite de cada moinho é de aproximadamente 7,5kg de solo e pesos. Utilizam-se a porção de 1,8kg de solo para 5,4kg de bolas, em um total de 7,2kg.



Figura 3.5: Bolas de Alumina e jarro com capacidade de 7,5Kg

Para a determinação do tempo de moagem para que a areia obtivesse o tamanho de grãos desejados, foram experimentalmente analisados os tempos de moagem de 4 horas, 6 horas e 12 horas e foram realizadas medições do tamanho dos grãos em um aparelho de medição de granulometria a laser, CILAS, de propriedade do Laboratório de Materiais Cerâmicos (LACER), descrito a seguir.

### 3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Duas séries de ensaios de laboratoriais foram realizadas nos materiais descritos anteriormente. A primeira serie de ensaios foi realizada no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geo-ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, abrangendo ensaios de caracterização, (granulometria, índice de vazios, massa específica real dos grãos, peso específico, análise microestrutural e elemental), ensaios de compressibilidade e condutividade hidráulica e ensaios de compressão triaxial. Em uma segunda etapa foram realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, ensaios de compressão e extensão triaxial com a utilização da técnica de *bender elements* instaladas nos equipamentos.

Tabela 3.1: Resumo dos ensaios realizados para a tese de doutorado

MATERIAL	ETAPA	ENSAIO	REALIZADO
Resíduo de Bauxita	Caracterização dos Materiais	Peso Específico	4
		Teor de Umidade	4
		Massa Específica Real dos Grãos	4
		Análise Granulométrica	2
		Limite de Plasticidade	2
	Análise físico-mineralógica	Microscopia Eletrônica e elementar	2
	Condutividade Hidráulica e Adensamento	Oedômetro de contaminantes	8
		Oedômetro de Lamas	8
	Comportamento Tensão-deformação, resistência ao cisalhamento	Compressão triaxial CIU	9
Compressão triaxial CID		2	
Resíduo do processamento do ouro	Caracterização dos Materiais	Peso Específico	4
		Teor de Umidade	4
		Massa Específica Real dos Grãos	4
		Análise Granulométrica	2
		Limite de Plasticidade	2
	Análise físico-mineralógica	Microscopia Eletrônica e elementar	4
	Condutividade Hidráulica e Adensamento	Oedômetro de contaminantes	7
		Oedômetro de Lamas	7
	Comportamento Tensão-deformação, resistência ao cisalhamento e rigidez	Compressão triaxial CIU	16
		Compressão triaxial com <i>Bender Elements</i> CIU	17
		Compressão triaxial com <i>Bender Elements</i> CID	3
		Extensão triaxial com <i>Bender Elements</i> CIU	9
Extensão triaxial com <i>Bender Elements</i> CID		4	
Material Inérte	Caracterização dos Materiais	Peso Específico	1
		Teor de Umidade	1
		Massa Específica dos Grãos	1
		Análise Granulométrica	1
		Limite de Plasticidade	1
	Análise físico-mineralógica	Microscopia Eletrônica	1
	Condutividade Hidráulica e Adensamento	Oedômetro de contaminantes	2
		Oedômetro de Lamas	2
	Comportamento Tensão-deformação, resistência ao cisalhamento	Triaxiais CIU	7
		Compressão triaxial com <i>Bender Elements</i> CIU	7
Compressão triaxial com <i>Bender Elements</i> CID		2	

### 3.3 METODOLOGIA DAS INVESTIGAÇÕES

#### 3.3.1 Amostragem

As amostras de resíduos foram coletadas no estado deformado, por meio de amostrador de lama (tipo caneco), utilizado para extração de amostras de lama de baixa consistência, amostrador tipo pistão estacionário para coleta de amostras mais consistentes e amostrador tipo SPT. Amostras coletadas na sub-superfície mediante escavação com ferramenta manual também foram utilizadas na pesquisa. As amostras assim obtidas foram armazenadas e transportadas em tonéis plásticos adequadamente vedados. Durante a coleta, todos os cuidados foram tomados no sentido de se evitar a contaminação da amostra, conforme procedimentos recomendados pela norma NBR 9820 (1993).

#### 3.3.2 Preparação das Amostras

A preparação das amostras para ensaios de caracterização e para moldagem dos corpos-de-prova, que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457/86. As amostras assim preparadas eram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

A moldagem dos corpos-de-provas para os ensaios triaxiais foram realizadas em um molde tripartido, com corpos-de-prova de dimensões de 100mm de altura e 50mm de diâmetro, para os ensaios realizados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e com corpos-de-prova de dimensões 140mm de altura e 70mm de diâmetro para os ensaios realizado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). A preparação do corpo-de-prova foi iniciada com a mistura do material, seguida pela adição de licor coletado no reservatório e de água destilada no caso do material inerte. Para obtenção de amostras homogêneas que permitam a análise paramétrica dos resultados foi adotada a metodologia de compactação proposta por Ladd (1978). Com a membrana no molde, o material é compactado em três camadas. Através das medidas da massa de mistura adicionada e da altura das camadas, a densidade relativa desejada é obtida. Sobre o pedestal da prensa triaxial, as amostras são desmoldadas com aplicação prévia de  $n$  5 kPa de sucção, mantida até a completa montagem do sistema e a aplicação de tensão confinante. O detalhamento da seqüência de moldagem dos corpos-de-prova é apresentado a seguir na Figura 3.6.

A faixa de densidades escolhida representa as condições médias do reservatório, também usada no caso do material inerte. A densidade de campo foi estimada a partir de resultados de ensaios de CPTU, Schnaid, (2000), a partir da relação:

$$Dr = -98 + 66 \log_{10} \left( \frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,5} \quad (3.1)$$

onde  $q_c$  é a resistência a penetração do cone e  $\sigma'_{vo}$  a tensão efetiva a uma determinada profundidade.

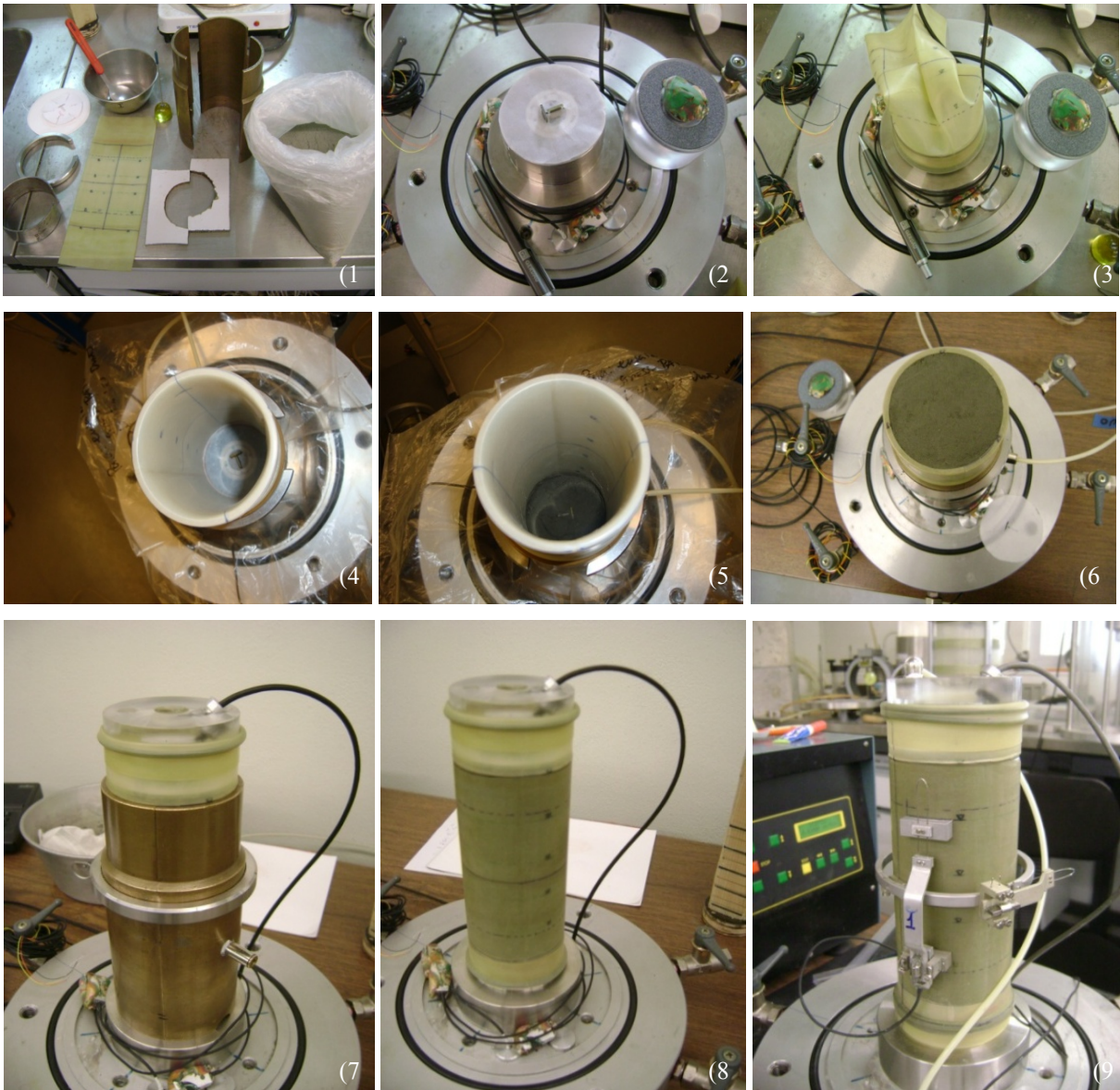


Figura 3.6: Moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais



O processo de preparação das amostras para os oedômetros é similar aquele adotado no triaxial, para permitir a comparação dos resultados. A preparação das amostras foi idêntica para cada etapa, nos dois equipamentos. O resíduo foi homogeneizado e colocado nas células de adensamento em camadas, procedendo-se à saturação dos corpos-de-prova previamente ao carregamento. Para o caso de determinação dos parâmetros de condutividade hidráulica e adensamento, a faixa de densidades escolhida representa as condições máximas e mínimas do reservatório. Foram utilizadas amostras com diferentes índices de vazios iniciais submetidas às mesmas condições de carregamento e percolação. A densidade *in situ* de cada área em estudo foi determinada a partir de estimativas dos resultados obtidos na campanha de ensaios de CPTU realizado. O método escolhido busca reproduzir apenas o índice de vazios *in situ*, sem a pretensão de reproduzir a estrutura do material no laboratório.

### 3.3.3 Caracterização

A caracterização do material em laboratório foi realizada para determinação do peso específico, massa específica real dos grãos, teor de umidade e granulometria.

#### 3.3.3.1 Peso específico Natural

O peso específico das amostras coletadas do resíduo foi obtido utilizando-se equipamentos e procedimentos próprios para trabalhar com materiais contaminados. Valores de peso específico foram estimados por medida direta, considerando o volume medido durante a amostragem e o peso determinado em laboratório, descontado o peso da cápsula ou saco utilizado, e por determinação indireta, por meio da determinação dos teores de umidade das amostras, admitindo-se que as mesmas encontram-se saturadas e considerando o valor da densidade dos grãos obtida nos ensaios à mesma profundidade.

#### 3.3.3.2 Teor de umidade

O teor de umidade das amostras de resíduo coletadas nas campanhas de ensaios foi obtido de acordo com os procedimentos usuais de laboratório de solos, tomando-se os cuidados de não utilizar cápsulas de alumínio, substituídos por cápsulas de PVC, sacos plásticos ou qualquer tipo de material compatível com os licores presentes nos resíduos. Em função do material das cápsulas, a estufa para secagem das amostras foi regulada para temperaturas da ordem de 80°C.

### 3.3.3.3 Massa específica dos grãos

A massa específica dos grãos foi obtida de acordo com os procedimentos preconizados na norma ABNT 6508 (1984).

### 3.3.3.4 Granulometria por peneiramento e sedimentação

O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com os procedimentos preconizados pela norma NBR 7181 da ABNT, em amostras coletadas na superfície e ao longo da profundidade.

### 3.3.3.5 Granulometria a laser

Para caracterização do tamanho de grãos foi utilizado o equipamento CILAS1180, (Figura 3.7), equipamento analisador de tamanho de partículas a Laser. O equipamento possui faixa analítica de 0,04 microns a 2500 microns, 64 detectores 100 classificações de tamanho de partículas, três emissores a laser e uma câmara para análise das partículas maiores.



Figura 3.7: Equipamento CILAS1180

### 3.3.3.6 Limites de Plasticidade

A obtenção dos limites de plasticidade seguiu os métodos descritos nas normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84, respectivamente.

## 3.3.4 Microscopia Eletrônica e elementar

Para análise eletrônica e elementar dos grãos dos materiais estudados, foram utilizados dois equipamentos do Centro de Microscopia Elettronica da UFRGS. O primeiro equipamento

é designado como microscópio eletrônico de varredura (Figura 3.9 a), que analisa os elementos presentes na amostra, o segundo chamado de microscópio eletrônico de imagens, analisa e fotografa os grãos da amostra com elevadas ampliações (Figura 3.9 b). As amostras analisadas foram fixadas sobre um suporte metálico (*staby*) e, após metalizadas por uma fina camada de ouro paládio (cerca de 130 a 180 ângstrons de espessura) para torná-las condutoras. As imagens representam a superfície do material, obtida por meio de feixes de elétrons que bombardeiam a amostra, substituindo o feixe de luz, e focalizados por lentes eletromagnéticas. Na Figura 3.8 pode-se observar um cadinho e *stabys* para suporte e análise das amostras.



Figura 3.8: Suporte para amostra do equipamento de MEV



Figura 3.9: Visualização dos equipamentos de microscopia eletrônica

O microscópio eletrônico de varredura ou EDX (*energy dispersive x-ray detector*) é um acessório essencial no estudo de caracterização microscópica de materiais. Quando o feixe de elétrons incide sobre o material, os elétrons mais externos dos átomos e os íons constituintes

são excitados, mudando de níveis energéticos. Ao retornarem para sua posição inicial, liberam a energia adquirida a qual é emitida em comprimento de onda no espectro de Raios-X. Um detector instalado na câmara de vácuo do MEV mede a energia associada a esse elétron. Como os elétrons de um determinado átomo possuem energias distintas, é possível, no ponto de incidência do feixe, determinar quais os elementos que estão presentes naquele local e assim identificar que mineral está sendo observado.

### 3.3.5 Ensaios Oedométricos

Nesta pesquisa, a relação entre compressibilidade e condutividade hidráulica foi obtida através de ensaios realizados em duas células de adensamento, de diferentes dimensões, denominadas de oedômetro de lama ( $d=20,45\text{cm}$ ;  $h=7\text{cm}$ ) e oedômetro convencional ( $d=7\text{cm}$ ;  $d=2,8\text{cm}$ ). Para ambos os aparelhos foi feita aplicação de carga no topo da amostra, em estágios de no mínimo 4 horas e verificação da taxa de deformação utilizando LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*). Para a determinação da condutividade hidráulica garantiu-se um gradiente hidráulico constante igual a 7.

#### 3.3.5.1 Oedômetro de Lamas

Devido ao processo de deposição de resíduos de mineração, que envolve sedimentação em conjunto com adensamento devido ao peso próprio do material, foi desenvolvido para esta pesquisa, no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, um oedômetro com grandes dimensões, especialmente projetado para trabalhar com resíduos de mineração. Este equipamento foi desenvolvido com base em projeto já existente no LGMA/PUC-RJ.

O equipamento acomoda amostras de grandes dimensões (200mm de diâmetro e 120mm de altura) que podem ser submetidas a carregamentos e descarregamentos sucessivos, a partir da aplicação de esforços verticais pré-definidos, e execução de ensaios de permeabilidade de carga constante ao final de qualquer estágio de carga. É um equipamento apropriado para solos de condutividade hidráulica inferior a  $10^{-5}$  m/s e foi construído com materiais inertes ao ataque de produtos químicos, para que seu uso esteja adequado à utilização em ensaios com materiais contaminados e tóxicos. A Figura 3.10 apresenta uma foto das partes que constituem a célula do equipamento.

Tensões verticais são aplicadas através de um sistema de braço de alavanca devidamente calibrado, Figura 3.11. Medidas de deslocamento vertical são monitoradas utilizando um transdutor de deslocamento vertical tipo Linear (LVDT) com resolução de 0,01mm. Aplicação de carga é realizada pelo topo da amostra, suficiente para provocar o movimento do pistão e garantir o contato da placa de transmissão de pressão com a amostra, com aplicação em estágios de no mínimo 4h de pressões nominais de 6,25, 12,5, 25, 50, 100 e 200 kPa, para em seguida executar os ensaios de permeabilidade. O sistema de carga constante foi utilizado nos ensaios, pois é capaz de manter a carga hidráulica constante em 5% e mede esta pressão ou quedas de carga dentro da tolerância prescrita. O fluxo externo, definido como o volume de líquido que foi coletado na saída da amostra (volume lixiviado) foi verificado a partir da determinação da medida de sua massa em intervalos de tempo iguais. Conhecendo-se a densidade do licor foi possível medir o fluxo externo por unidade de tempo.



Figura 3.10: Foto da vista geral do oedômetro de lamias

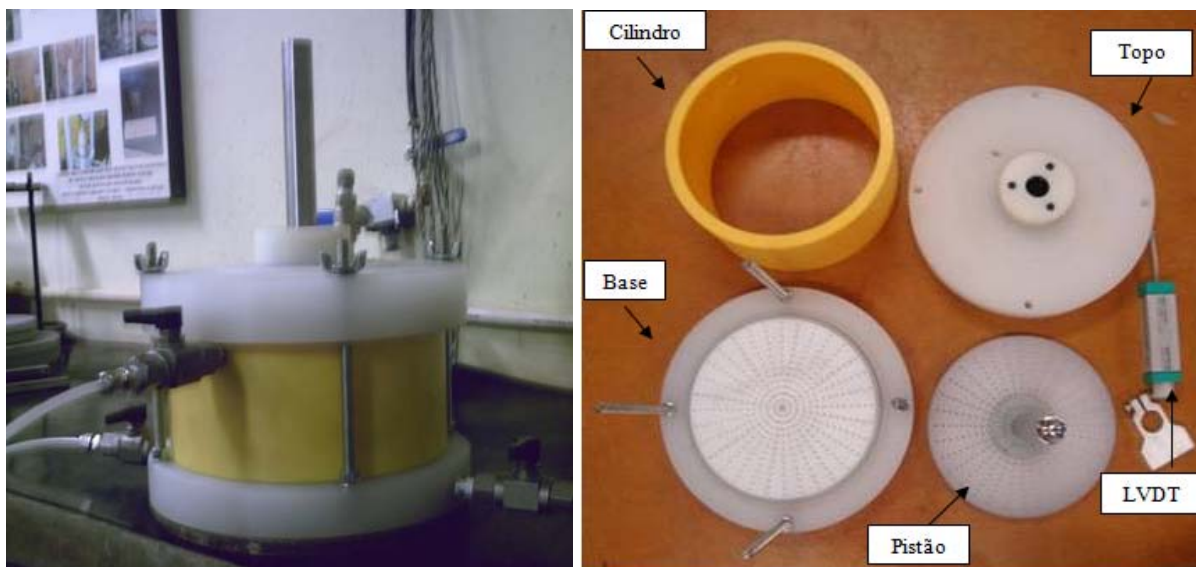


Figura 3.11: Foto das partes que constituem o oedômetro de lamias

### 3.3.5.2 Oedômetro de contaminantes

Este equipamento foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, durante a pesquisa para elaboração da tese de doutorado do aluno Alexandre Knop, (2007). O equipamento foi montado especialmente para analisar o transporte de contaminantes possuindo todas as características necessárias para se trabalhar com resíduos de mineração.

O equipamento é essencialmente composto por uma tampa, uma base, um cilindro vazado para acondicionamento da amostras, um *top cap*, um sistema de aplicação da carga hidráulica (reservatórios), por um pórtico de metal para a aplicação da carga vertical, uma prensa de adensamento convencional, conexões e válvulas. Sua relação diâmetro interno e a altura do anel foi adaptada para esta pesquisa conforme as especificações da NBR 12.007, que especifica a relação entre o diâmetro interno e a altura do anel de, no mínimo, 2,5 (preferencialmente 3,0).

O Oedômetro de contaminantes possibilita a aplicação de cargas hidráulicas ao corpo-de-prova, além de permitir que o volume de líquido percolado seja quantificado. Uma foto da vista geral do oedômetro convencional, indicando as partes que o constituem, é apresentada na Figura 3.13, enquanto que a Figura 3.12 mostra uma foto das partes que constituem o corpo-de-prova.

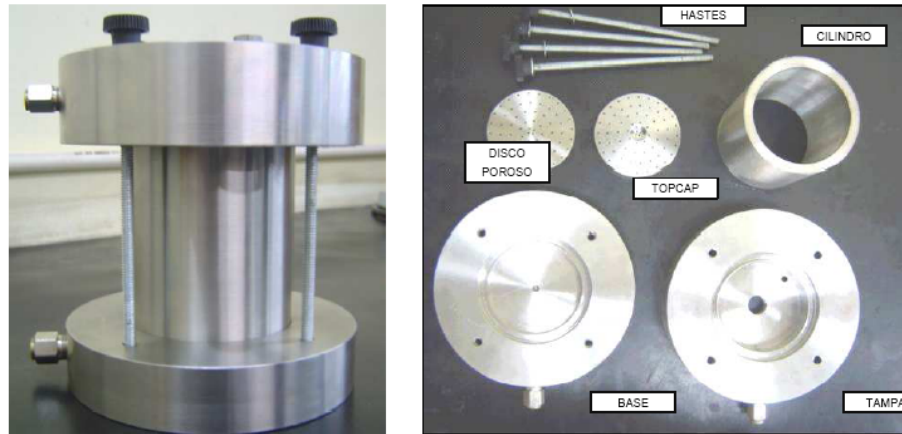


Figura 3.12: Foto das partes que constituem o corpo-de-prova

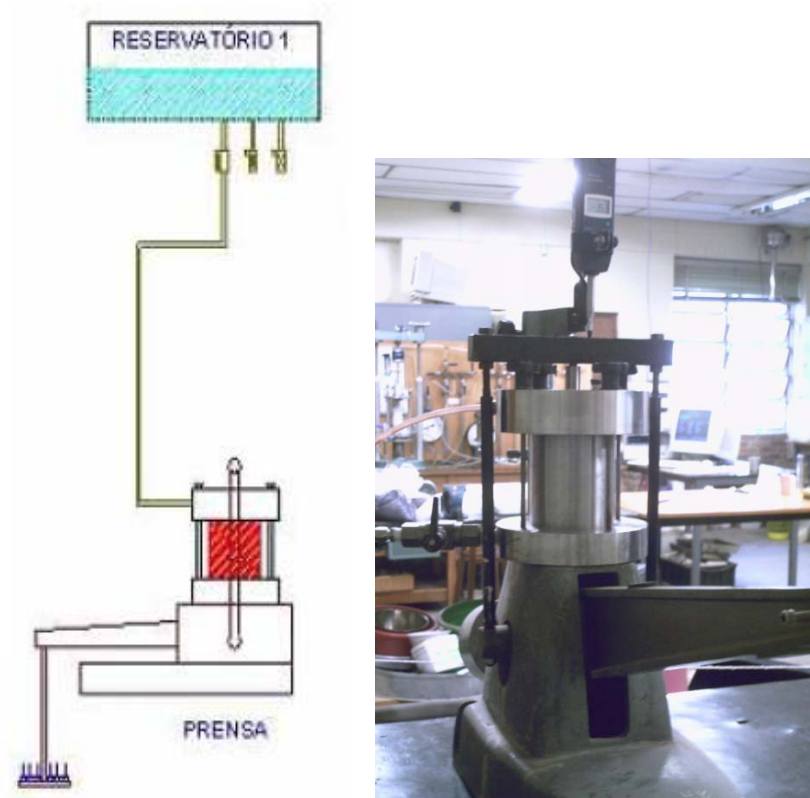


Figura 3.13: Esquema geral do oedômetro de contaminantes

Após a moldagem, os corpos-de-prova foram colocados na célula, aplicando um gradiente hidráulico à amostra, e submetidos a carregamentos sucessivos, correspondentes a 6,5, 12,5, 25, 50, 100, 400 e 600 kPa. Durante cada incremento de carga, foram feitas leituras

das deformações, por meio da régua digital, aos 7 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8h e 24h de carregamento (conforme a NBR 12.007). O volume lixiviado também foi quantificado.

Para ambos os equipamentos, oedômetro de lama e oedômetro de contaminantes, os ensaios foram interpretados de acordo com a NBR 12.007. O método utilizado no cálculo do coeficiente de adensamento foi o de Taylor, em que para cada incremento de carga escolhido foi desenhada a curva de adensamento (altura do corpo-de-prova em função da raiz quadrada do tempo).

### 3.3.6 Ensaios Triaixiais

Ensaios de compressão triaxial, têm por objetivo principal a determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais. O ensaio triaxial clássico, em linhas gerais, consiste em aplicar ao corpo-de-prova, uma tensão confinante uniforme ( $\sigma_3 = \sigma_2$ ) e uma tensão axial crescente ( $\sigma_1$ ), até à ruptura. A tensão confinante é aplicada por intermédio de um fluido sob pressão, em geral água, que por sua vez não entra em contato com o corpo-de-prova por ele estar protegido por uma membrana de látex. A tensão axial ( $\sigma_1$ ) resulta da aplicação (por meio de um êmbolo) no topo do corpo-de-prova da tensão ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), designada por tensão de desvio ou tensão distorcional e da tensão confinante ( $\sigma_3$ ), ou seja,  $\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)$ . Nestas condições de ensaio, as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são tensões principais, máxima e mínima, respectivamente e cada tensão confinante corresponde a um círculo de Mohr cujo diâmetro é igual ao valor da tensão distorcional, ou seja,  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ .

#### 3.3.6.1 Ensaio de Compressão Triaxial (UFRGS)

O equipamento usado nesta pesquisa é da marca Geonor, possui deformação controlada, permite o monitoramento da poro-pressão no corpo-de-prova e da pressão confinante através de dois transdutores de pressão acoplados à base da câmara triaxial, calibrados linearmente para um intervalo de 500 kPa de pressão e com resolução menor que 0,1 kPa. A medição do carregamento aplicado é feita através de uma célula de carga com capacidade de 10 kN (1000 kgf) e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf), posicionada externamente à câmara triaxial.

As deformações axiais foram medidas por meio de dois sistemas independentes. Um sistema interno, constituído por dois dispositivos utilizando sensores de efeito Hall que



permitiam a medição das deformações iniciais com maior resolução (menor que  $1\mu\text{m}$ ), e um sistema externo convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear (resolução menor que  $10\mu\text{m}$ ) medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga. Figura 3.14. Os sensores de medição interna de deformações (em detalhe na Figuras 3.15) seguem o arranjo descrito por Clayton *et al.* (1989) e a técnica de instalação dos mesmos seguiu os procedimentos descritos por Martins (1994). O intervalo médio de deslocamento para os quais os sensores foram calibrados era de  $1,45\text{ mm}$ .



Figura 3.14: Prensa triaxial e sistema de aquisição de dados



Figura 3.15: Sistema interno de medição de deformações axiais

A deformação axial foi determinada considerando-se diretamente a medição interna de deformações até o final do intervalo de calibração dos sensores de efeito Hall e, a partir deste ponto, a medição externa de deformações obtida pelo transdutor de deslocamento linear. A transição de um sistema para outro foi feita subtraindo-se dos valores medidos pelo transdutor de deslocamento o valor correspondente à diferença entre as medidas externa e interna no ponto de transição. O processamento das leituras dos transdutores de pressão, da célula de carga, dos sensores de efeito Hall e do transdutor de deslocamento linear era feita por um sistema de aquisição de dados composto por um conversor de sinal analógico/digital (*datalogger*), um microcomputador e um programa escrito em linguagem Basic.

A execução dos ensaios triaxiais seguiu os procedimentos gerais descritos pela BS 1377 (1990) e consistia em duas fases principais. Na primeira fase era feita a saturação do corpo-de-prova e na segunda fase o carregamento axial até a ruptura. Na fase de saturação, procedia-se a percolação de licor pelo sistema interface água- licor (Figura 3.16) durante um período de 24 horas, no sentido da base para o topo do corpo-de-prova sob uma pressão de 14 kPa na base e 0 kPa (pressão atmosférica) no topo. Durante esta fase, era mantida uma tensão confinante de 34 kPa para evitar a passagem de água entre a membrana de látex e o corpo-de-prova.

Após a percolação, aplicava-se uma contra-pressão de aproximadamente 500 kPa no topo do corpo-de-prova. Essa contra-pressão era aplicada através de incrementos de 20 kPa ao mesmo tempo que um incremento de mesmo valor era aplicado na tensão confinante, porém sempre mantendo a diferença inicial de 20 kPa (tensão efetiva). Esse processo durava aproximadamente 48 horas. O monitoramento da saturação foi feito através do parâmetro de poro-pressão B (Skempton, 1954) nos últimos 5 estágios de aplicação de contra-pressão. Medidas de adensamento, ocorridas devido à carga aplicada durante o estágio de percolação e saturação, foram monitoradas a partir do controle de variação volumétrica da câmara triaxial.



Figura 3.16: Sistema Interface-água-licor

Concluída a saturação, procedia-se o adensamento e cisalhamento da amostra a uma taxa de deformação axial constante de 0,1mm/min (CIU) e 0,015% mm/min (CID). Ao final do ensaio, as dimensões do corpo-de-prova eram tomadas para posterior uso nas correções.

### 3.3.6.2 Ensaio de Compressão Triaxial (FEUP)

A câmara triaxial da FEUP (Figura 3.17) é constituída por uma base e um topo que são separados pelo corpo da câmara constituída por acrílico. Os tirantes unificam estes três elementos. A amostra, de forma cilíndrica, é colocada na placa da base da câmara sobre o pedestal e envolvida por uma membrana fina de borracha, garantindo-se a estanqueidade entre o interior e o exterior da amostra através de quatro o-rings (2 na base e 2 no topo). Na placa da base e do topo está instalada uma pedra porosa e transdutores piezocerâmicos, designados por *bender/extender elements*.

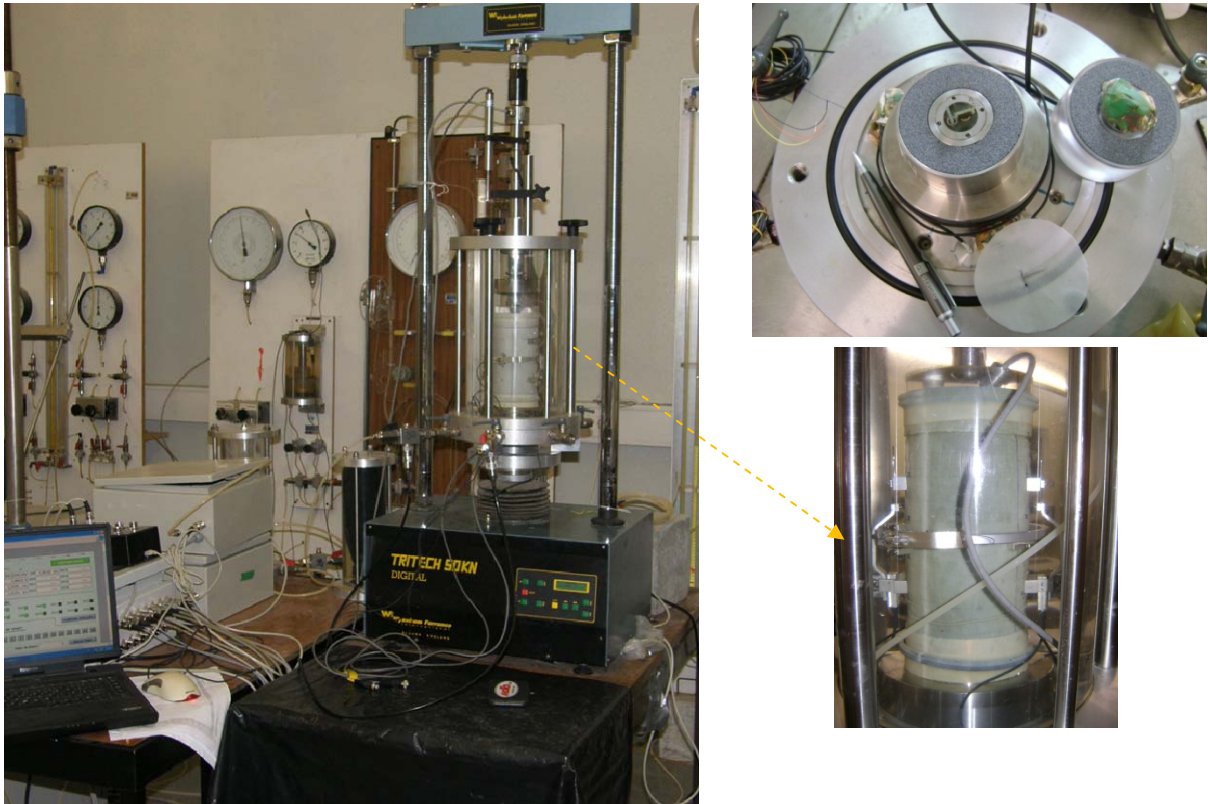


Figura 3.17: Prensa triaxial e sistema de aquisição de dados, triaxial FEUP

A placa de topo possui um êmbolo que fica perfeitamente centrado com o restante sistema. O êmbolo permite o carregamento vertical da amostra e a sua medição precisa é conseguida através de uma célula de carga com capacidade de 5 kN e uma resolução de 0,005 kN instalada no interior da câmara, fixa ao pistão. A tensão confinante era controlada por transdutores de pressão, As deformações foram medidas através de dois sistemas independentes. Um sistema interno, utilizando três transdutores de deformações, sensores, dois axiais e um radial (Clayton *et al.*, 1989) que permitiram a medição das deformações iniciais com resolução menor que  $1\mu\text{m}$  (Figura 3.18 a). O deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga foi realizado através de um LVDT com resolução menor do que  $10\mu\text{m}$  (Figura 3.18 b). A deformação volumétrica foi medida por um medidor de volume Imperial College (Maswoswe 1985) conectado ao sistema de drenagem (Figura 3.18 c). Para os ensaios drenados o grau de drenagem durante o cisalhamento foi verificado pela medição do excesso de poro pressão na extremidade oposta à drenagem do corpo-de-prova.

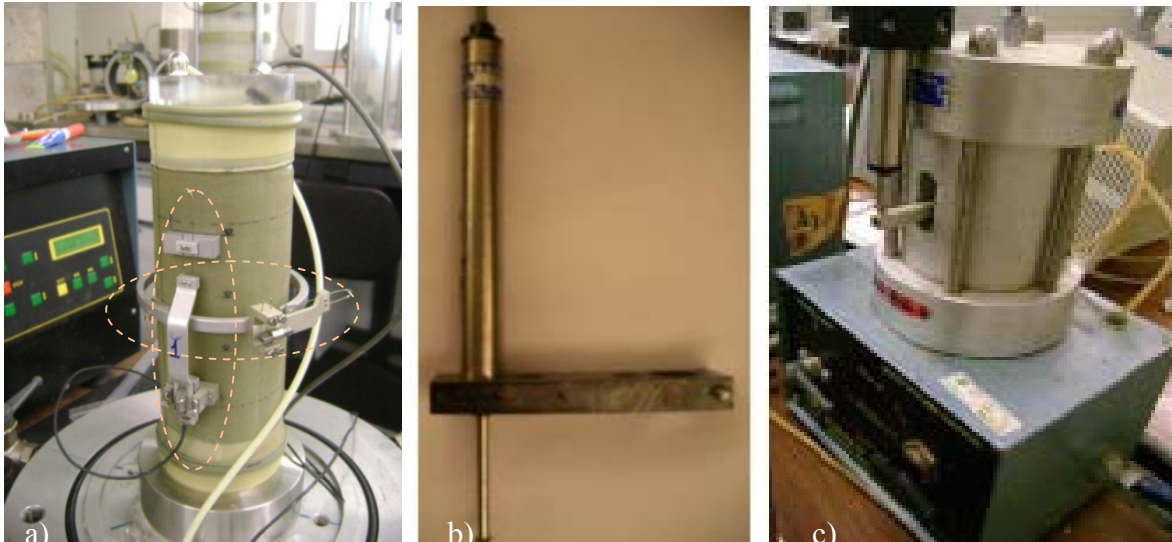


Figura 3.18: a) sensores, de medição interna b) transdutor de deslocamento, LVDT c) medidor de volume.

O processamento das leituras dos transdutores de pressão, da célula de carga, foi feito por um sistema de aquisição de dados composto por um conversor de sinal analógico/digital (Datascan 7000), um microcomputador e um programa escrito em linguagem Basic. O programa de monitoramento e aquisição de dados utilizado nos ensaios triaxiais foi o programa MultiGEO, desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

### 3.3.6.3 Ensaio Triaxial Bishop e Wesley (FEUP)

A célula de “stress-path” (Bishop e Wesley, 1975) é solicitada hidráulicamente e constituída por câmaras distintas que permitem aplicar solicitações independentes nas direções radial e axial (horizontal e vertical). Na Figura 3.19 ilustra-se, respectivamente, o projeto mecânico da célula e o sistema de controle desenvolvido na FEUP. A força axial é aplicada ao corpo-de-prova por um pistão fixo ao pedestal de base acionado hidráulicamente por pressão exercida na câmara inferior. O topo do corpo-de-prova é fixo à parte superior da câmara por um parafuso sem fim que faz o ajuste na fase de montagem. O isolamento entre as duas câmaras de pressão é feito por membranas de grande flexibilidade.

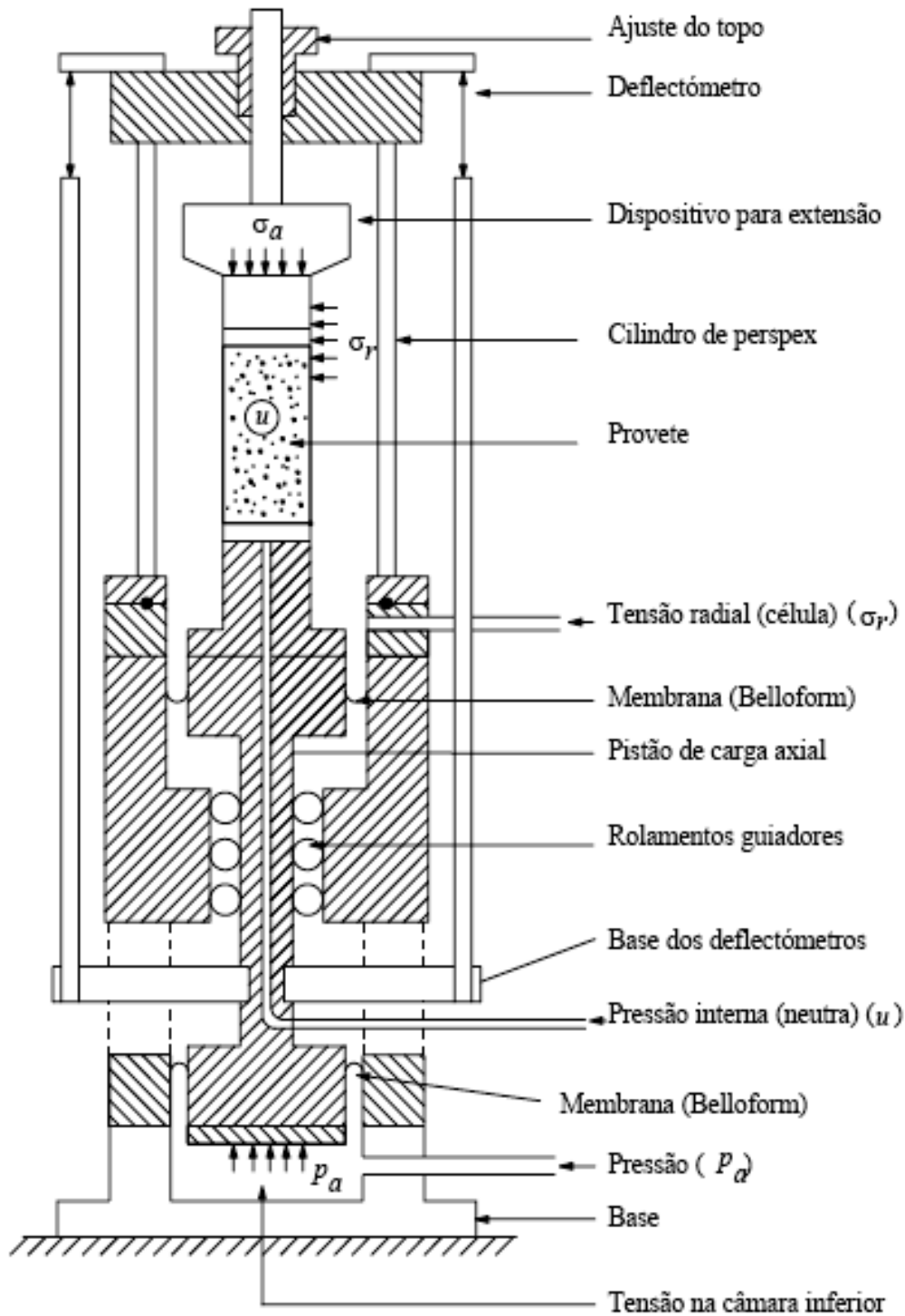


Figura 3.19: Esquema da célula de Bishop e Wesley (Viana, 1996)

A estrutura da câmara de “Bishop-Wesley” apresenta a grande vantagem de não necessitar de células de carga adicionais (externas ou internas) para garantir a independência das tensões vertical (axial) e horizontal (radial). Esta é assegurada através de um dispositivo de ajuste do topo dos corpos-de-prova ao pistão fixo superior, constituído por uma peça semi-

cônica à qual se ajusta uma membrana “*vylastic*” sob sucção (Figura 3.20). Desde que a tensão axial se mantenha positiva as partes não se separarão. As transições entre compressão e extensão (rotação das tensões principais de  $90^\circ$ ) devem ser feitas suavemente, o que se consegue com velocidades de deformação ou de carregamento baixas. A filosofia da câmara é próxima do sistema “GDS” (Viana da Fonseca, 1996) e os respectivos projectos mecânicos e electrónicos, interfaces e controladores geridos por *software* foram integralmente desenvolvidos para este sistema (Viana da Fonseca *et al.*, 1993). Na placa da base e do topo está instalada uma pedra porosa e transdutores piezocerâmicos, designados por *bender/extender elements*.

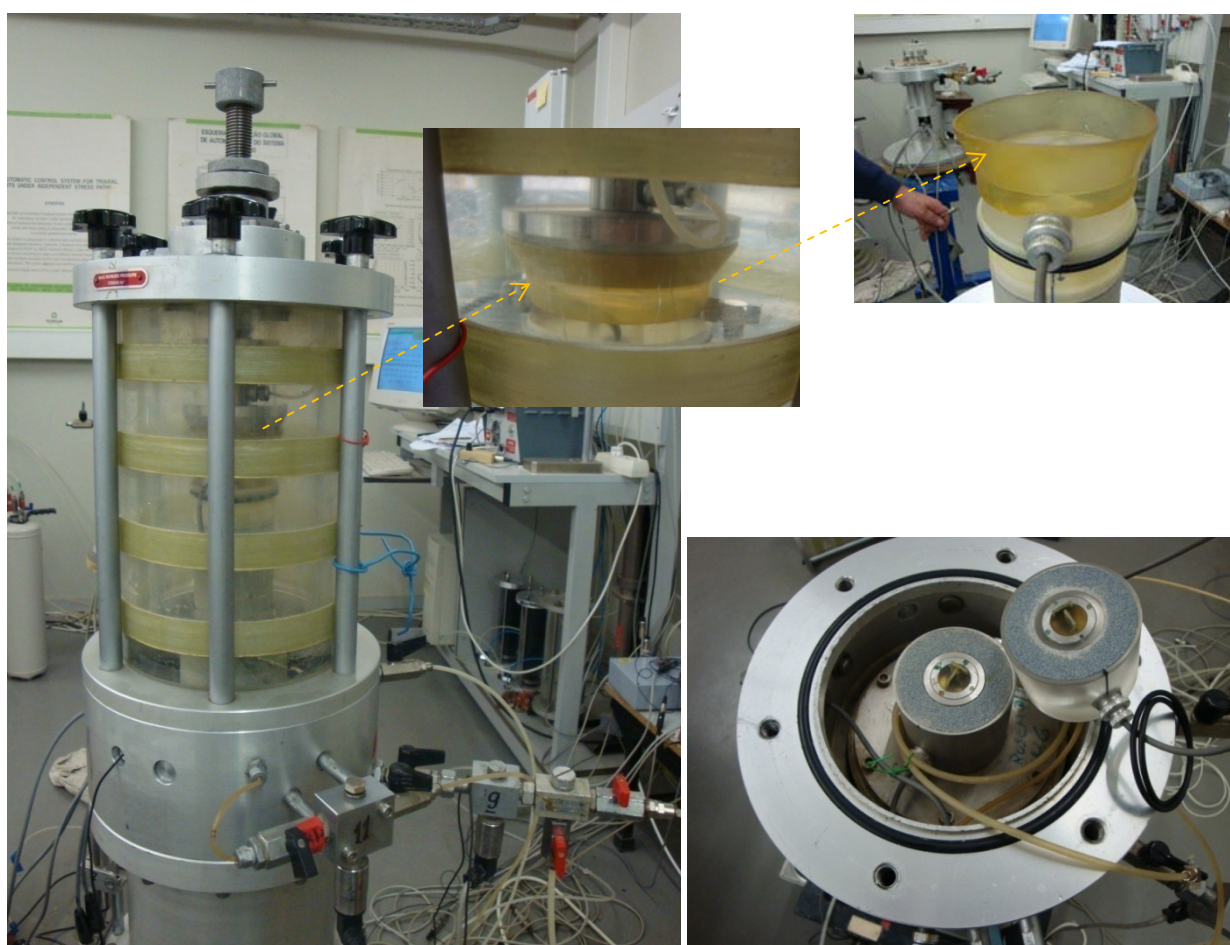


Figura 3.20: Foto da célula de Bishop e Wesley e dispositivo de ajuste do topo dos corpos-de-prova e *bender elements*

A tensão confinante era controlada por transdutores de pressão, enquanto a carga foi medida com uma célula de carga com capacidade de 5 kN e uma resolução de 0,005 kN, posicionada internamente a câmara. As deformações axiais das amostras dos ensaios

realizados na câmara triaxial Bishop e Wesley foram medidas por meio de dois sistemas independentes. Um sistema interno, constituído por dois dispositivos utilizando LDT's - *Linear Displacement Transducers*, da Universidade de Tóquio (Goto, *et al.*, 1991, Viana da Fonseca, 1996) que permitem a medição das deformações iniciais com maior resolução (menor que  $1\mu\text{m}$ ), (Figura 3.21), e um sistema externo convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear (resolução menor que  $10\mu\text{m}$ ) medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga.

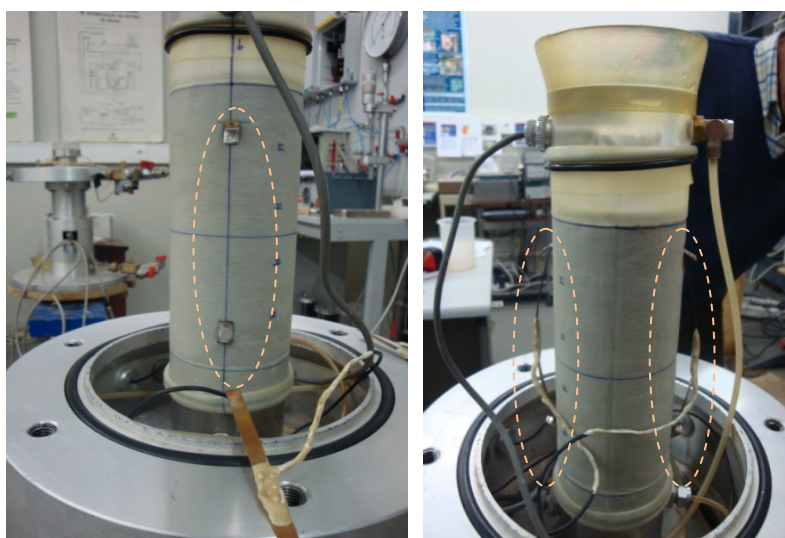


Figura 3.21: LDT's - *Linear Displacement Transducers*

Este tipo de equipamento inclui ensaios com o controle das tensões e controle das deformações. Amostras cilíndricas podem ser ensaiadas em ambas, compressão e extensão axial incluindo uma grande variação de trajetórias de tensões sujeita somente as condições que as tensões total e efetiva permaneçam positivas (em relação à pressão atmosférica) na base e topo da amostra. Os ensaios podem ser executados tanto com taxas de carregamento controladas quanto com taxas controladas de deformação. As distintas trajetórias de tensões possíveis de adquirir na câmara Bishop e Wesley são apresentadas na Figura 3.22. O programa de monitoramento e aquisição de dados utilizado nos ensaios triaxiais foi o programa TRIAX, versão 5 (Viana da Fonseca e Costa, 2006).



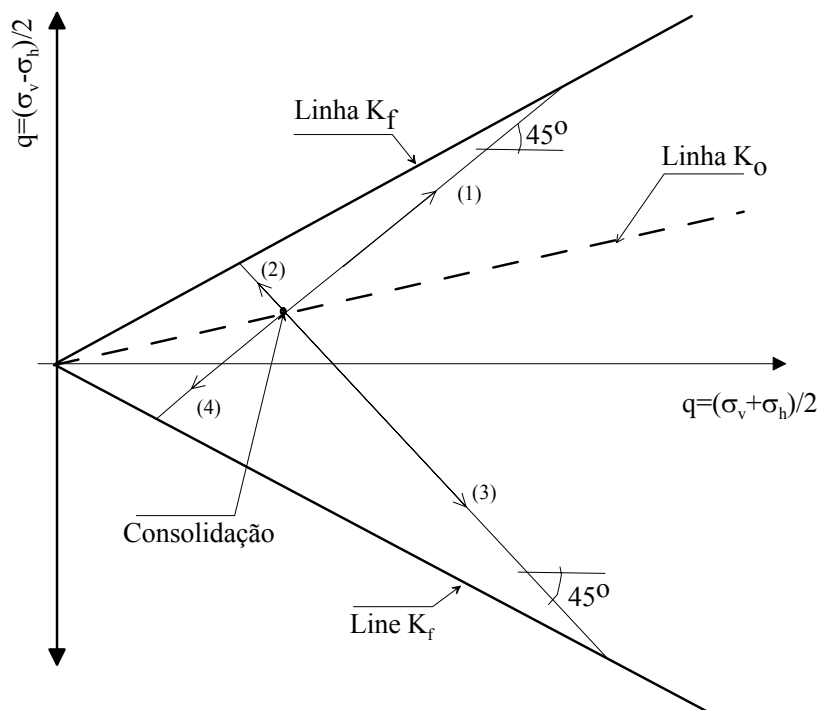


Figura 3.22: Trajetórias de tensões na câmara Bishop e Wesley

A câmara triaxial Bishop e Wesley possui uma concepção geral do sistema bastante complexa, maiores informações do sistema poderão ser adquiridos na tese de doutoramento de Viana da Fonseca, 1996 (anexo A6.1).

### 3.3.7 *Bender elements*

Nos ensaios realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, na câmara convencional e na Bishop Wesley, foram tomadas medidas de ondas sísmicas S (cisalhamento) e ondas P (compressão) durante todas as etapas de ensaio, desde a colocação da amostra na câmara até a fase de cisalhamento após a ruptura.

Os transdutores piezoelétricos utilizados na realização dos ensaios são na verdade transdutores híbridos, ou seja, podem ser utilizados para a propagação dos dois tipos de onda (P e S), passando a ser designado como *bender/extender element*. Trata-se de um sistema recente e inovador desenvolvido por uma equipa liderada pelo Dr. David Nash no decurso de uma intensa e proveitosa investigação na Universidade de Bristol. A adaptação dos sistemas de aquisição e gestão de resultados foi desenvolvido no LabGeo-FEUP. O sistema de leitura e aquisição de dados do *bender elements* contituem em:

a) Gerador de funções

O gerador de funções (TTi – Thurlby Thandar Instruments – TG1010) é programável e possibilita a criação de diferentes configurações de sinal (sinusoidal, quadrada, rampa, ou outra) de modo contínuo ou sob a forma de impulsos repetidos a uma dada frequência, podendo armazenar funções prédefinidas, para uma utilização mais rápida (Ferreira, 2003).

b) Amplificadores de sinal

Estes amplificadores de sinal ligam-se ao osciloscópio e têm função de ampliar o sinal da onda de resposta e gerir a utilização dos canais por cada par de transdutores. Este equipamento foi desenvolvido na University of Western Australia, pela equipe liderada pelo Prof. Martin Fahey, em colaboração com o Laboratório de Geotecnia da FEUP, com o apoio do Gabinete de Automação, Instrumentação e Controle do Departamento de Engenharia Mecânica.

c) Osciloscópio

O osciloscópio utilizado (Tektronix TDS 220) regista os sinais das ondas enviados pelo gerador de funções e a identificação imediata do intervalo de tempo entre as duas ondas. Este aparelho está ligado a um computador com o software adequado, possibilitando análises posteriores à aquisição dos sinais das ondas.

d) Transdutores piezoelétricos (*bender/extender elements*)

Os transdutores piezoelétricos utilizados são constituídos por 2 finas placas piezocerâmicas e podem desenvolver movimentos de extensão, compressão e flexão. Cada modo de movimento está diretamente associado a um tipo de onda transmitido. A descrição detalhada destes transdutores está descrita na revisão bibliográfica, item 2.4.

Em termos do esquema de ligações, o gerador de funções liga-se ao amplificador de sinal relativo ao transmissor. Este liga-se ao *bender/extender* transmissor e ao osciloscópio. O amplificador de sinal receptor liga-se ao *bender/extender* receptor e também ao osciloscópio. Com o sistema assim montado, é possível fazer a aquisição das ondas, utilizando o *software* WaveStar, que adquire as ondas reproduzidas no osciloscópio e possibilita a determinação do tempo de propagação de forma imediata, podendo ser posteriormente reanalisado com maior precisão. As Figuras 3.23, 3.24 representam, respectivamente, o esquema de ligação acima descrito e os diversos equipamentos que constituem o sistema.

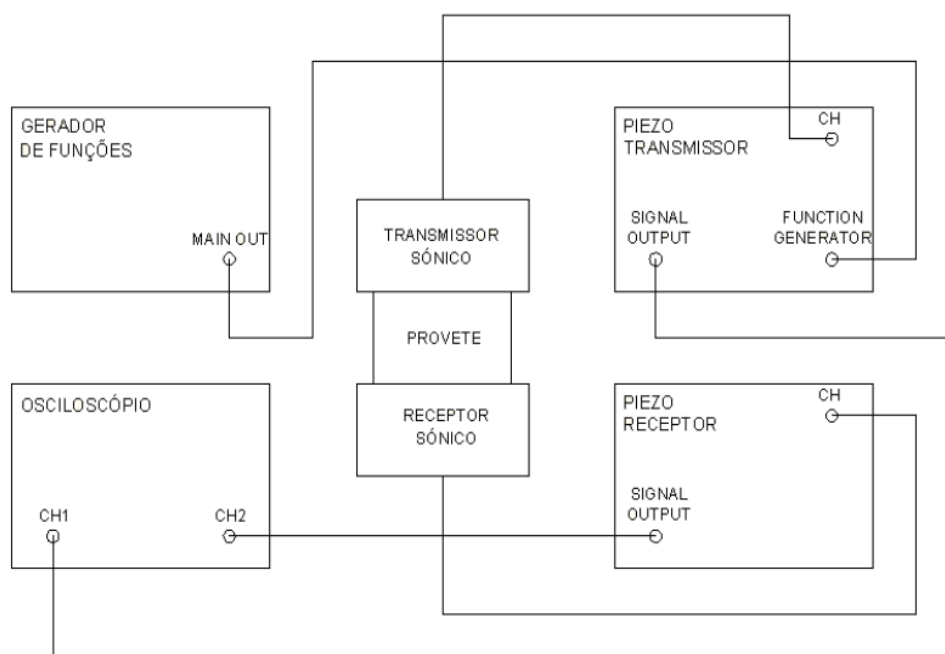


Figura 3.23: Esquema de ligações entre o gerador de funções, amplificadores de sinal, osciloscópio e os *bender.extend elements*

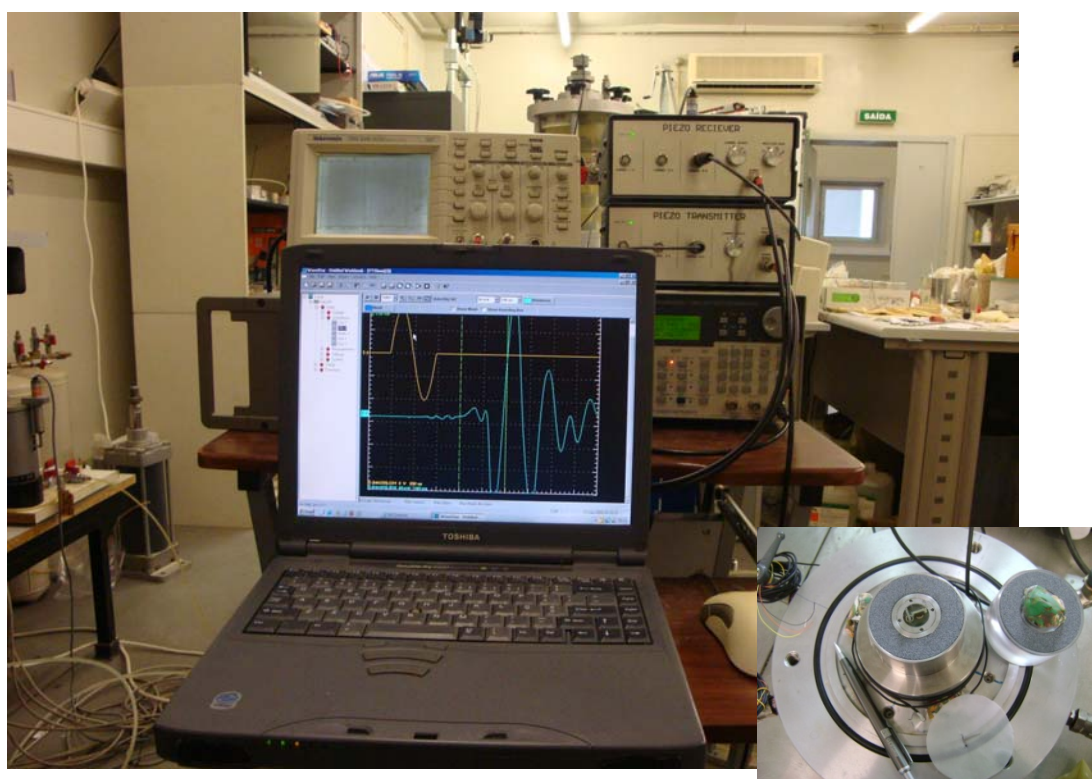


Figura 3.24: Equipamentos que constituem o sistema, *bender elements*

### 3.3.7.1 Sistema de medição das ondas

#### 3.3.7.1.1 Ondas de compressão

Como relatado por Sherif *et al.* (1977) e Yoshimi *et al.* (1989), em pesquisas realizadas através de ensaios de laboratório, a resistência à liquefação de solos depende fortemente do grau de saturação da amostra, sendo esta expressa em termos do coeficiente de poro pressão,  $B$  (Skempton, 1954; Lade e Hernandez, 1977). Além deste parâmetro, constata-se que as ondas de compressão constituem-se de um valioso meio de verificação da saturação, em particular, da distinção entre os estado de saturação parcial e total.

Resultados de medidas de velocidade de compressão ( $V_p$ ) e valores do parâmetro  $B$  de Skempton obtidos dos ensaios triaxiais realizados nas amostras do resíduo de ouro foram sobrepostos com as curvas teóricas descritas no Capítulo 2 e apresentados a seguir na Figura 3.25. Para a definição das curvas teóricas admitiu-se um valor do módulo de distorção do solo de 17MPa, que corresponde à média de todos os ensaios em que se mediu a velocidade das ondas S na fase antecedente à percolação. Nos resultados constata-se um enquadramento entre as gamas dos coeficientes de Poisson de 0,20 e 0,40. A média dos valores de  $V_p$  fica em 1200 m/s correspondente a um parâmetro  $B$  superior a 0,9. Valores ligeiramente superiores de velocidade de compressão no final da fase de saturação são apresentados no capítulo da revisão bibliográfica. Esta diferença de valores está diretamente ligada à diferença mineralógica e granulométrica dos materiais estudados.

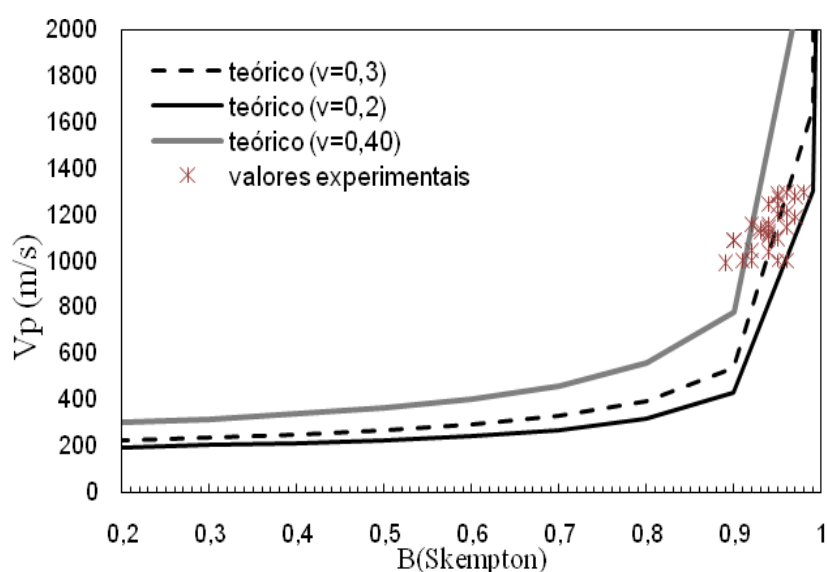


Figura 3.25: Ondas de compressão no final da fase de saturação

### 3.3.7.1.2 Ondas de cisalhamento

A observação da onda de resposta a um impulso de ciclo único no osciloscópio permitiu distinguir imediatamente duas regiões, uma zona inicial onde não houve qualquer transmissão de sinais e outra onde se reconheceu alguma agitação, correspondente à chegada da onda inicialmente emitida no extremo oposto do corpo-de-prova. Esta distinção foi evidente e permitiu definir a escala temporal mais adequada à identificação do ponto preciso relativo a chegada da onda. A emissão de ondas a diferentes frequências, bem como a aquisição de ambas as ondas P e S, reduziram as incertezas à interpretação direta. A filtragem dos sinais de resposta foi uma solução interessante para este problema, no entanto neste trabalho, foram feitas diversas tentativas bem sucedidas de eliminação de ruído ambiente e de outras distorções. Na Figura 3.26 mostra-se um resultado típico do registro no domínio dos tempos da transmissão de ondas S e P para diferentes frequências de excitação, indicando o intervalo determinado correspondente ao tempo de propagação. Pode-se observar distintamente a presença da chegada da onda de compressão e da onda de corte.

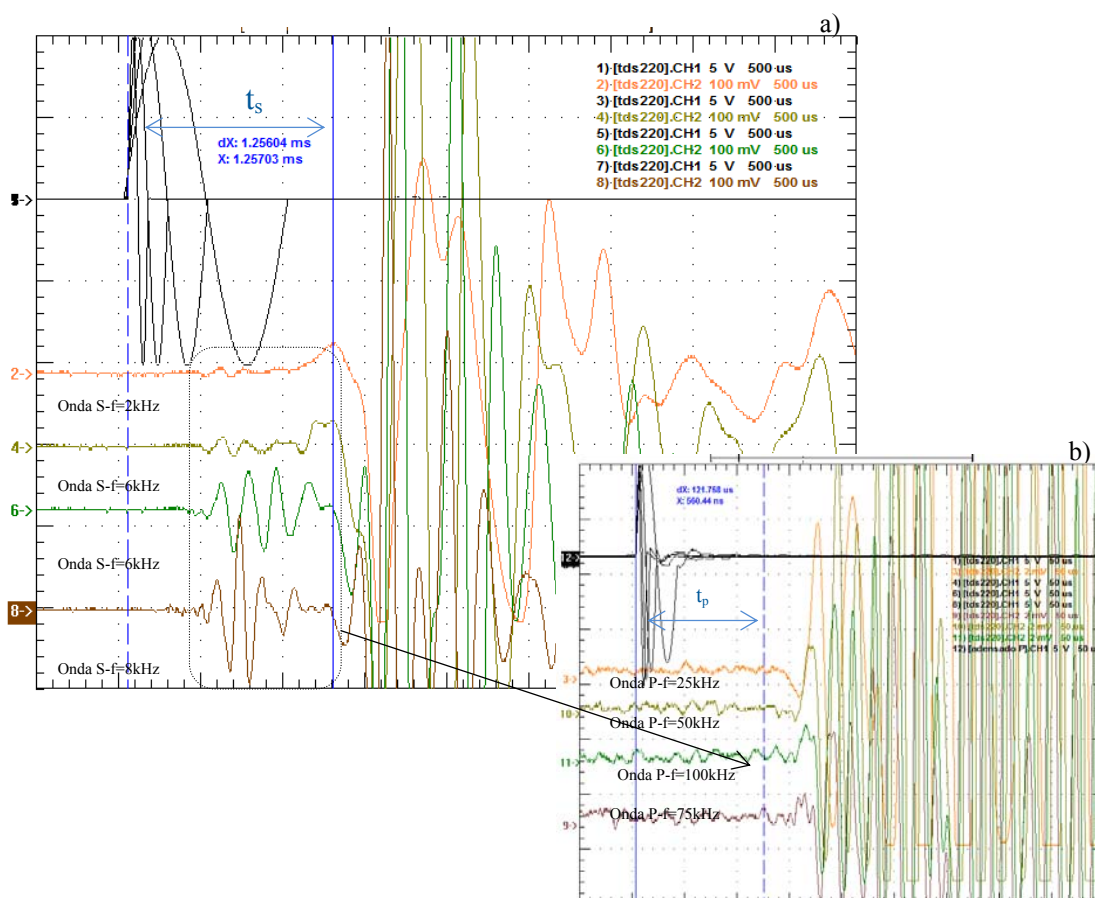


Figura 3.26: Método da primeira chegada direta da: a) onda de corte e b) onda de compressão no resíduo de ouro.

A comparação dos registros obtidos em diferentes etapas da fase de corte do ensaio no resíduo de ouro é ilustrada na Figura 3.27. No caso são apresentados os registros das ondas de resposta a uma frequência de entrada de 2kHz, indicando-se em cada um deles o ponto definido para a chegada da onda de corte, bem como a gama de tempos de propagação determinada, entre os cursores verticais.

As ondas foram do tipo senoidal e a gama de frequências utilizadas para geração das ondas foi à seguinte:

- ondas P com variação de 25 a 100kHz;
- ondas S com variação de 1 a 10kHz.

As leituras de ondas S e P foram feitas durante todas as etapas de ensaio, tendo as ondas P importante na verificação da saturação das amostras e as ondas S na fase de cisalhamento. As leituras de deformações utilizadas para o cálculo de G foram medidas pelo defletômetro (LVDT) e pelos medidores internos de deformação, na fase de cisalhamento de cada ensaio.

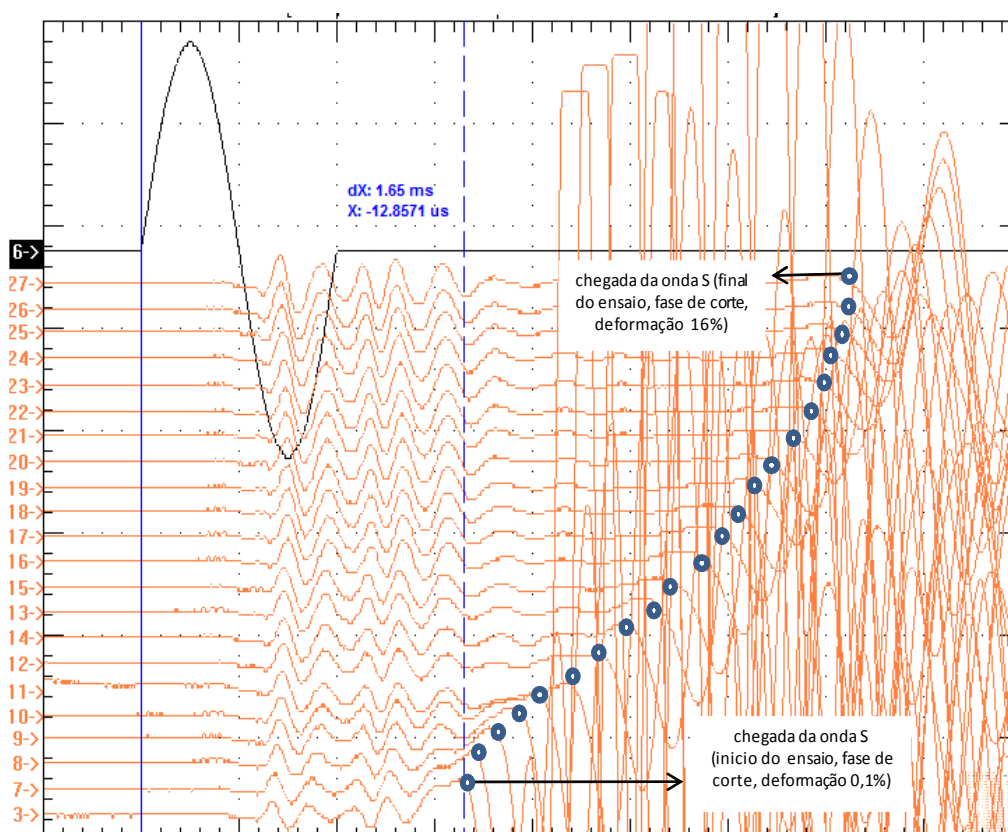


Figura 3.27: Registros de ondas S em diferentes etapas na fase de cisalhamento em corpo-de-prova consolidado a 15kPa

## 4. RESULTADOS E ANÁLISES DO RESÍDUO DE OURO

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios relativos à caracterização básica dos resíduos e o estudo de seu comportamento geomecânico, bem como às respectivas análises do processamento do ouro *underflow* e não ciclonado. Na primeira parte (item 4.2) são apresentados os resultados da caracterização, considerando os ensaios de granulometria, índice de vazios, massa específica real dos grãos, peso específico e análise microestrutural e elementar. Em segunda etapa (item 4.3) são apresentados os resultados de compressibilidade, adensamento e condutividade hidráulica do material. Por fim (item 4.4 e 4.5), os ensaios triaxiais drenados e não drenados, com a utilização da técnica de *bender elements*, são apresentados e discutidos.

### 4.2 CARACTERIZAÇÃO BÁSICA

#### 4.2.1 Granulometria, limites de Atterberg e índices físicos

A análise granulométrica permitiu uma avaliação das diferenças entre resíduos não ciclonado e resíduos *underflow*. Os resultados dos ensaios são apresentados na Figura 4.1 e os valores médios são resumidos na Tabela 4.1. Como esperado, o resíduo produzido em *underflow* constitui-se de um silte arenoso apresentando umidade superior na superfície. Para o processo não-ciclonado obteve-se um material silto arenoso argiloso, com valores de umidade *in situ* em torno de 40%. Observa-se ainda um decréscimo dos índices de vazios com a profundidade. O resíduo de processamento de ouro mostrou-se não plástico e com altos valores de massa específica real dos grãos ( $\rho_s = 3,00 \text{ g/cm}^3$ ).

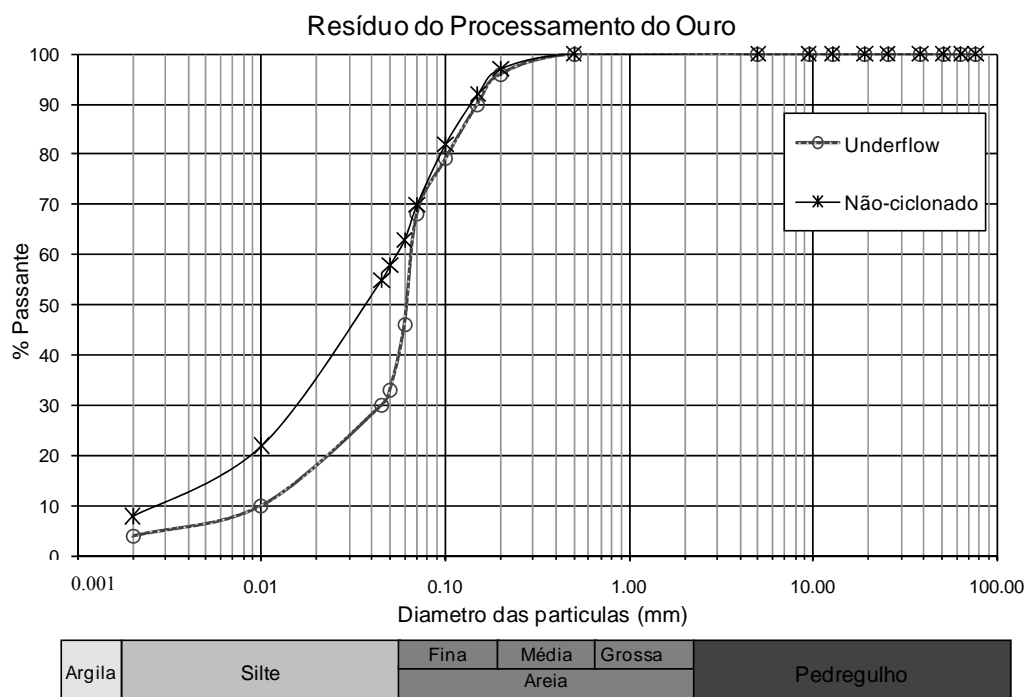


Figura 4.1: Curvas granulométricas do resíduo do processamento de ouro *underflow* e não ciclonado

Tabela 4.1: Distribuição granulométrica e variação dos índices físicos com a profundidade

Material	Posição	w (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	e	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LP	IP
Underflow	Superfície	40,1	3,0	18,6	1,23	7	63	30	NP	NP
	Profundidade	30,0	3,15	20,5	1,10					
Não-ciclonado	Superfície	38,7	3,3	19,3	1,30	15	57	28	NP	NP
	Profundidade	40,0	3,0	19,0	1,25					

#### 4.2.2 Análise microestrutural e elementar

Imagens aumentadas dos agregados do resíduo de ouro *underflow* e não ciclonado, obtidas por microscopia eletrônica (conforme Cap.3, item 3.2), permitiram observar algumas características microestruturais e elementares destes materiais. As fotos da Figura 4.2 ilustram as imagens para o resíduo de ouro *underflow* com tensão confinante de 100kPa. As fotos da Figura 4.3 são referentes às imagens de uma amostra do resíduo *underflow*, que apresentou liquefação durante o ensaio triaxial, enquanto as fotos da Figura 4.4 ilustram as imagens de uma amostra submetida à tensão de confinamento de 800 kPa. As fotos situadas à esquerda possuem uma ampliação de 250 vezes e às da direita uma ampliação de 500 vezes.



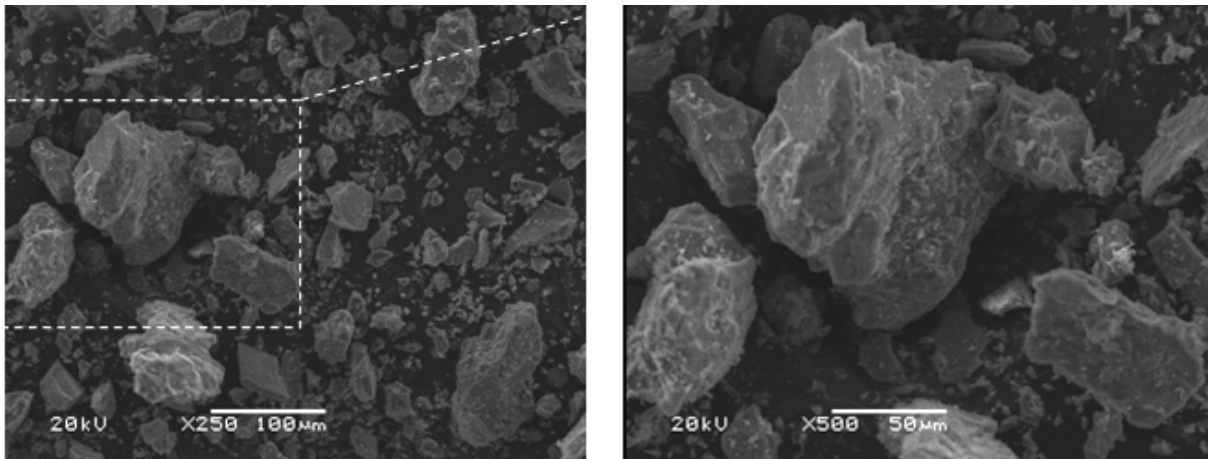


Figura 4.2: Análise microestrutural, amostra com tensão de confinamento de 100kPa, resíduo *underflow*

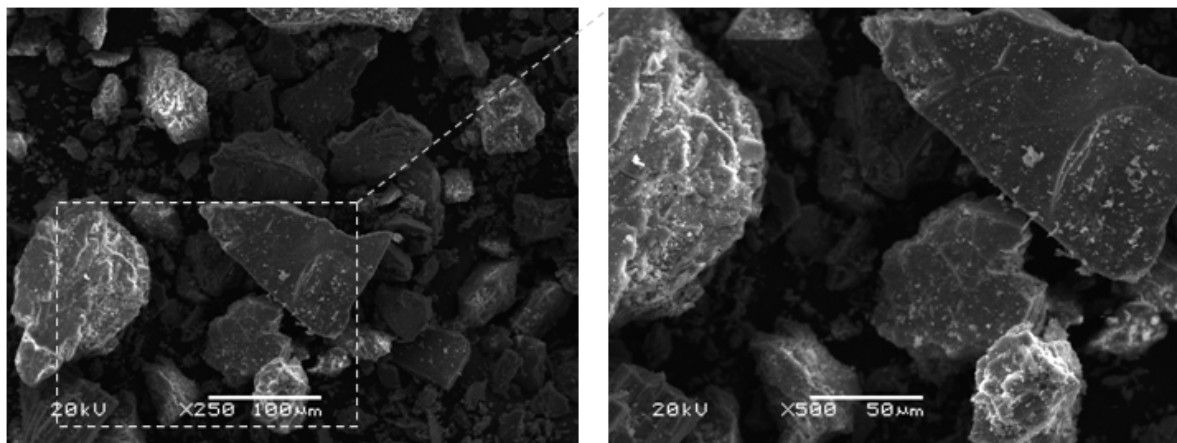


Figura 4.3: Análise microestrutural, amostra com tensão de confinamento de 20kPa, liquefeita durante o ensaio triaxial, resíduo *underflow*

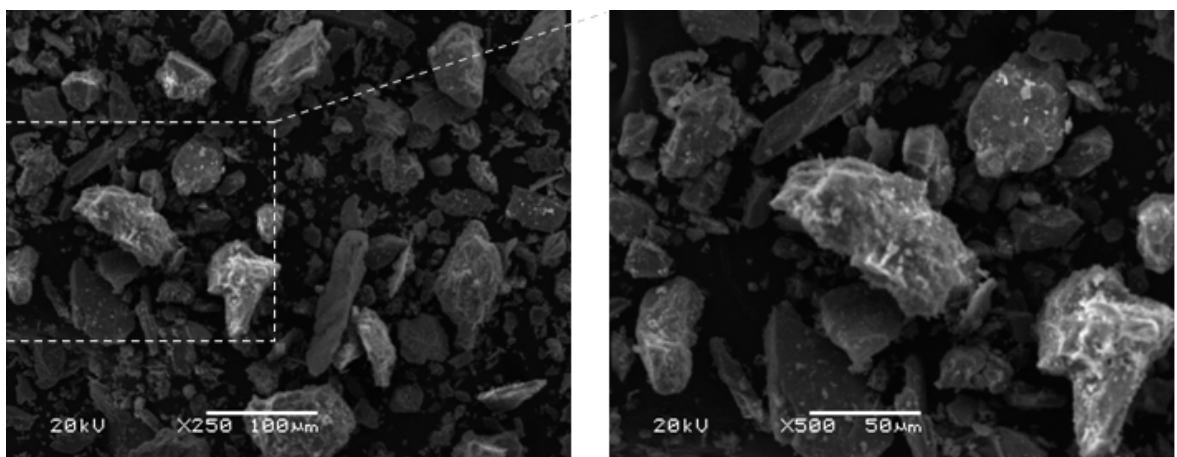


Figura 4.4: Análise microestrutural, amostra de ensaio triaxial com tensão de confinamento de 800kPa, resíduo *underflow*

O resíduo de ouro *underflow* mostra um padrão microestrutural com grãos relativamente angulares e sem tendência à floculação. Devido ao processamento do resíduo, observa-se nas amostras uma considerável variação granulométrica. Entretanto, é possível observar que as amostras de caracterização e às submetidas a baixas tensões de compressão de cisalhamento no ensaio triaxial apresentaram mesmo tamanho e forma de grãos. Já a amostra submetida à tensão de confinamento de 800 kPa apresentou grãos relativamente menores, possivelmente devido à quebra de grãos durante o confinamento no ensaio triaxial.

Nas mesmas amostras usadas na análise microestrutural das partículas foram realizados os ensaios de varredura por EDX, determinando-se os elementos presentes. O resultado no resíduo *underflow* é apresentado na Figura 4.5 e a percentagem destes elementos é apresentada na Tabela 4.2. Os resultados mostram que são significativos os valores de ferro, sílica e alumínio presentes, e em menor quantidade são identificados o magnésio, potássio e o cálcio.

Tabela 4.2: Percentagem de elementos presentes na amostra *underflow*

Elemento	%peso ( <i>Underflow</i> )
<i>Mg</i>	13,50
<i>Al</i>	23,00
<i>Si</i>	33,47
<i>K</i>	2,73
<i>Ca</i>	0,80
<i>Fe</i>	26,46
<i>Total</i>	99,97

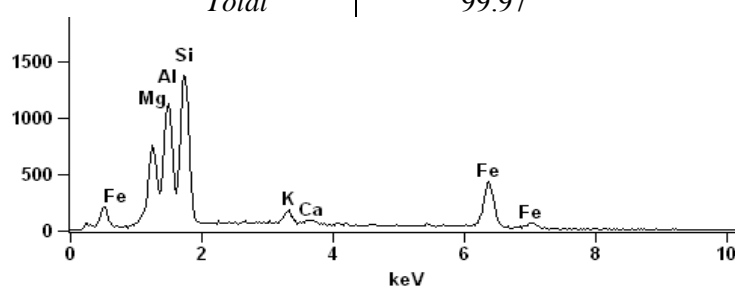


Figura 4.5: Resultados da varredura por EDX no resíduo *underflow*

O mesmo método usado para análise microestrutural e elemental do resíduo *underflow* foi usado para o resíduo não ciclonado. As fotos da Figura 4.6, ampliadas 250 vezes e 500 vezes, são referentes ao resíduo não ciclonado. A amostra mostrou uma microestrutura similar ao resíduo *underflow*, grãos angulares e sem floculação, mas com maior quantidade de finos.

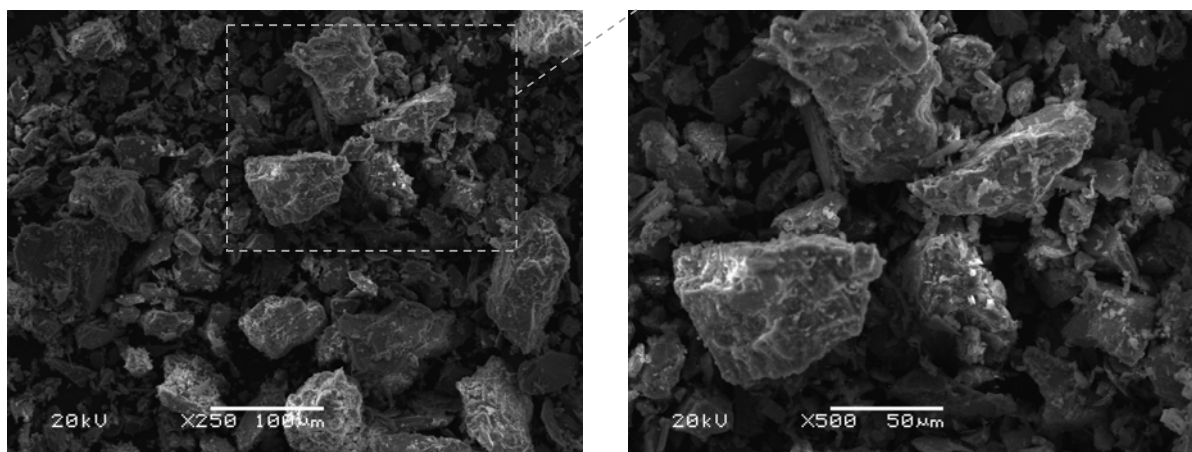


Figura 4.6: Análise microestrutural, resíduo não ciclonado

Tabela 4.3: Percentagem de elementos presentes na amostra não ciclonado

Elemento	% peso (Não-ciclonado)
<i>Na</i>	1,91
<i>Mg</i>	11,39
<i>Al</i>	21,34
<i>Si</i>	29,97
<i>K</i>	0,46
<i>Ca</i>	10,16
<i>Ti</i>	1,27
<i>Fe</i>	23,45
<i>Total</i>	99,95

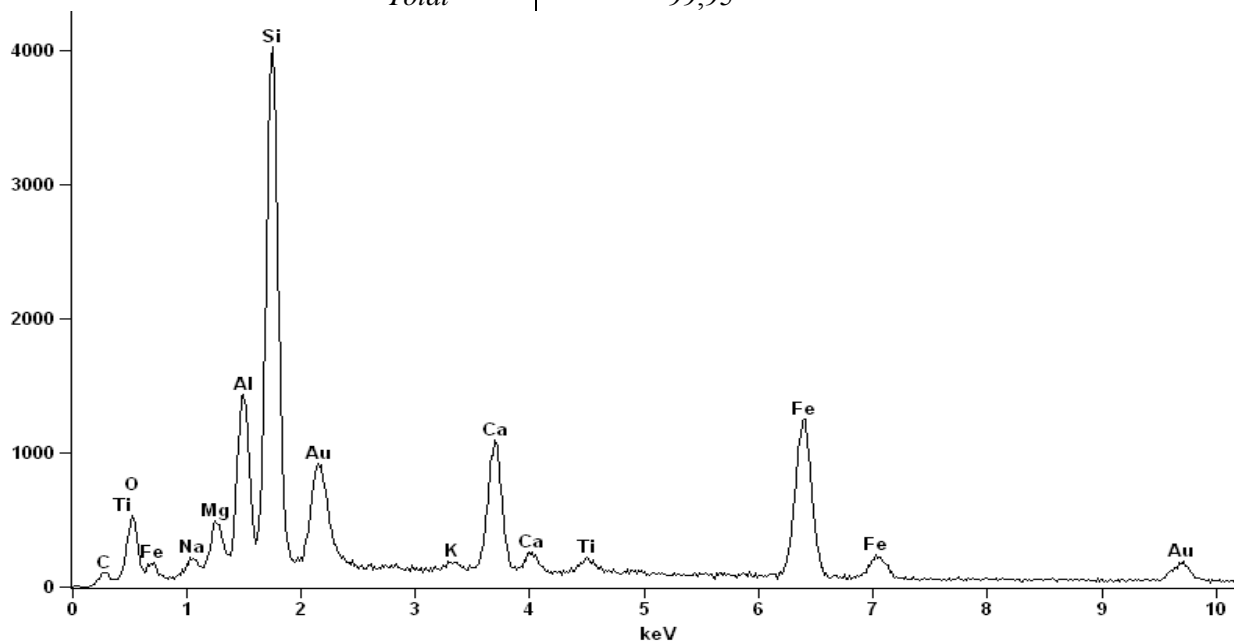


Figura 4.7: Resultados da varredura por EDX no resíduo não ciclonado

Os resultados da varredura por EDX na amostra do resíduo não ciclonado é apresentado na Tabela 4.3 e na Figura 4.7. Como elementos dominantes na amostra apareceram sílica, ferro e alumínio, em menor proporção magnésio, potássio, sódio, titânio e cálcio.

Diferentes pontos e profundidades no reservatório podem apresentar resultados distintos devido à grande variabilidade encontrada nos resíduos, logo os resultados obtidos nessas amostras são particulares, não sendo necessariamente representativos de todo o reservatório.

### 4.3 ADENSAMENTO E CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Neste trabalho, a relação entre compressibilidade e condutividade hidráulica foi estabelecida através de ensaios realizados na faixa de densidades representativas das condições máximas e mínimas do reservatório (altura máxima do aterro). Foram utilizadas amostras com diferentes índices de vazios iniciais submetidas às mesmas condições de carregamento e percolação.

Na Figura 4.8 é apresentada a variação do índice de vazios em relação ao logaritmo das tensões verticais, representando a compressibilidade do resíduo *underflow*. A Figura 4.9 mostra a variação dos valores de condutividade hidráulica com o índice de vazios da amostra. Comparando-se os diferentes equipamentos utilizados, verifica-se que os efeitos de tamanho de amostras são desprezáveis, pois os resultados mostram inclinações coincidentes indicando a mesma característica de variação de volume para as diferentes condições iniciais de densidades. Esta evidência corrobora estudos anteriores realizados por Yunxin e Segó (2001); Bo *et al.*, (2002) e Villar *et al.*, (2007), entre outros. O valor médio calculado do índice de compressão ( $C_c$ ) foi de aproximadamente 0,09. O coeficiente de condutividade hidráulica,  $k$ , diminui, em geral, com a redução do índice de vazios, conforme apresentado na Figura 4.9.

Ensaio foram realizados para o resíduo não ciclonado, sendo os resultados apresentados nas Figuras 4.10 e 4.11. O valor médio do índice de compressão calculado pela relação entre o índice de vazios e o logaritmo das tensões é de 0,12, independentemente do tamanho das amostras. O resíduo não ciclonado apresentou menor condutividade hidráulica por tratar-se de um material com maior quantidade de finos.

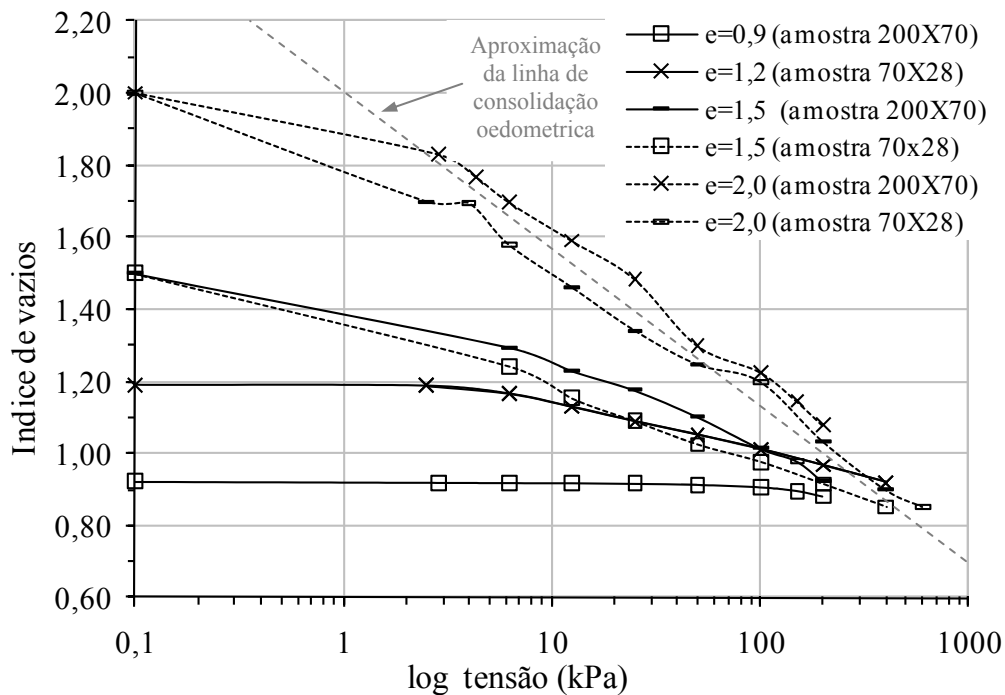


Figura 4.8: Curvas compressibilidade, resíduo *Underflow*

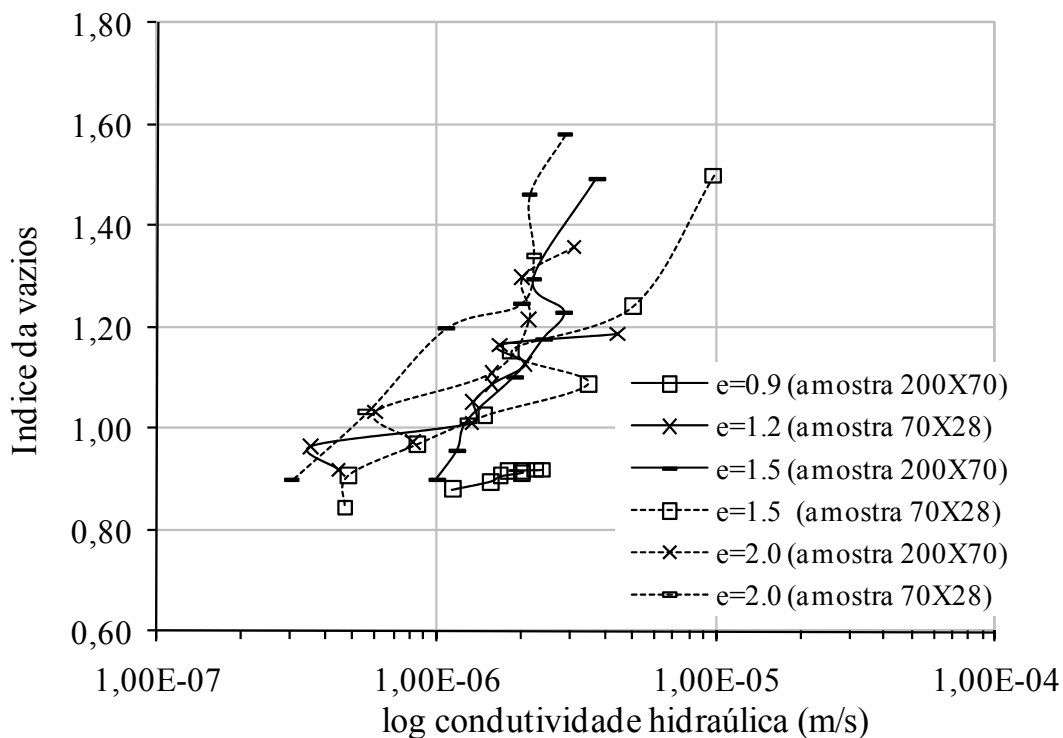


Figura 4.9: Valores de condutividade hidráulica, resíduo *Underflow*

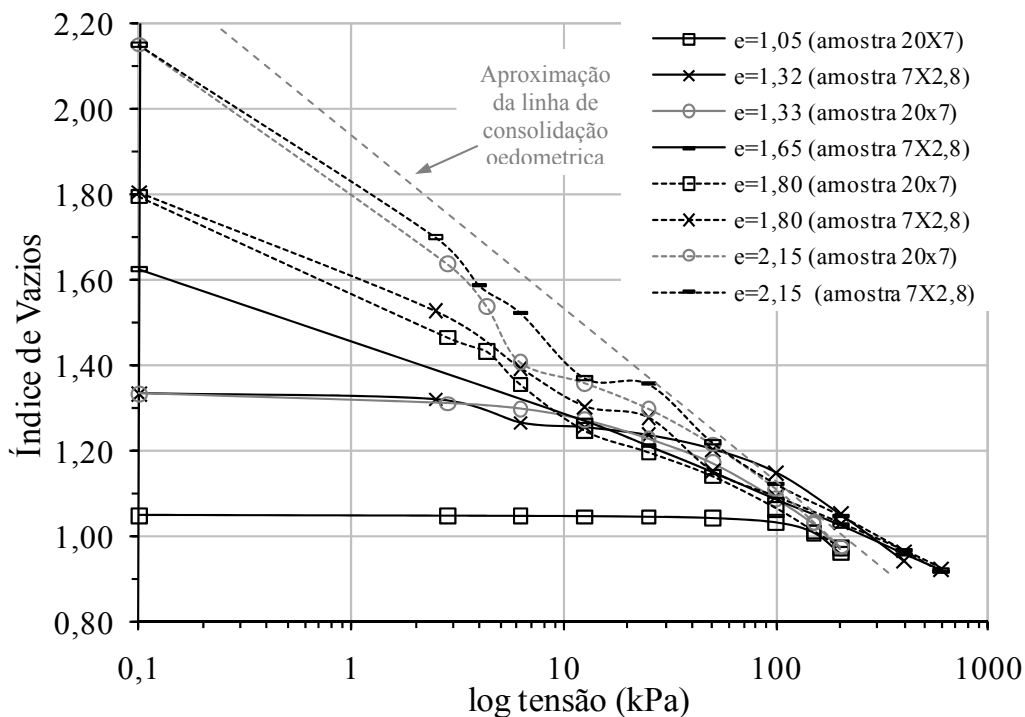


Figura 4.10: Curvas compressibilidade, resíduo Não-ciclado

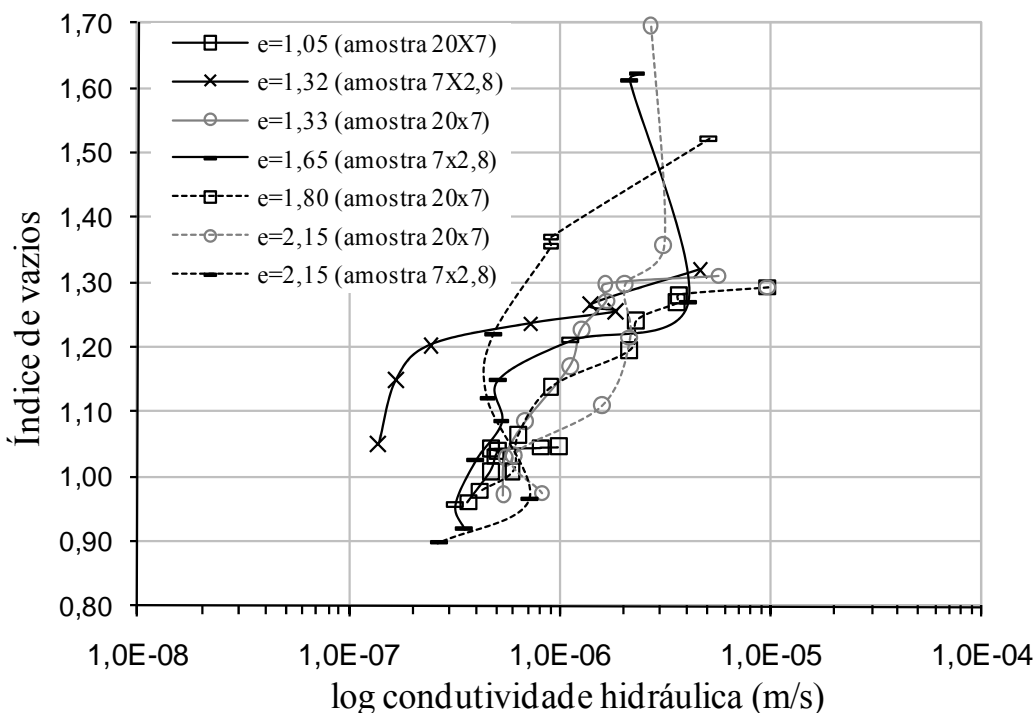


Figura 4.11: Valores de condutividade hidráulica, resíduo Não-ciclado

Pela forma de deposição, elevado índice de vazios, alta angularidade dos grãos e condição saturada, resíduos de mineração são mais compressíveis do que solos naturais na mesma consistência. Estas características somadas à variabilidade granulométrica tornam

complexa a interpretação dos ensaios em resíduos de mineração. Estes materiais não possuem características definidas como as argilas naturais, cujo comportamento é determinado por “curva de recompressão e compressão virgem”. Uma tentativa de determinação da linha de consolidação oedométrica para resíduos de mineração do ouro é apresentada nas Figuras 4.8 e 4.11.

A Tabela 4.4 apresenta os valores médios do coeficiente de adensamento e condutividade hidráulica para todos os ensaios realizados. A compactidade inicial mostra ter influência no valor do índice de compressão para resíduos de mineração, como já descrito por Villar (2007).

Tabela 4.4: Parâmetros iniciais dos ensaios e média dos resultados obtidos

Amostra	Ensaio	$w_i(\%)$	$e_i$	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$w_f(\%)$	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	$k$ (m/s)
<i>Underflow</i> (Oedômetro de lama)	amostra (20x7)	16	0,9	15,6	28,8	0,9300	1,8E-06
	amostra (20x7)	14	1,5	12	27,7	0,5196	1,8E-06
	amostra (20x7)	14,9	2	10	30,4	0,4736	2,6E-06
Não-ciclonado (Oedômetro de lama)	amostra (7x2,8)	15,3	1,05	15,4	26,1	0,9379	5,6E-07
	amostra (7x2,8)	13,5	1,33	13,1	29,9	0,6538	1,6E-06
	amostra (7x2,8)	36,3	1,8	11,3	30,1	0,4203	2,6E-06
	amostra (7x2,8)	14,6	2,15	10	29,1	0,3949	1,8E-06
<i>Underflow</i> (Oedômetro convencional)	amostra (20x7)	15,3	1,2	13,7	29,7	0,1172	1,3E-06
	amostra (20x7)	15,5	1,5	12	30,3	0,0725	1,9E-06
	amostra (20x7)	14,9	2	10	28,8	0,1060	2,1E-06
Não-ciclonado (Oedômetro convencional)	amostra (7x2,8)	16	1,33	13,5	27,6	0,0893	6,5E-07
	amostra (7x2,8)	18	1,63	12	27,1	0,0772	6,4E-07
	amostra (7x2,8)	35,6	1,8	11,2	28,13	0,0959	2,1E-06
	amostra (7x2,8)	14,6	2,15	10	28,7	0,0633	1,2E-06

#### 4.4 RESISTÊNCIA E COMPORTAMENTO NO ESTADO CRÍTICO

Os ensaios de compressão triaxial CIU e CID têm por objetivo o estudo do comportamento mecânico dos resíduos e a determinação de parâmetros constitutivos representativos deste comportamento. Nos ensaios CIU, as amostras foram adensadas isotropicamente e cisalhadas em condição não-drenada, com medida de poro-pressão durante

a fase de cisalhamento. Nos ensaios CID, os corpos de prova eram cisalhados em condições drenadas com medida da variação volumétrica.

A preparação dos corpos de prova foi realizada em amostras deformadas dos resíduos, reconstituídas na densidade média de campo e abaixo da densidade média de campo, saturadas previamente. O processo de preparação das amostras é similar ao adotado no adensamento, para permitir a comparação dos resultados. Os corpos de prova foram moldados com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. As velocidades de cisalhamento ( $v=0,1\text{mm/min}$ , ensaios CIU e  $v=0,015\text{mm/min}$ , ensaios CID) foram definidas para garantir a equalização das poro pressões durante o cisalhamento.

#### 4.4.1 Resíduo de ouro não ciclonado

A partir dos resultados obtidos nas amostras do resíduo de ouro não ciclonado, moldadas com o índice de vazios de 1.3, foi possível definir o comportamento tensão-deformação, variação das poro pressões (Figura 4.12). A trajetória de tensões para os ensaios é apresentada na Figura 4.13 no espaço tensão desviadora ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ), tensão efetiva ( $p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_3]/3$ ). Nos resultados obtidos, para baixos níveis de tensões de confinamento ocorre um decréscimo de resistência com o aumento da deformação (*strain softening*), atingindo valores elevados de poro-pressões, que resultam em tensões efetivas próximas à zero para grandes deformações. Para tensões confinantes superiores, a tensão desviadora cresce com as deformações até atingir seu valor máximo para o nível de deformação imposto nos ensaios (*strain hardening*).

Na seqüência, analisou-se o comportamento no estado crítico. A linha do estado crítico apresentada no espaço índice de vazios com o logaritmo das tensões efetivas (Figura 4.13) é útil para identificação das condições sob as quais um solo pode ser suscetível ao fluxo por liquefação. Um solo cujo estado é plotado abaixo da linha LEC não é considerado suscetível à liquefação, enquanto que para um solo representado acima de LEC a liquefação poderá ocorrer se as tensões cisalhantes necessárias para o equilíbrio da massa de solo forem maiores do que a resistência ao cisalhamento residual (estado permanente), definindo o limite de estados possíveis para um determinado material. O comportamento sob consolidação isotrópica e a linha de consolidação obtida pelo oedômetro são representados no mesmo espaço  $e: \log(p')$  conforme ilustrado na Figura 4.13.



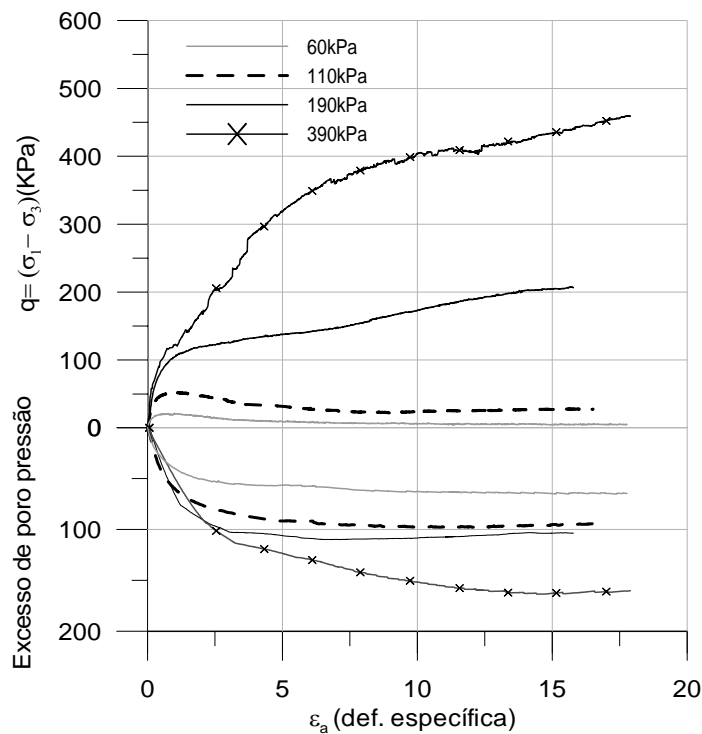


Figura 4.12: Tensão–deformação e poro pressões, não ciclonado

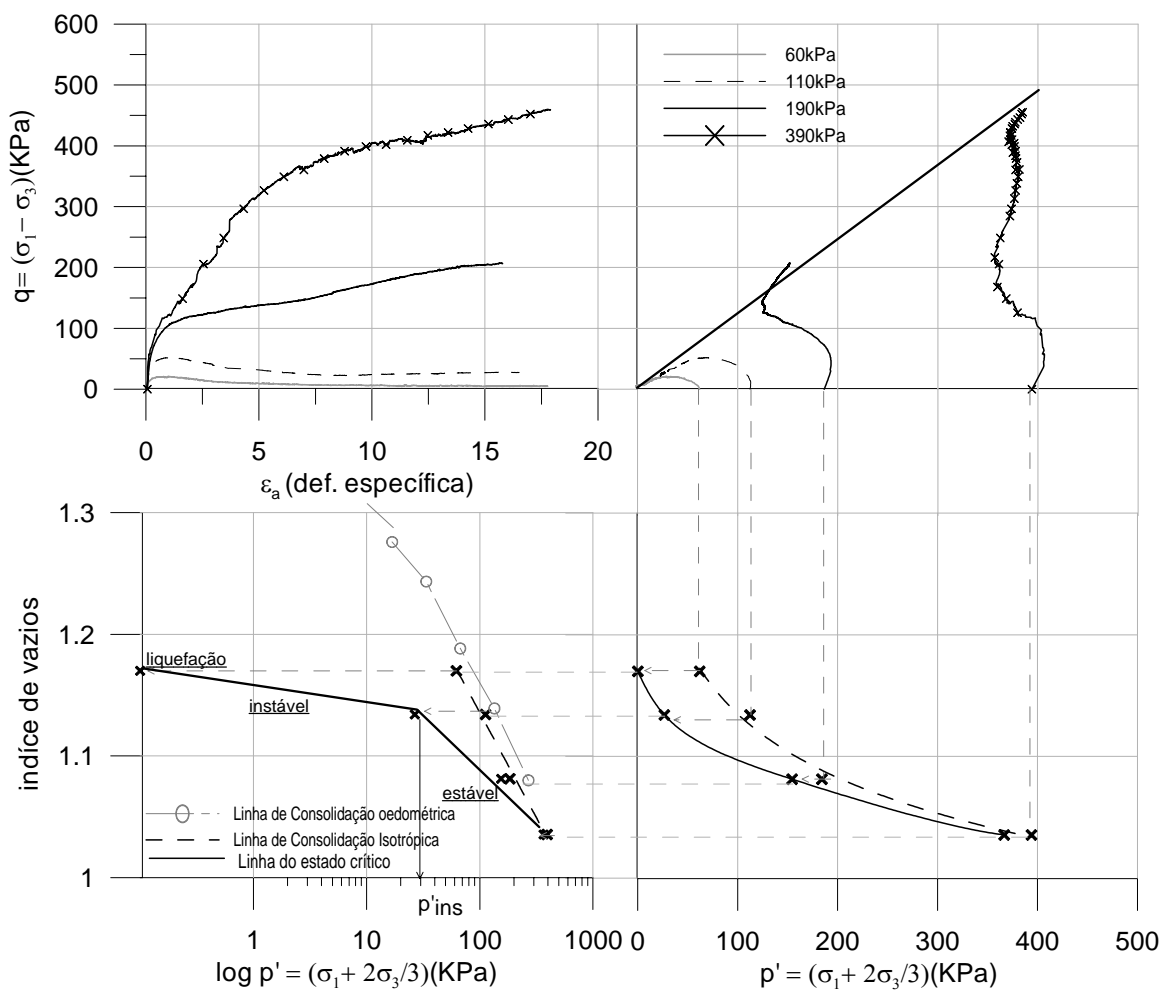


Figura 4.13: Estado crítico, resíduo não ciclonado

Conforme ilustra a Figura 4.13, a linha de consolidação obtida pelo oedômetro, estimada a partir de um valor de  $K_0=1-\text{sen}\phi$ , é aproximadamente paralela e deslocada para a direita da linha isotrópica obtida no triaxial. Observa-se que a linha do estado crítico é definida por dois segmentos de reta, com mudança de comportamento para tensões de 30 kPa. Verifica-se ainda neste espaço que o solo é passível da liquefação para baixos níveis de tensões efetivas, sendo o início do comportamento instável representado por mudança de inclinação na linha do estado crítico.

#### 4.4.2 Resíduo de ouro *underflow*

Para o resíduo de ouro *underflow* foram realizadas duas séries de ensaios, uma para a densidade média de campo e outra para densidade abaixo da média de campo ( estimadas a partir de resultados de ensaios de CPTU). O objetivo de realizar ensaios com a densidade inferior à média de campo foi de analisar o comportamento do material em uma condição mais crítica, reproduzindo amostras mais fofas, representando o índice de vazios igual a 1,5.

##### 4.4.2.1 Resíduo de ouro *Underflow*, densidade abaixo da média de campo

O comportamento tensão-deformação nas amostras do resíduo *underflow*, com densidades abaixo da média de campo é mostrado na Figura 4.14. A trajetória de tensões é apresentada na Figura 4.15 no espaço tensão desviadora ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ), tensão efetiva ( $p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_3]/3$ ). Ainda na Figura 4.15 observa-se o comportamento do material com relação à variação do índice de vazios com a tensão efetiva.

A partir dos resultados obtidos no resíduo *underflow* ( $e=1.50$ ), comparando com os resultados obtidos no resíduo não ciclonado ( $e=1.3$ ), apresentados anteriormente, verificaram-se as mesmas condições de comportamento. Para baixos níveis de tensão efetiva as amostras do material apresentam susceptibilidade à liquefação, sendo este comportamento suprimido para tensões de confinamento superiores.

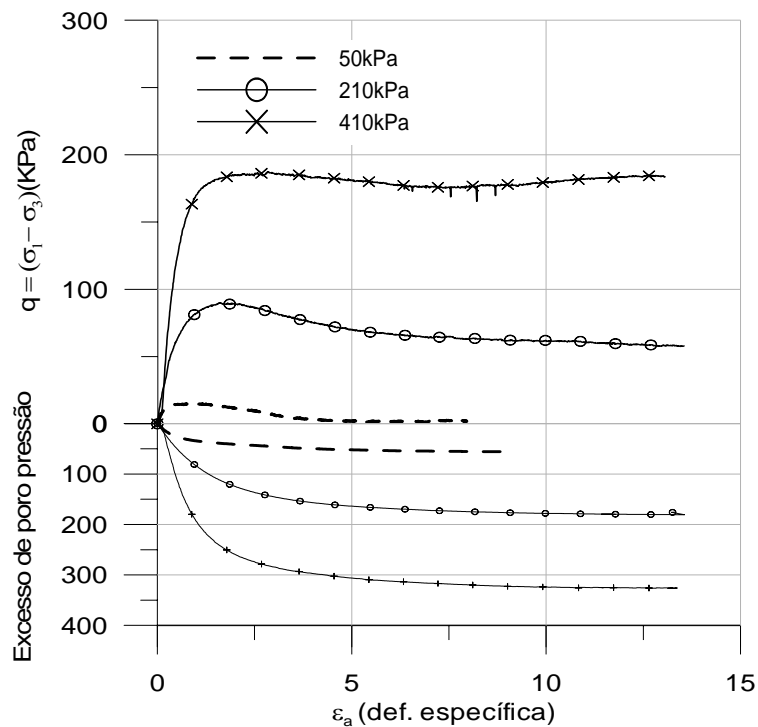


Figura 4.14: Tensão–deformação e poro pressões, resíduo de ouro *underflow*\_densidade abaixo da média de campo.

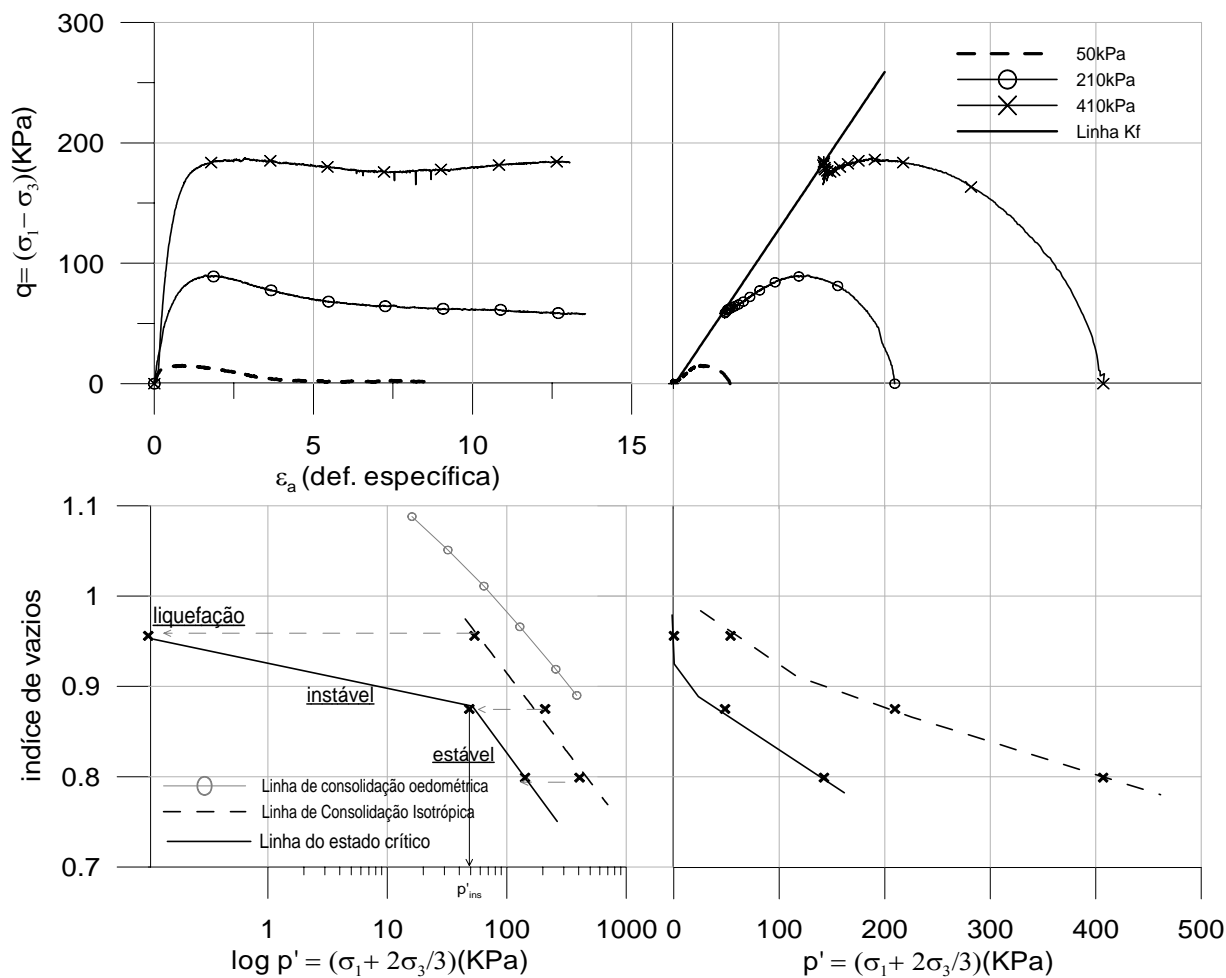


Figura 4.15: Estado crítico, *Underflow*, densidade abaixo de campo

#### 4.4.2.2 Resíduo de ouro *Underflow*, densidade média de campo

Com uma condição de densidade média de campo (índice de vazios igual 1.2) foram realizadas duas campanhas de ensaios triaxiais no resíduo *underflow*, a primeira na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com corpos de prova de dimensões de 100mm de altura e 50mm de diâmetro e a segunda campanha na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, com corpos de prova de dimensões 140mm de altura e 70mm de diâmetro. A segunda campanha foi realizada com uso da técnica de *Benders Elements* instaladas na câmara triaxial. A relação  $H/D=2$  e condições de moldagem dos corpos de prova foram mantidas as mesmas para ambas as campanhas de ensaios.

A Figura 4.16 mostra o comportamento tensão - deformação do resíduo *underflow* na campanha realizada na UFRGS. Nesta mesma figura são apresentadas as poro pressões geradas durante os ensaios CIU. O comportamento tensão - deformação obtido nos ensaios realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, é apresentado nas Figuras 4.17 e 4.18. Para melhor observação dos resultados obtidos, os resultados são apresentados para duas faixas de tensões distintas buscando-se uma melhor visualização do comportamento observado. Na Figura 4.16 estão os resultados obtidos para tensões de confinamento inferiores a 200kPa e para tensões superiores a 200kPa os resultados são apresentados na Figura 4.18.

Nos resultados obtidos para a faixa de baixas tensões de confinamento (UFRGS, FEUP), todas as amostras apresentaram poro pressões positivas decorrentes da tendência de comportamento contráctil. Para as tensões inferiores a 60 kPa houve decréscimo acentuado das tensões cisalhante, resultando em tensões efetivas iguais ou próximas à zero para grandes deformações. Para tensões confinantes superiores, a tensão desviadora cresce com as deformações até atingir um valor máximo de resistência, seguida de valores constantes para grandes deformações.

No resíduo *underflow* foram realizados alguns ensaios triaxiais em condições drenadas, para melhor avaliar o comportamento tensão - deformação do material e definição da linha do estado crítico. A seguir são apresentados os resultados (Figura 4.19), explicitando o comportamento das amostras e a variação de volume das mesmas. Os ensaios drenados nas amostras de resíduos apresentam compressão das amostras durante todo o ensaio, como mostrada no espaço deformação volumétrica e deformação específica. As amostras apresentam tendência de tensão cisalhante crescente com a deformação axial.

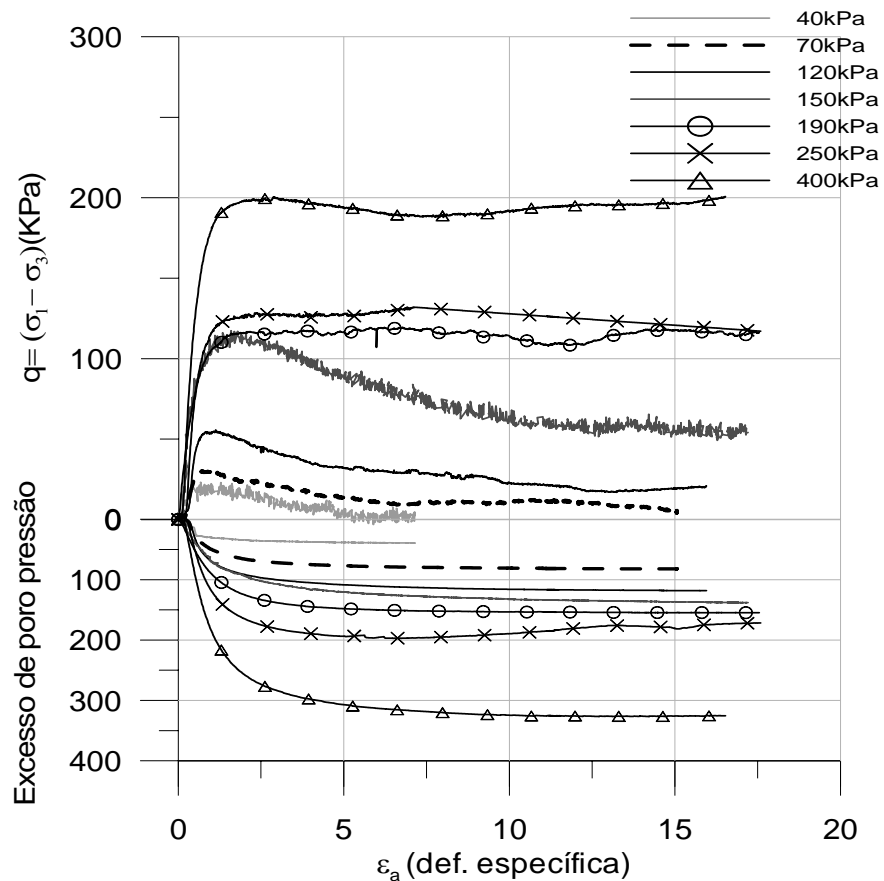


Figura 4.16: Tensão–deformação e poro pressões, *Underflow*, UFRGS

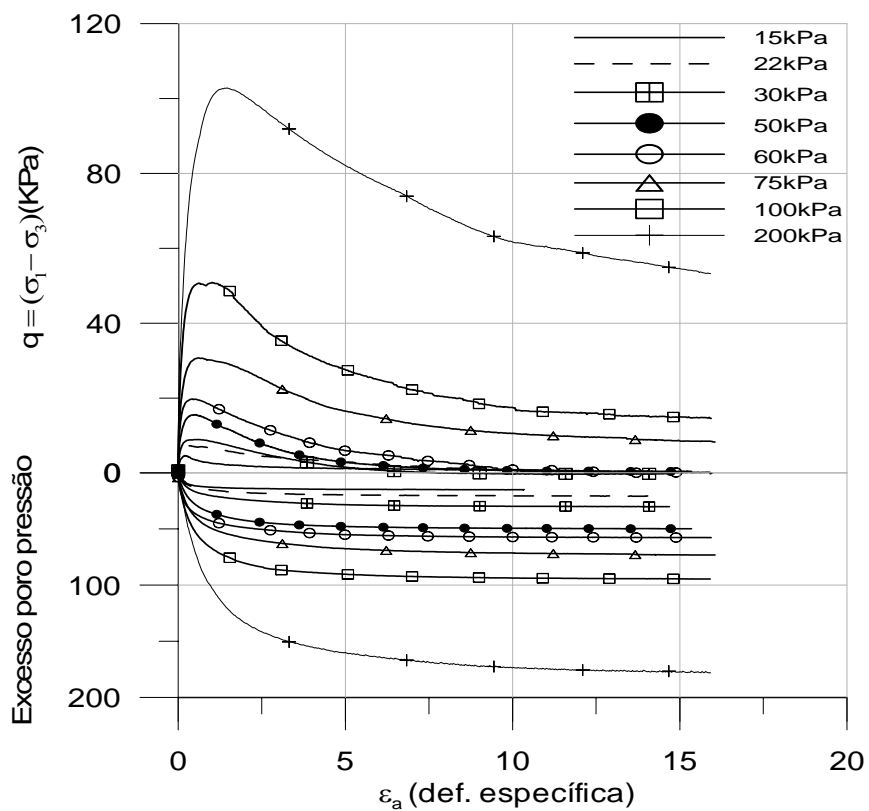


Figura 4.17: Tensão–deformação e poro pressões, *Underflow*, FEUP

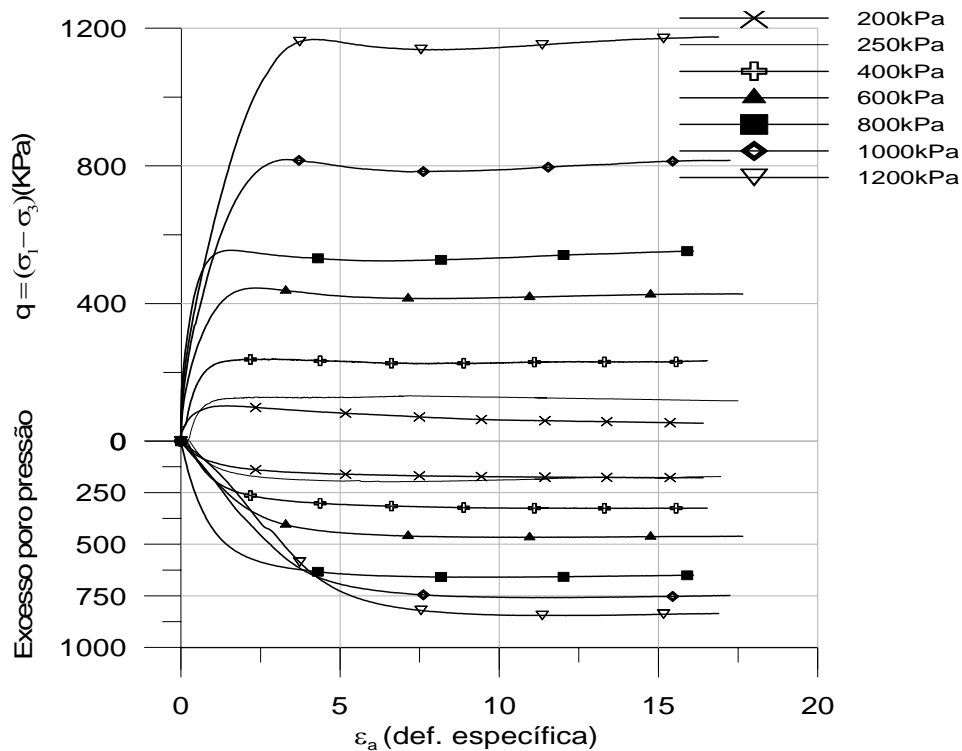


Figura 4.18: Tensão–deformação e poro pressões, *Underflow*, FEUP tensões superiores a 200kPa

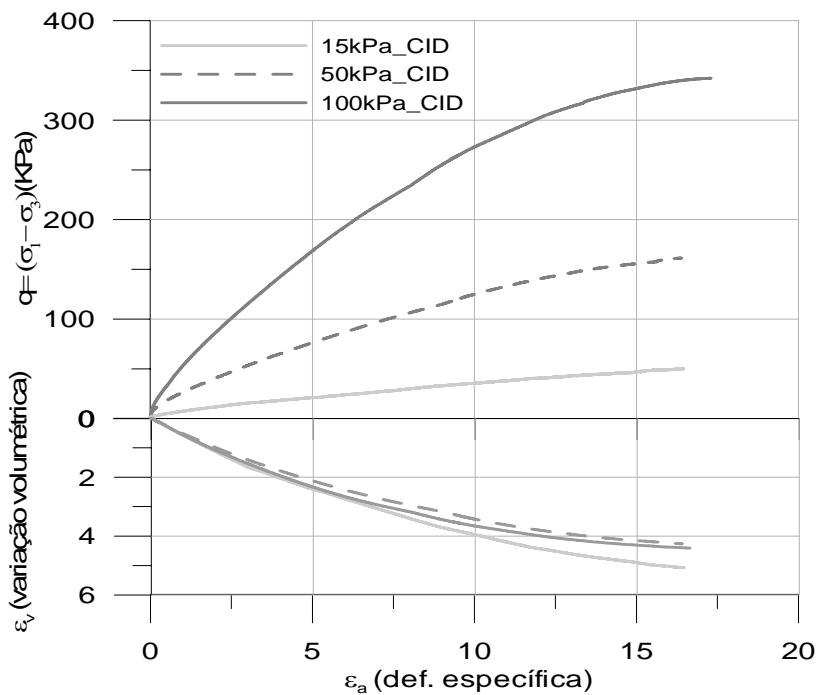


Figura 4.19: Tensão–deformação e Variação volumétrica, resíduo *Underflow*, FEUP\_CID

Para analisar em termos da teoria do estado crítico, os resultados obtidos nestas campanhas foram plotados no espaço tensão desviadora ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ), tensão efetiva média ( $p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_3]/3$ ) e variação do índice de vazios (Figura 4.20). Na mesma figura é apresentado o comportamento sob consolidação isotrópica no espaço índice de vazios e logaritmo de tensão

efetiva. Na figura observa-se que a linha de consolidação obtida pelo oedometro é paralela a linha isotrópica obtida no triaxial e deslocada para a direita. Como os resíduos de mineração usados nessa pesquisa apresentam tendência à liquefação, observou-se um comportamento singular, ainda não discutido na literatura internacional. Este comportamento é traduzido por uma forte não-linearidade da LEC. Em trabalhos anteriores a não-linearidade tem sido atribuída à quebra de grãos para tensões acima de aproximadamente 1000kPa. Por este motivo alguns pesquisadores sugerem aproximar a LEC por dois segmentos de reta, expressa por um comportamento tipicamente bi-linear. Neste trabalho observa-se outro ponto de inflexão para baixas deformações, em amostras que apresentam potencial de liquefação. Assim a LEC seria representada por, no mínimo, três segmentos conforme representado na Figura 4.20. A curvatura da envoltória de estado crítico representaria mudanças de estado, representada pela tendência à liquefação a baixos níveis de tensões e à quebra de grãos para altas tensões.

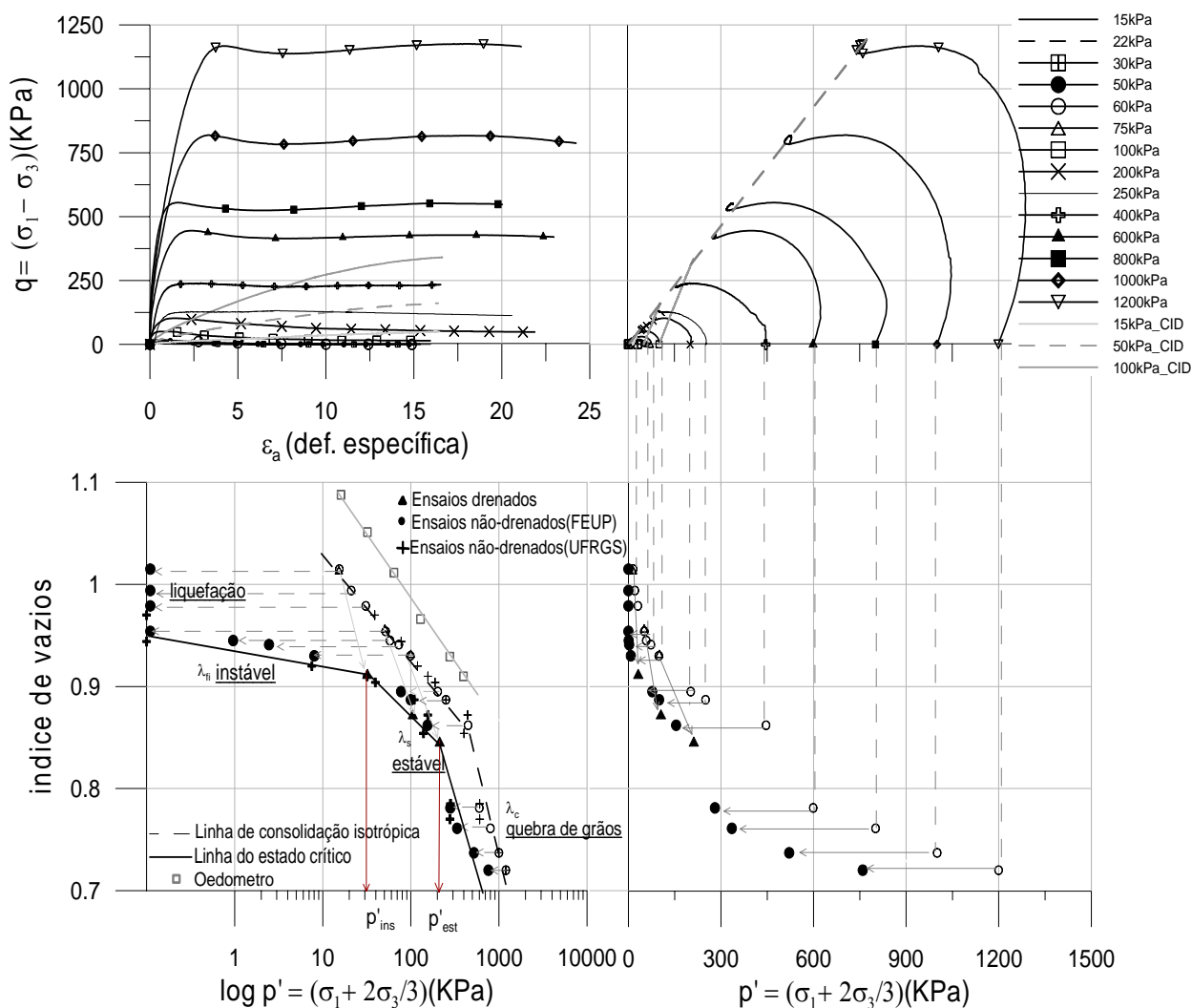


Figura 4.20: Estado crítico, resíduo *Underflow*, densidade média de campo\_UFRGS\_FEUP

Conforme mencionado anteriormente no item 2.5.3 do capítulo da revisão bibliográfica, a partir do índice de vazios e da tensão efetiva é possível determinar o parâmetro de estado do solo, definido por Been e Jefferies (1985) e o índice da tensão de estado  $I_p$  preconizado por Coop *et al.*, (1993). Estes parâmetros representam as condições de comportamento do solo durante o cisalhamento, combinando resistência à rigidez e, por este motivo, podem ser úteis na avaliação da susceptibilidade a liquefação de solos. Logo, a partir dos resultados dos ensaios triaxiais realizados no resíduo *underflow*, valores de parâmetro de estado e índice da tensão de estado foram determinados, conforme apresentado na Figura 4.21. Para melhor analisar os resultados, optou-se por plotar os valores de  $\psi$  com a tensão efetiva obtida no final do ensaio e com o índice de tensão de estado. A partir desta relação observam-se valores positivos de  $\psi$ , com substancial aumento para baixas tensões efetivas. Valores positivos do parâmetro de estado representam comportamento contráctil do material e susceptibilidade ao fluxo por liquefação. O espaço  $\psi - I_p$  é caracterizado pelo aumento significativo do índice de tensão de estado, para valores de  $\psi$  superiores a 0,08, com valores tendendo ao infinito para  $I_p$ . Essa zona é representada pelas amostras que apresentaram potencial de colapso ou liquefação.

A Tabela 4.5 apresenta um resumo dos valores médios dos índices físicos dos corpos de prova, sendo que na mesma tabela são apresentados os parâmetros obtidos através dos ensaios, considerados como propriedades intrínsecas do solo, determinadas, no caso, para a zona estável, em que a linha do estado crítico apresenta paralelismo com a linha de consolidação isotrópica.

Tabela 4.5. Resultado dos resultados dos ensaios triaxiais

Amostra	Índice físico do CPs			Adensamento		Estado Crítico	Parâmetro de estado	Parâmetros Efetivos	
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_i$ (%)	$e_i$	$\lambda$	N	$\Gamma$	$\psi$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (graus)
<i>Underflow1</i>	13,7	10,5	1,2	0,048	2,39	2,34	0,045	0	33
<i>Underflow2</i>	12,00	10,5	1,5	0,058	2,66	2,64	0,05	0	31
Não ciclonado	13,50	11	1,32	0,045	2,44	2,40	0,04	0	30,5

\**Underflow 1* = amostra do resíduo ensaiada com densidade na média de campo.

\**Underflow 2* = amostra do resíduo ensaiada com densidade abaixo da média de campo.



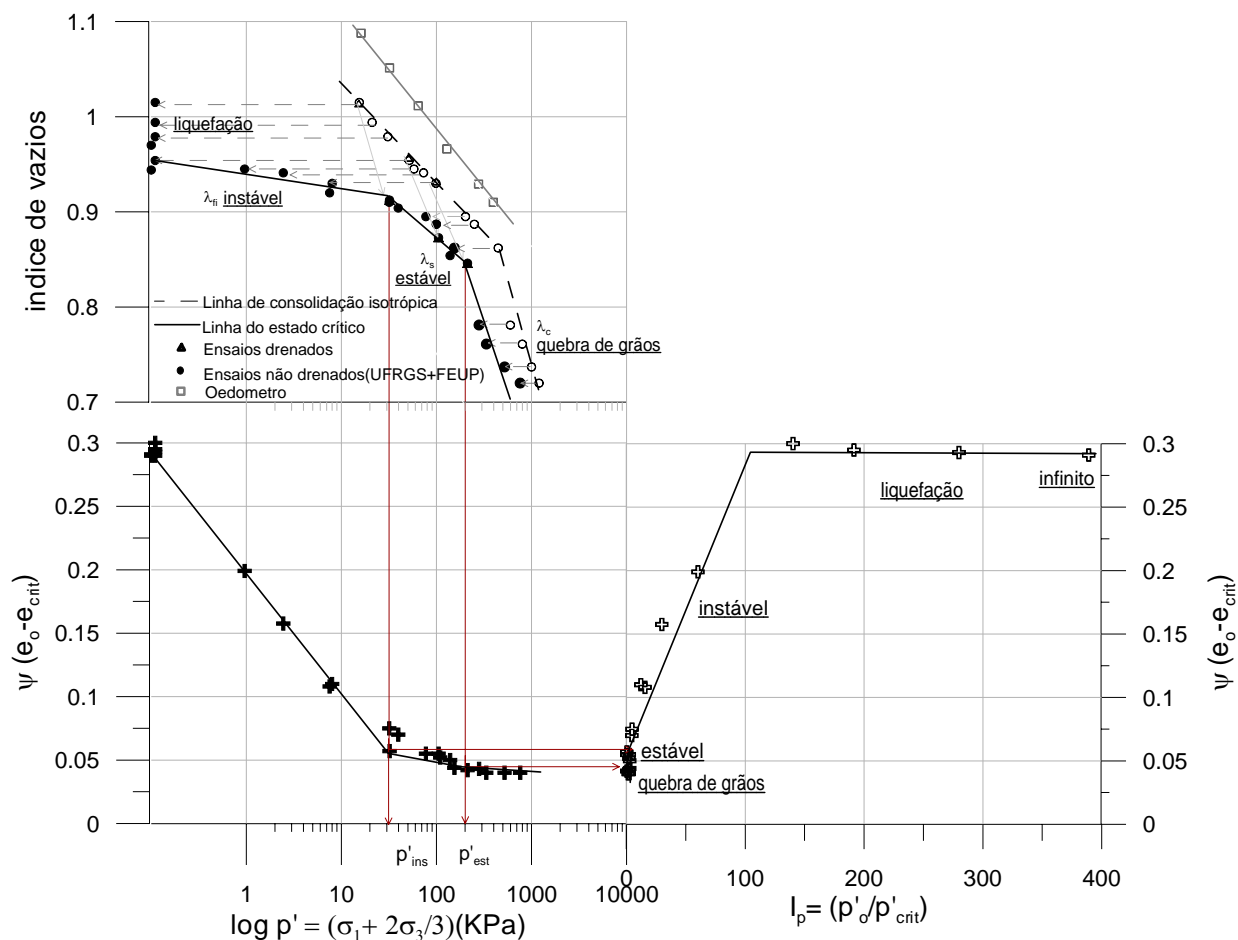


Figura 4.21: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado

#### 4.5 ONDAS SÍSMICAS

O uso das ondas sísmicas oferece à engenharia geotécnica uma alternativa promissora para análise do comportamento do solo e determinação de possíveis riscos de liquefação. Neste item são apresentados resultados de ondas de cisalhamento e determinação do módulo cisalhante ( $G$ ) em amostras do resíduo de ouro. Posteriormente é realizada uma análise mais apurada do módulo de cisalhamento do solo, comparando-os com outros parâmetros considerados importantes para determinação do comportamento geomecânico do material.

Através das informações recolhidas dos registros de velocidades de ondas sísmicas, conforme descritas no item 3.7.7.1 do capítulo 3, é possível determinar o módulo cisalhante do solo. A determinação de  $G$  é efetuada, pela expressão (2.1) do Capítulo 2. Inicialmente é apresentado na Figura 4.22 a relação entre a velocidade de corte ( $V_s$ ) e o módulo cisalhante ( $G$ ) com a tensão efetiva inicial medida após a fase de consolidação da amostra. Observa-se nesta figura o aumento acentuado dos valores de  $V_s$  e  $G$  com o aumento da tensão de confinamento.

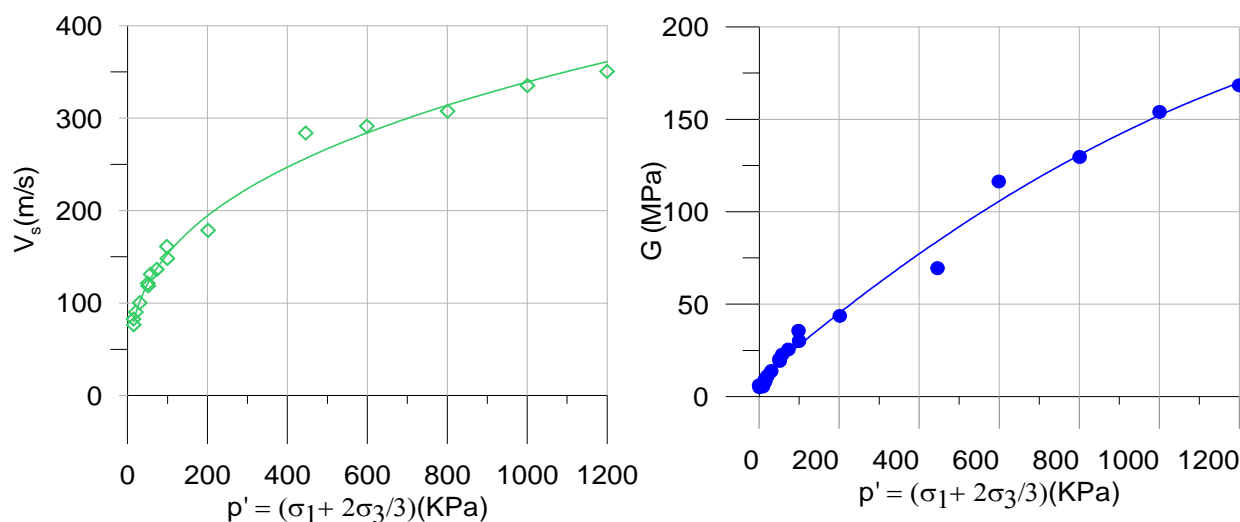


Figura 4.22: Correlação de  $V_s$  e  $G$  com a tensão de confinamento inicial da amostra

Após a consolidação das amostras foi iniciada a etapa do cisalhamento com registros de ondas sísmicas durante a deformação para todas as amostras ensaiadas. Os resultados obtidos para o módulo cisalhante são apresentados a seguir na Figura 4.23 e Tabela 4.6, para tensões de confinamento variando entre 15kPa e 1200kPa. Onde  $V_s$  e  $G_o$  são os valores obtidos no início da fase de cisalhamento e  $V_{crit}$  e  $G_{crit}$  são os valores obtidos no final da fase de cisalhamento, no estado crítico.

Tabela 4.6: Valores de  $V_s$  e  $G$  no início e final do cisalhamento

Tensão confinante(kPa)	$V_s$ (m/s) inicial	$V_{crit}$ (m/s) final	$G_o$ (MPa) inicial	$G_{crit}$ (MPa) final
15 kPa	76,58	33,02	8,035	1,51
22 kPa	90,28	40,50	11,16	2,24
30 kPa	100,42	38,21	13,81	2,00
50 kPa	118,65	42,11	19,28	2,02
60 kPa	131,24	57,00	22,74	4,45
75 kPa	136,39	63,90	25,48	5,59
100 kPa	161,23	77,17	35,61	8,15
200 kPa	178,55	113,14	43,67	17,53
400 kPa	283,97	136,76	69,46	29,29
600 kPa	291,42	212,31	116,35	66,52
800 kPa	307,6	248,32	129,62	81,38
1000 kPa	335,25	302,31	153,98	100,014
1200 kPa	350,57	306,32	168,37	110,29

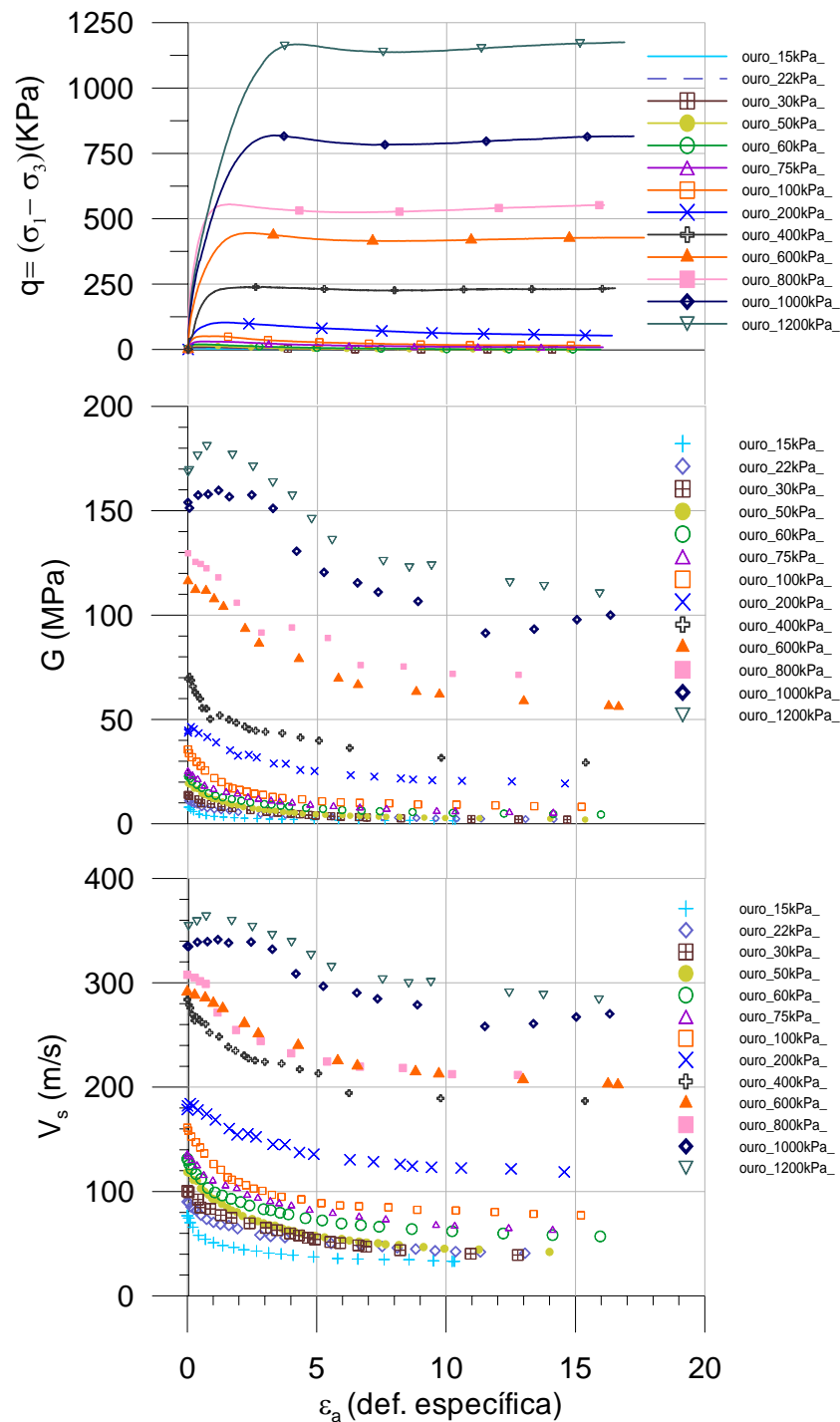


Figura 4.23: Correlação de  $V_s$  e  $G$  com a deformação durante a fase de cisalhamento

Nos resultados observou-se um decréscimo de  $V_s$  e conseqüentemente de  $G$  com a deformação da amostra, mostrando uma queda mais acentuada para baixas tensões de confinamento. Na Tabela 4.6 pode-se observar uma diferença significativa dos valores iniciais

de  $G$  e valores finais do módulo, designado de  $G_{crit}$ . Para melhor observar este comportamento, optou-se por plotar os valores de  $G_{crit}$  e  $G_{crit}/G_o$  com a respectiva tensão efetiva obtida no final do ensaio e com o parâmetro de estado. A partir desta análise (Figura 4.24) foi possível observar a mudança de comportamento do material no espaço módulo cisalhante com a tensão efetiva e parâmetro de estado, também evidenciado na linha do estado crítico.

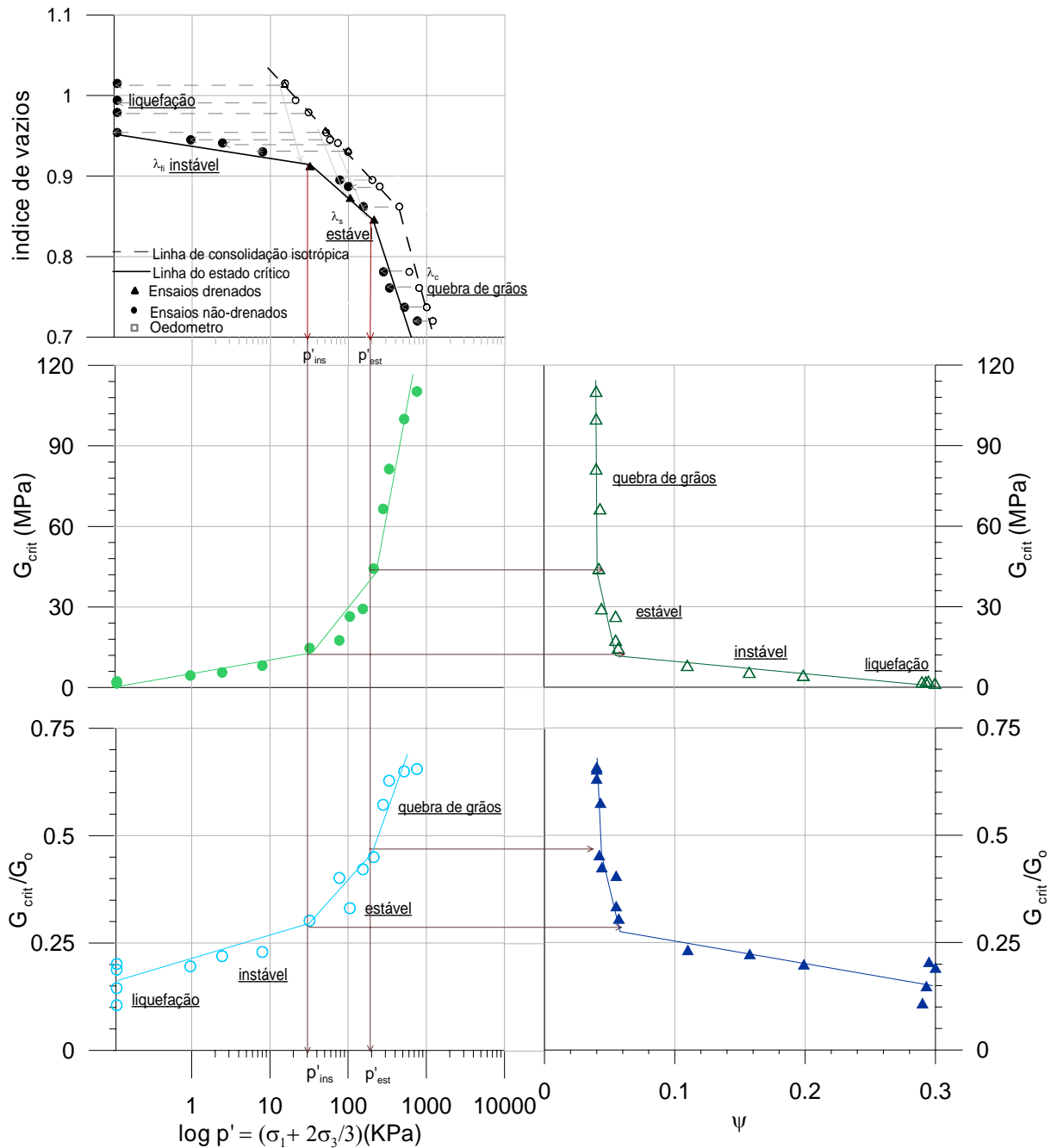


Figura 4.24: Correlação do módulo cisalhante com a tensão efetiva e o parâmetro e estado.

O módulo de cisalhamento do solo é sensível a um conjunto de fatores, tal como a tensão efetiva, índice de vazios, história de tensões, grau de saturação, estrutura do solo, entre outras. Barros (1997) verificou que os parâmetros mais influentes na velocidade de corte do solo seriam a tensão efetiva e o índice de vazios, e elaborou expressões que permitem a obtenção do módulo cisalhante considerando a influência destes parâmetros (expressões 2.7 e 2.9). Na primeira expressão o módulo cisalhante é relacionado ao índice de vazios,  $G_{(e)}$ , enquanto na segunda é apresentado em função do índice de vazios e das componentes individuais das tensões efetivas,  $G_{(e,\sigma')}$ .

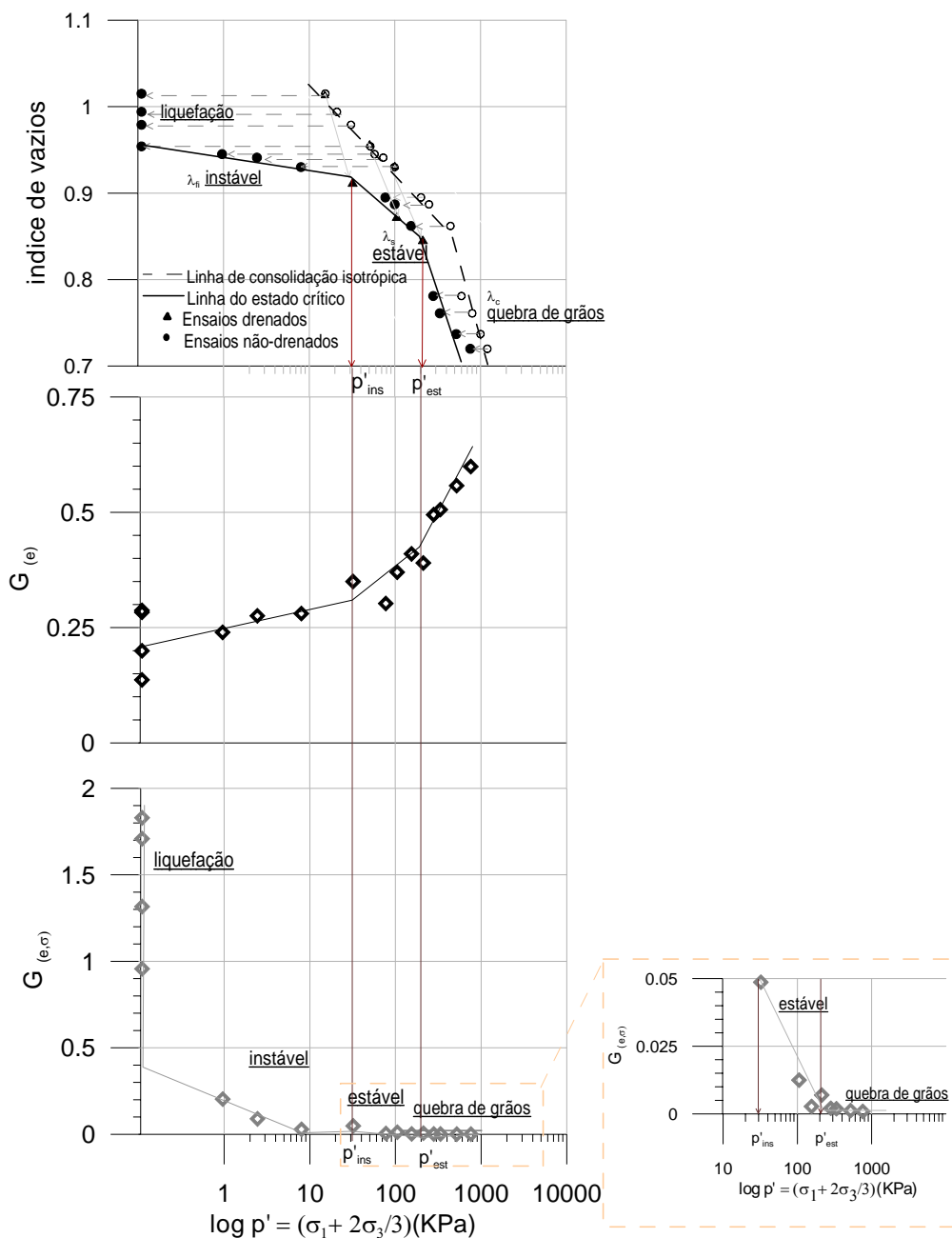


Figura 4.25: Módulo cisalhante com a tensão efetiva e o estado crítico

Busca-se na Figura 4.25 ilustrar estes efeitos, normalizando os valores de  $G$  e comparando-os com a linha do estado crítico. Substancial aumento dos valores de  $G_{(e)}$  é observado com o aumento da tensão efetiva obtida no final do ensaio. Já os valores de  $G_{(e,\sigma')}$  decrescem com o aumento de  $\log p'$ , conforme mostra a figura, ilustrando clara mudança de comportamento para baixas tensões efetivas.

O mesmo comportamento anteriormente relatado em outras análises foi confirmado na Figura 4.25. No resíduo resultante do processamento do ouro, material de granulometria predominantemente siltosa, observou-se um comportamento fortemente não-linear da LEC. A curvatura da envoltória de estado crítico representaria mudanças de estado, representada pela tendência à liquefação a baixos níveis de tensões e à quebra de grãos para altas tensões.

## 4.6 DISTINTAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

A prática comum nos laboratórios de Mecânica dos Solos, para obtenção de parâmetros geotécnicos, é a realização de ensaios triaxiais convencionais, nos quais a tensão confinante é mantida constante e a axial é acrescida até a ruptura do corpo-de-prova. Entretanto, as variações no campo de tensões do maciço nem sempre é análogo aos simulados nos ensaios convencionais e de acordo com a trajetória de tensões seguida, as relações tensão-deformação serão diferentes.

Os itens anteriores, 4.4 e 4.5, trataram da análise dos resultados de ensaios triaxiais convencionais com a utilização da técnica de *bender elements* em um resíduo de ouro. Neste item será demonstrada a influência de tensões no comportamento geomecânico deste material através de resultados de ensaios triaxiais com distintas trajetórias de tensões. Em todas as etapas dos ensaios, foi realizada a aquisição das ondas de cisalhamento da amostra. Para a realização dos ensaios, utilizou-se uma prensa Bishop-Wesley, existente no laboratório de geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

### 4.6.1 Condições anisotrópicas de adensamento

Nesta etapa da pesquisa optou-se por adensar anisotropicamente todas as amostras ensaiadas. O objetivo do adensamento anisotrópico foi aproximar as condições do corpo-de-prova do laboratório às condições *in situ*, garantindo que as tensões efetivas serão semelhantemente reproduzidas. A condição anisotrópica de adensamento de uma amostra consiste no aumento das tensões efetivas através do aumento da pressão de confinamento,

mantendo a contrapressão constante. Este aumento das tensões efetivas pretende simular uma profundidade real para a qual avalia-se o comportamento do solo. O valor desta profundidade depende do tipo de carregamento que vai ser imposto ao corpo-de-prova, ou seja, o valor da linha  $K_0$ . O valor de  $K_0$  depende de fatores tais como tipo de solo, ângulo de atrito interno, índice de vazios, razão de sobreconsolidação (história de tensões), sendo inúmeras as propostas semi-empíricas que o correlacionam com esses fatores. Dessas propostas a que melhor se adapta a solos siltosos (depositados recentemente, ou seja, sem história de pré carregamento ou cimentação) é definida por Jaky (1944), onde  $K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$ , no caso,  $K_0=0,47$ .

Conhecida a área da base do corpo-de-prova, a consolidação anisotrópica da amostra foi atingida impondo-se um deslocamento vertical ascendente com deformação controlada a taxa de 0,015mm/min (que não permita a geração de pressões neutras), mantendo essa condição constante durante 24 horas, momento no qual se iniciou a fase de cisalhamento. Como a consolidação é drenada, na realização desta etapa, ocorre uma redução de volume e conseqüentemente uma redução do índice de vazios, condição esta cuidadosamente controlada.

#### 4.6.2 Ensaio triaxial com descarregamento lateral

Foram realizados cinco ensaios triaxiais não drenados a partir de um estado inicial de tensões anisotrópicas, denominados como sendo de “descarregamento lateral” por ter sido imposta redução da tensão na câmara ( $\sigma_3$ ) mantendo constante a tensão axial ( $\sigma_1$ ). Os ensaios foram executados com descarregamento da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) sob tensão controlada (5kPa/h). A Figura 4.26 demonstra a condição de campo representada pela trajetória descrita.

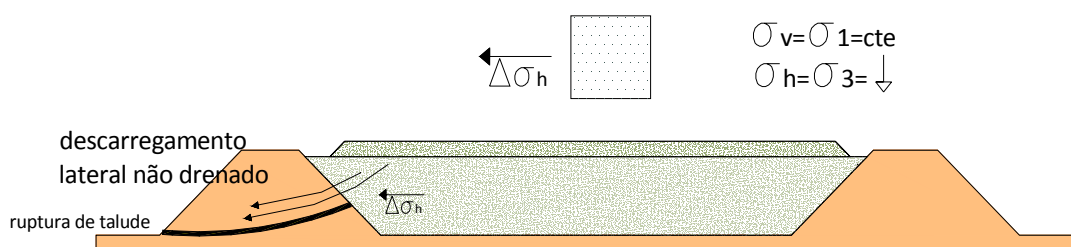


Figura 4.26: Condição de ruptura de talude de barragem

O comportamento tensão-deformação e as poro-pressões geradas durante os ensaios no resíduo são mostrados na Figura 4.27. Para todas as amostras ensaiadas houve geração de poro-pressões positiva. Para as tensões inferiores a 50kPa as amostras tiveram perda total de resistência, com tensões efetivas anulando-se para deformações entre 5% e 10%. Para as amostras com tensões confinantes de 100kPa e 150kPa a tensão desviadora apresenta um suave pico de resistência, decrescendo em seguida e mantendo-se constante para grandes deformações. Para analisar em termos de teoria do estado crítico, os resultados obtidos foram plotados no espaço tensão desviadora ( $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ ), tensão efetiva ( $p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_3]/3$ ) e variação do índice de vazios, (Figura 4.28). Observa-se que a linha do estado crítico é definida por uma curva, apresentando paralelismo somente para tensões superiores a 50kPa. A condição de descarregamento lateral imposta à amostra produziu no resíduo um comportamento de susceptibilidade à liquefação para baixos níveis de tensões efetivas.

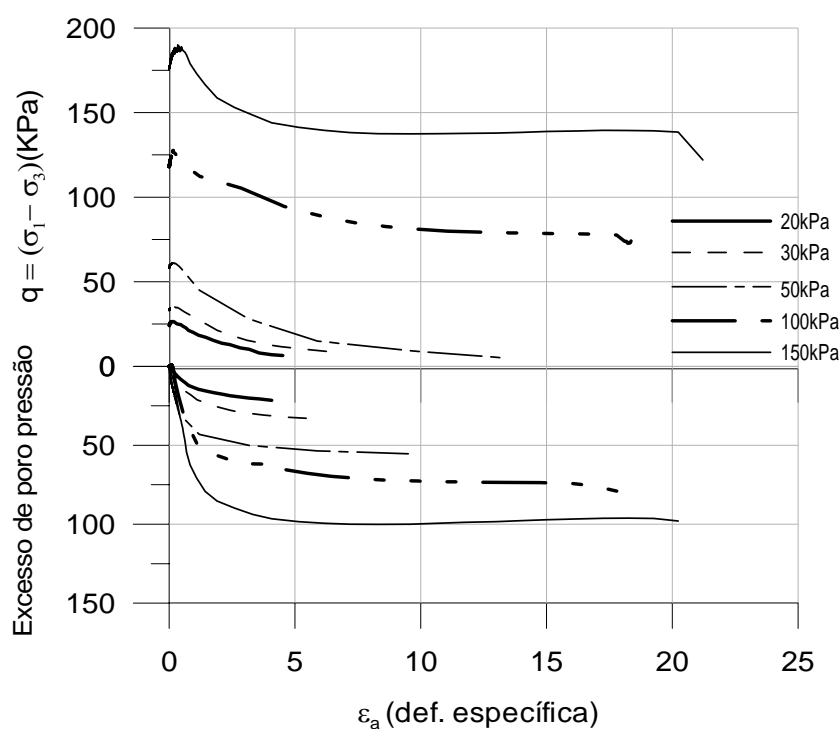


Figura 4.27: Relação tensão-deformação e geração de poro-pressão



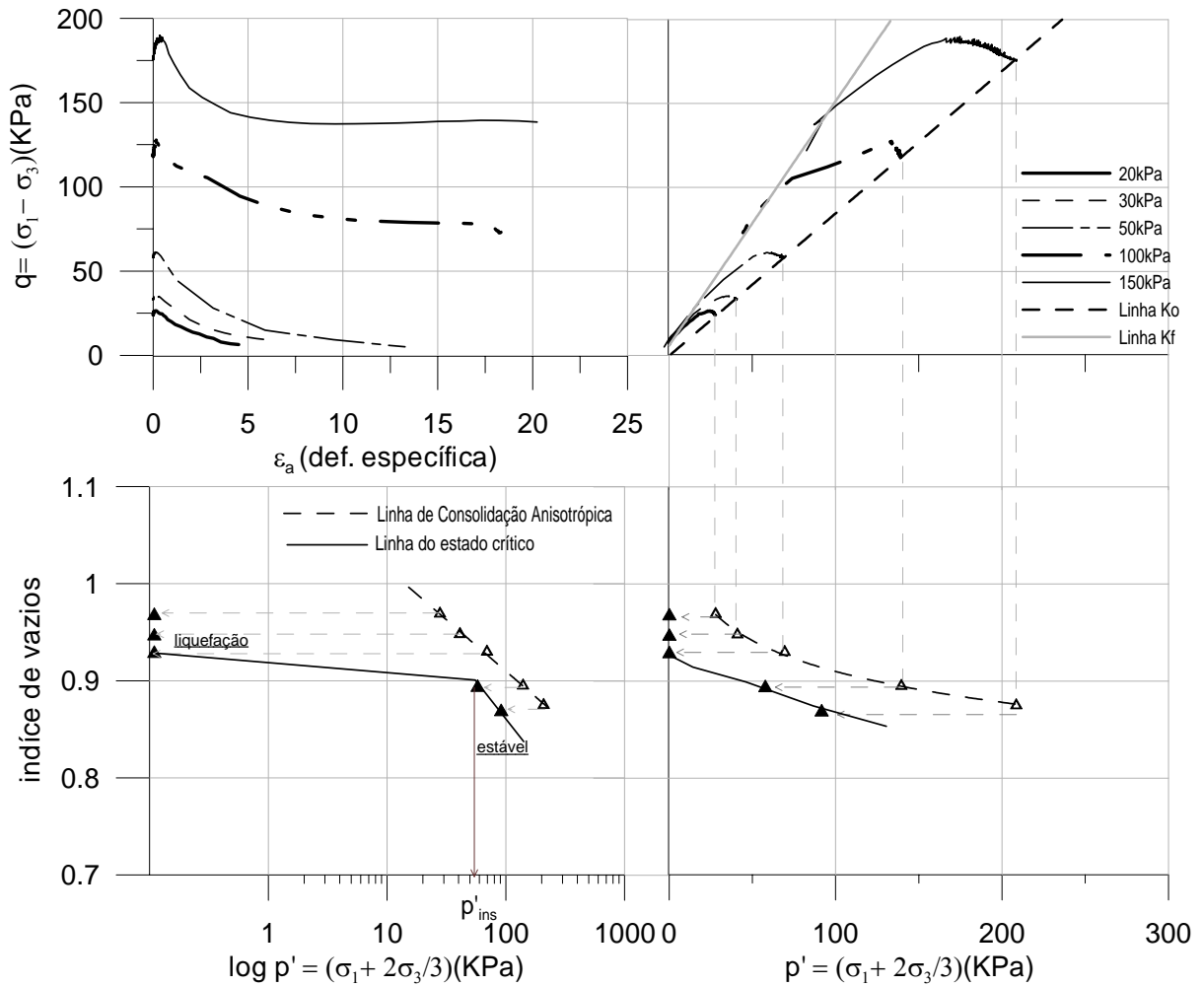


Figura 4.28: Comportamento estado crítico, descarregamento lateral

#### 4.6.3 Trajetória com incremento de poro-pressão

A partir de uma condição inicial de adensamento anisotrópico, quatro amostras de resíduos *underflow* foram ensaiadas, impondo incrementos de poro-pressão (com controle de 5kPa/hora) mantendo constante a tensão na câmara ( $\sigma_3$ ) e a tensão axial ( $\sigma_1$ ). Nos ensaios, a tensão efetiva média ( $p'$ ) era, portanto reduzida em incrementos da mesma magnitude até a ruptura. Neste estágio os incrementos de pressão neutra eram interrompidos até o estado limite último através do aumento da tensão desviadora. A condição de campo representada pela trajetória descrita é apresentada na figura abaixo.

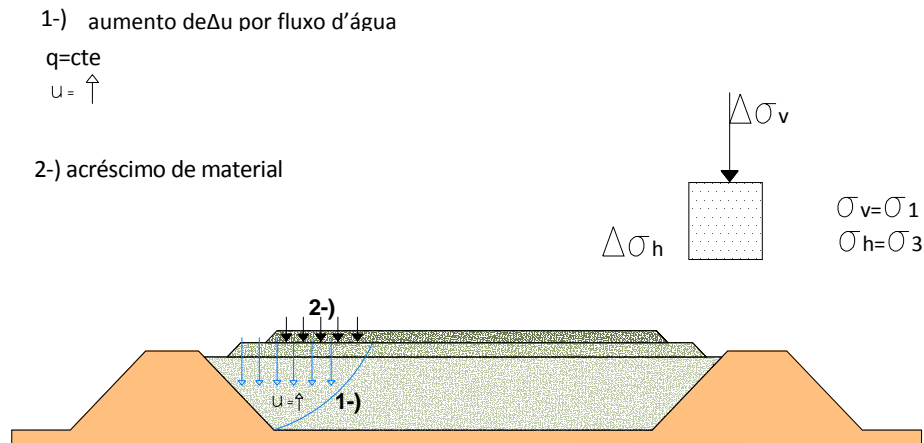


Figura 4.29: Condição de aumento de poro pressão e acréscimo de material

Esta trajetória não é convencional, tendo sido usada no sentido de modelar uma condição *in situ*, na qual acontece um aumento de poro-pressão por fluxo d'água (ruptura localizada) seguida de acréscimo de resíduo (carga) no reservatório. A representação da trajetória de tensões é apresentada na Figura 4.30.

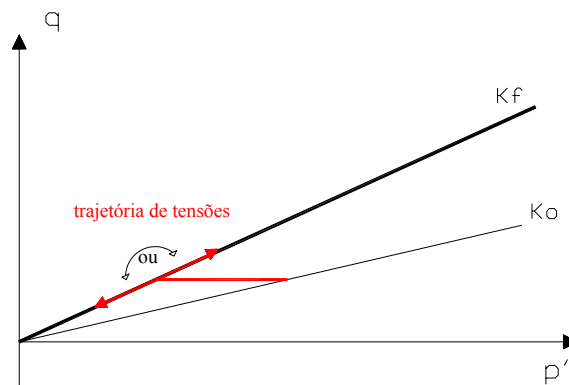


Figura 4.30: Representação da trajetória de tensões

Na Figura 4.31 são apresentados os resultados explicitando o comportamento das amostras, variação de volume e poro-pressão das mesmas. Durante a fase de incremento de poro pressão as amostras apresentaram compressão. Na etapa seguinte, em que era fechada a drenagem, ou seja, em que se impedia fluxo de água e era imposta tensão cisalhante no corpo-de-prova, as amostras com tensões confinantes de 20kPa e 30kPa apresentaram colapso, resultando em tensões efetivas iguais a zero pela geração de poro pressão. Para as amostras

com tensões confinantes superiores houve decréscimo das tensões efetivas, mantendo essa condição para grandes deformações.

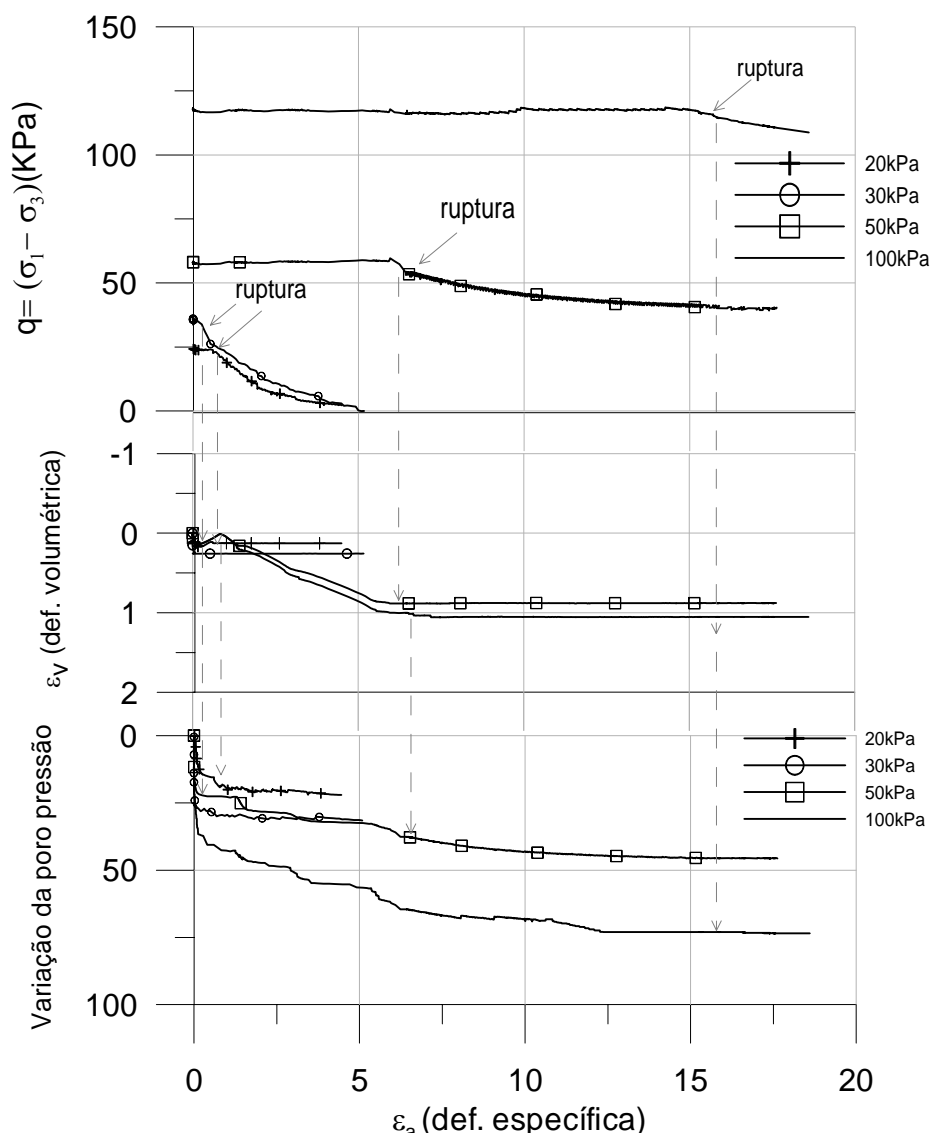


Figura 4.31: Relação tensão-deformação, variação volumétrica e poropressões geradas

Na seqüência, analisou-se o comportamento no estado crítico. A linha do estado crítico é apresentada no espaço índice de vazios com o logaritmo das tensões efetivas (Figura 4.32). A partir dos resultados obtidos, comparando com os resultados das amostras sob condição de descarregamento lateral, apresentados anteriormente, verificaram-se as mesmas condições de comportamento. Para baixos níveis de tensão efetiva as amostras apresentaram susceptibilidade à liquefação, desaparecendo este comportamento para tensões de confinamento superiores a 50kPa.

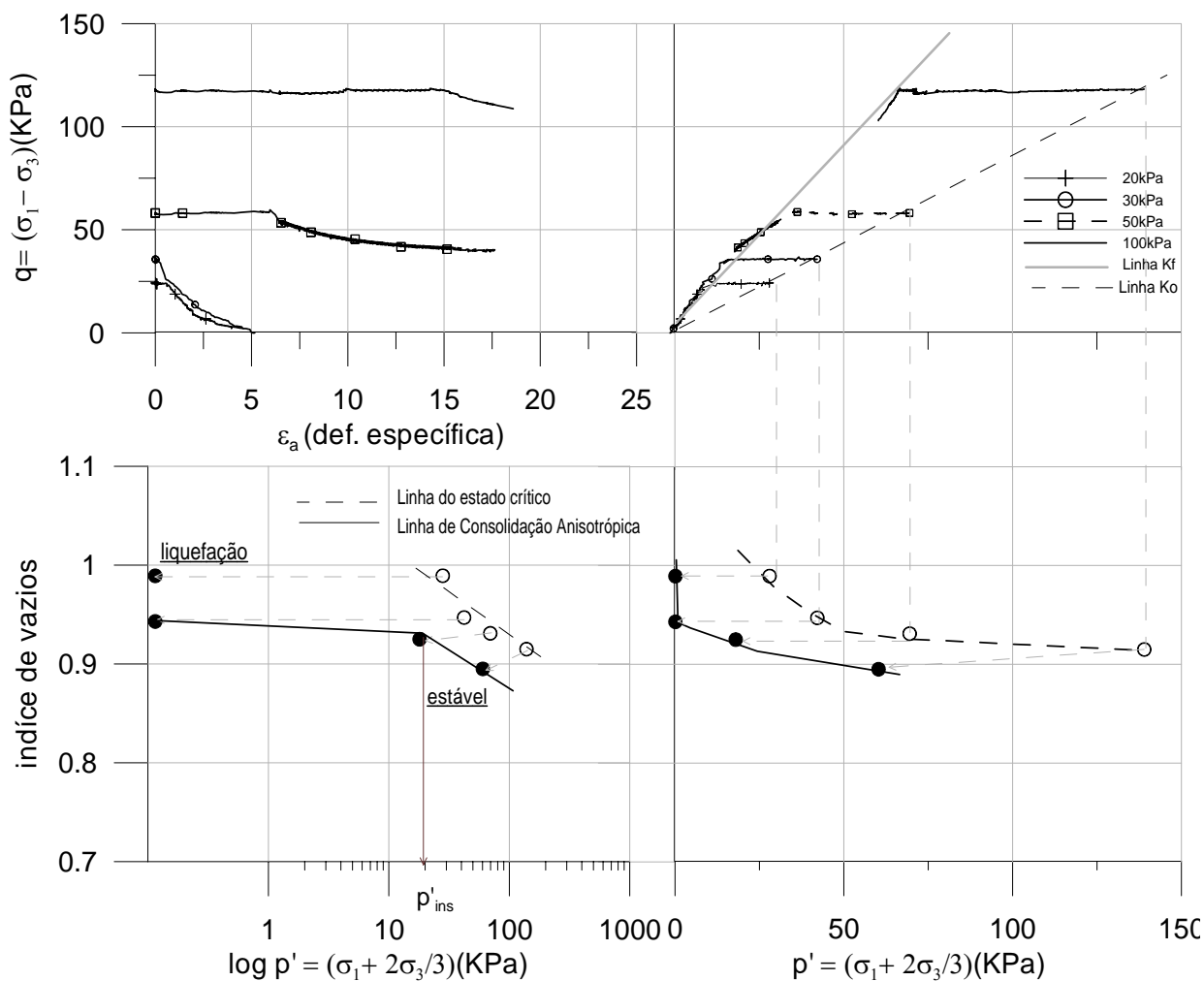


Figura 4.32: Estado crítico, incremento de poro pressões

#### 4.6.4 Ensaio triaxial com extensão axial

Ensaio de extensão axial foram realizados sobre corpos de prova do resíduo de ouro. Após a consolidação anisotrópica, passou-se à fase de cisalhamento com controle das tensões (5kPa/hora) segundo as duas seguintes trajetórias:

- Extensão com aumento da tensão média ( $\sigma'_1 = \text{constante}$  e  $\sigma'_3 = \text{crescente}$ ), em condições não drenadas;

- Extensão com diminuição da tensão média ( $\sigma'_3 = \text{constante}$  e  $\sigma'_1 = \text{decrecente}$ ), em condições drenadas.

A Figura 4.33 representa a condição descrita acima,

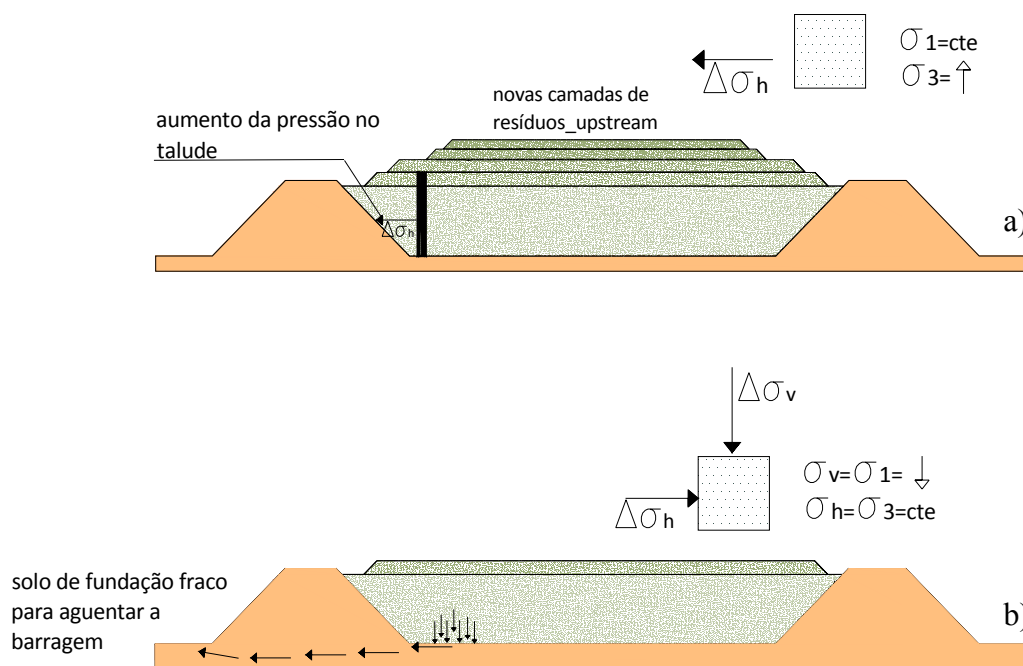


Figura 4.33: Condição de ruptura de talude de barragem, a) condição não-drenado e b) condição drenada

A Figura 4.34 mostra o comportamento tensão-deformação e as poro-pressões geradas durante os ensaios. Nesta mesma figura são apresentadas as deformações volumétricas obtidas durante os ensaios drenados. Os resultados obtidos nos ensaios não-drenados mostraram geração de poro-pressão positivas. Os ensaios drenados apresentaram compressão das amostras durante todo o ensaio, como mostra no espaço deformação volumétrica e deformação específica.

No espaço tensão-deformação, as amostras dos ensaios não drenados apresentaram colapso em extensão com aumento da tensão média para tensões de confinamento de 20kPa e 30kPa. Para as demais amostras em condições drenadas e não drenadas, a tensão desviadora atinge um valor de máxima resistência e mantém-se constante para grandes deformações.

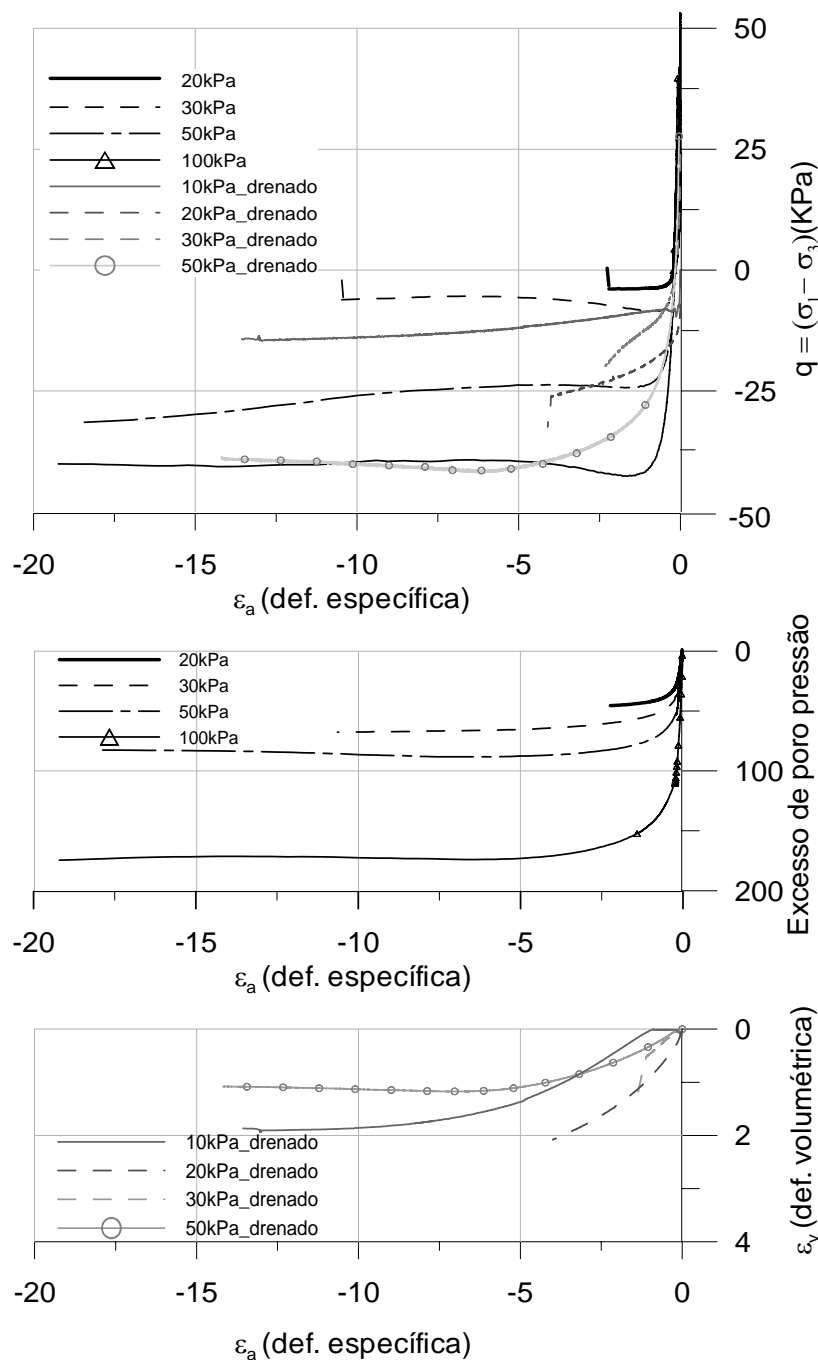


Figura 4.34: Relação tensão-deformação, geração de poro pressão e variação volumétrica, extensão axial

Em termos de teoria do estado crítico, os resultados obtidos nos ensaios drenados e não drenados foram plotados e analisados no mesmo espaço tensão desviadora, tensão efetiva e variação do índice de vazios, (Figura 4.35). Para os ensaios drenados observa-se que a linha de consolidação anisotrópica e a linha do estado crítico são paralelas entre si quando em escala logarítmica. Já a linha do estado crítico obtida nos ensaios não drenados apresenta paralelismo somente para tensões superiores a 20kPa.

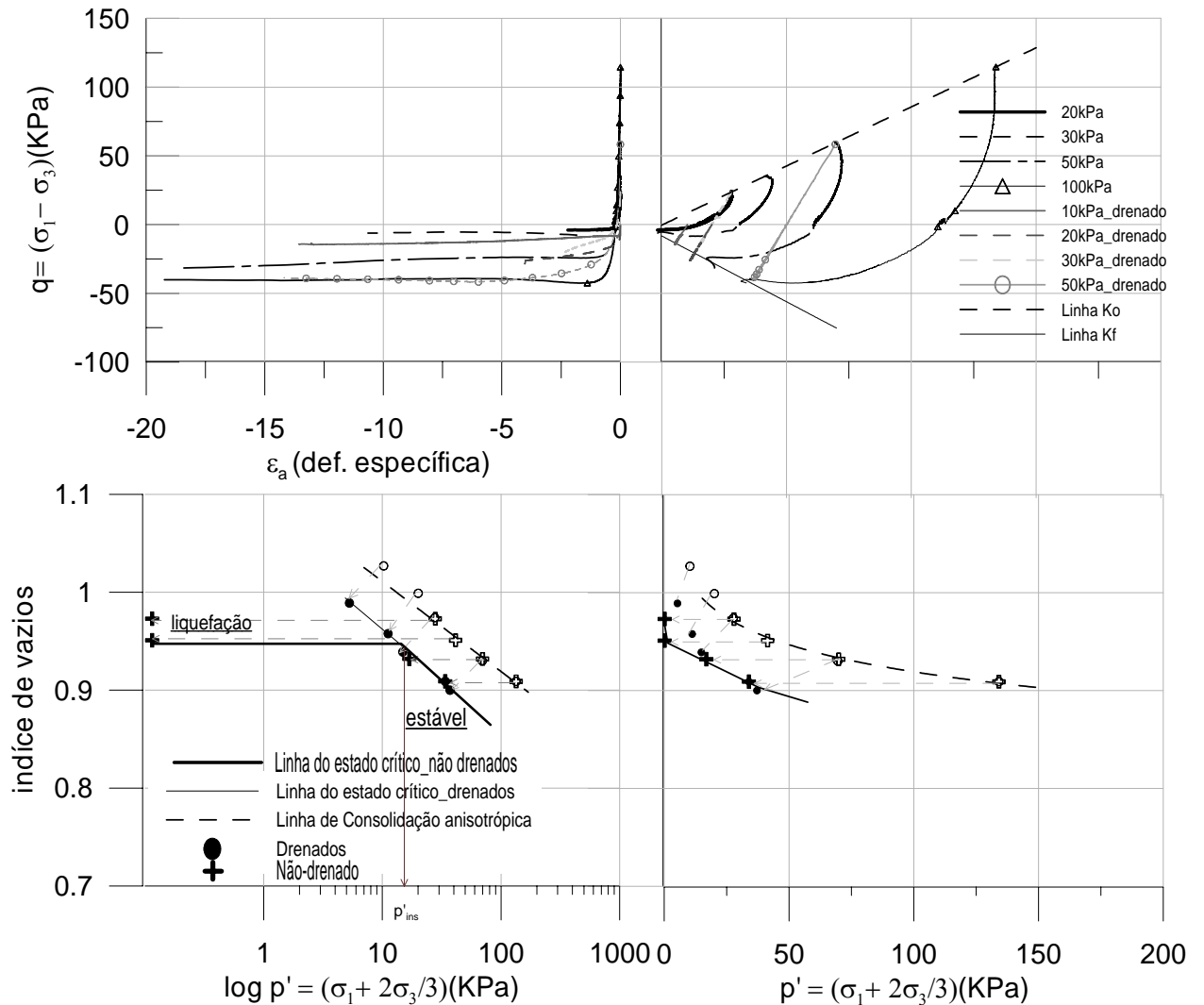


Figura 4.35: Comportamento no estado crítico, extensão axial

Um resumo dos valores médios dos índices físicos usados na moldagem dos corpos de prova e os parâmetros obtidos através dos ensaios estão apresentados na Tabela 4.7. Os valores obtidos de  $\Gamma$  e  $\psi$  foram determinados somente para a zona em que a linha do estado crítico é paralela à linha de consolidação.

Tabela 4.7: Resultados dos ensaios triaxiais, distintas trajetórias de tensões

Trajetoria	Índice físico do CPs			Adensamento		Estado Crítico	Parâmetro de estado	Parâmetros Efetivos	
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_i$ (%)	$e_i$	$\lambda$	N	$\Gamma$	$\psi$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (graus)
Descarregamento	13,7	10,5	1,2	0,048	2,19	2,34	0,055	0	31,5
Incremento de poro pressão	13,65	10,5	1,21	0,058	2,26	2,64	0,05	0	30,5
Extensão axial	13,58	11	1,22	0,045	2,49	2,40	0,04	0	26,0

#### 4.6.5 Análises de todas as trajetórias de tensões

A mesma análise realizada nos ensaios triaxiais convencionais a partir da linha do estado crítico e da linha de consolidação, foi realizada nos ensaios triaxiais com distintas trajetórias de tensões, determinando valores do parâmetro de estado e índice de tensão de estado. Os resultados que resumem todos esses ensaios são apresentados na Figura 4.36. Observou-se um substancial aumento no valor do parâmetro de estado para baixas tensões de confinamento, com valores chegando a 0,35. Na condição de paralelismo entre a LEC e a LCI obtido nos ensaios drenados, os valores de  $\psi$  mantiveram-se constantes em torno de 0,06. Os valores do índice de estado também apresentaram mudança de comportamento para as amostras de baixas tensões de confinamento, com valores tendendo ao infinito para  $I_p$ .

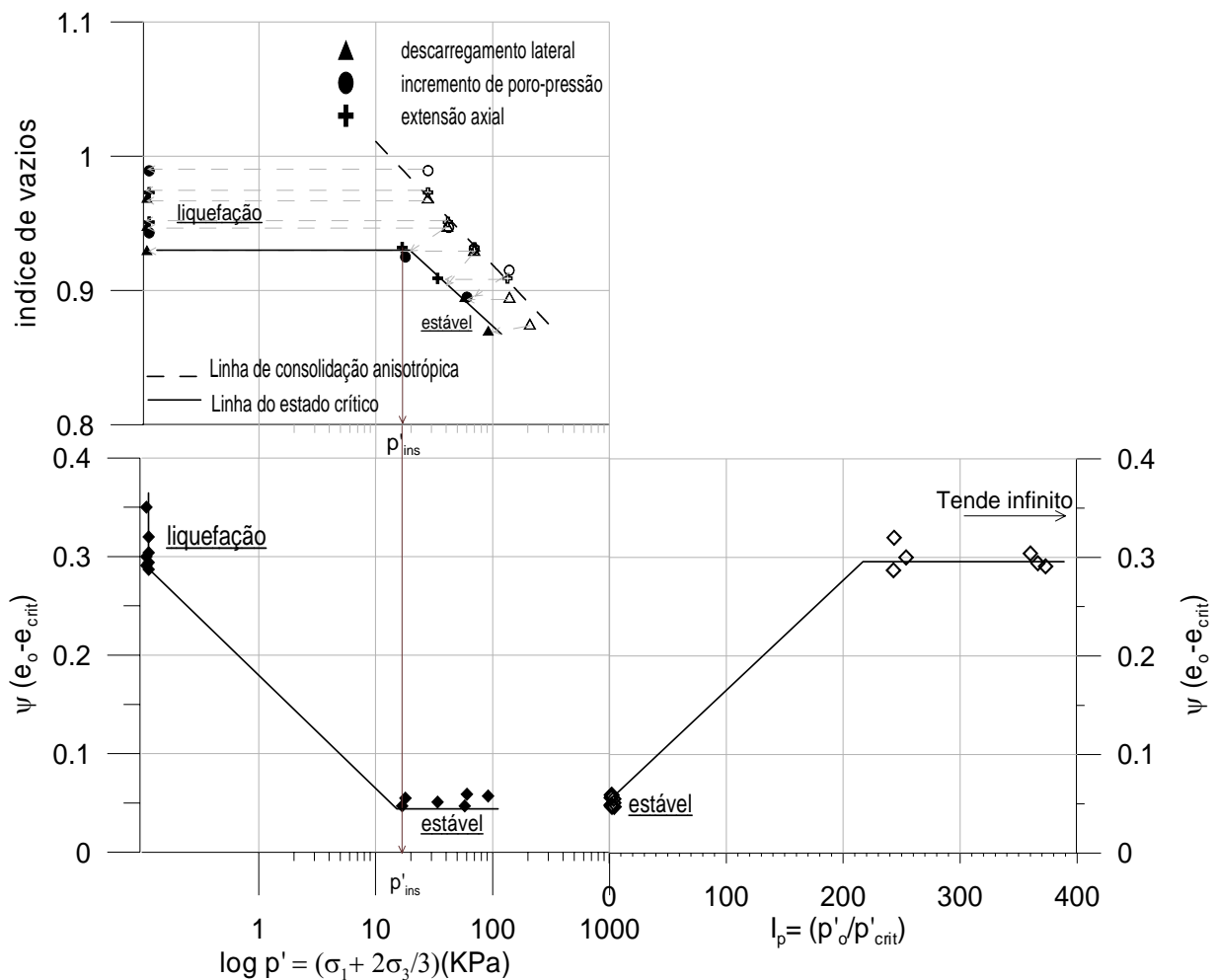


Figura 4.36: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado



Em todas as amostras dos ensaios realizados com distintas trajetórias de tensões foram obtidos os registros das ondas sísmicas e a partir destes foi calculado o módulo cisalhante do solo. A Tabela 4.8 apresenta um resumo dos resultados obtidos. Também aqui, observa-se na tabela o aumento acentuado dos valores da velocidade de cisalhamento e do módulo cisalhante do solo com o aumento da tensão de confinamento.

Tabela 4.8: Valores  $V_s$  e  $G$  com tensão efetiva inicial e final do ensaio

Trajectoria	Tensão confinante(kPa)	$V_s$ (m/s) inicial	$V_{s,crit}$ (m/s) final	$G_o$ (MPa) inicial	$G_{crit}$ (MPa) final
Descarregamento lateral	20 kPa	114,02	43,97	17,81	3,64
	30 kPa	125,36	54,30	21,53	4,04
	50 kPa	146,41	56,13	29,36	4,31
	100 kPa	189,84	132,04	49,37	27,88
	150 kPa	223,10	161,60	68,19	35,77
Incremento de poro-pressão	20 kPa	105,23	55,85	15,17	3,3
	30 kPa	133,94	50,02	24,57	4,72
	50 kPa	152,57	107,10	31,89	15,71
	100 kPa	213,60	155,29	44,65	22,78
Extensão axial	20 kPa	100,42	25,82	13,81	2,18
	30 kPa	115,51	45,94	18,28	2,89
	50 kPa	153,91	76,85	32,45	8,09
	100 kPa	182,03	88,14	45,39	10,64

Os valores determinados de  $G_{crit}$  e  $G_{crit}/G_o$  foram plotados com a tensão efetiva obtida no final do ensaio e com o parâmetro de estado, conforme apresentando na Figura 4.37. Neste espaço foi possível analisar o comportamento do resíduo, observando clara mudança de comportamento do material, reforçando a condição de liquefação para baixas tensões efetivas.

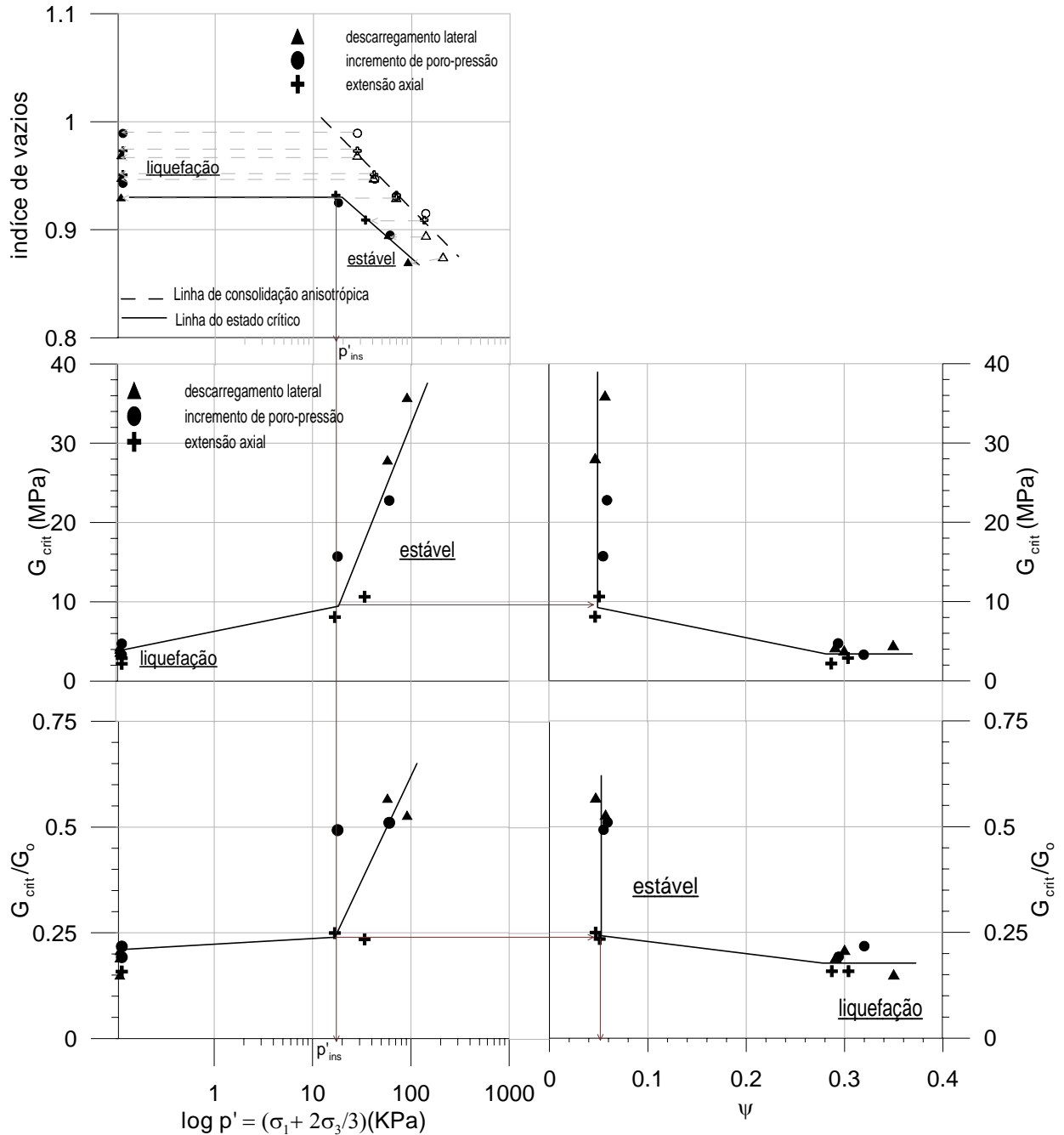


Figura 4.37: Módulo cisalhante, tensão efetiva e o parâmetro de estado

Como já relatado no item 4.5 deste capítulo, o índice de vazios e a tensão efetiva tem influência significativa no módulo cisalhante do solo, por este motivo optou-se por normalizar novamente o módulo cisalhante ( $G$ ) conforme expressões 2.7 e 2.9. Valores em torno de 0,25 foram encontrados para  $G_{(e)}$  nas amostras com liquefação, já na zona estável esses valores ficaram na faixa de 0,5. Mudança de comportamento também foi observada no espaço  $\log p'$  versus  $G_{(e,\sigma)}$ .

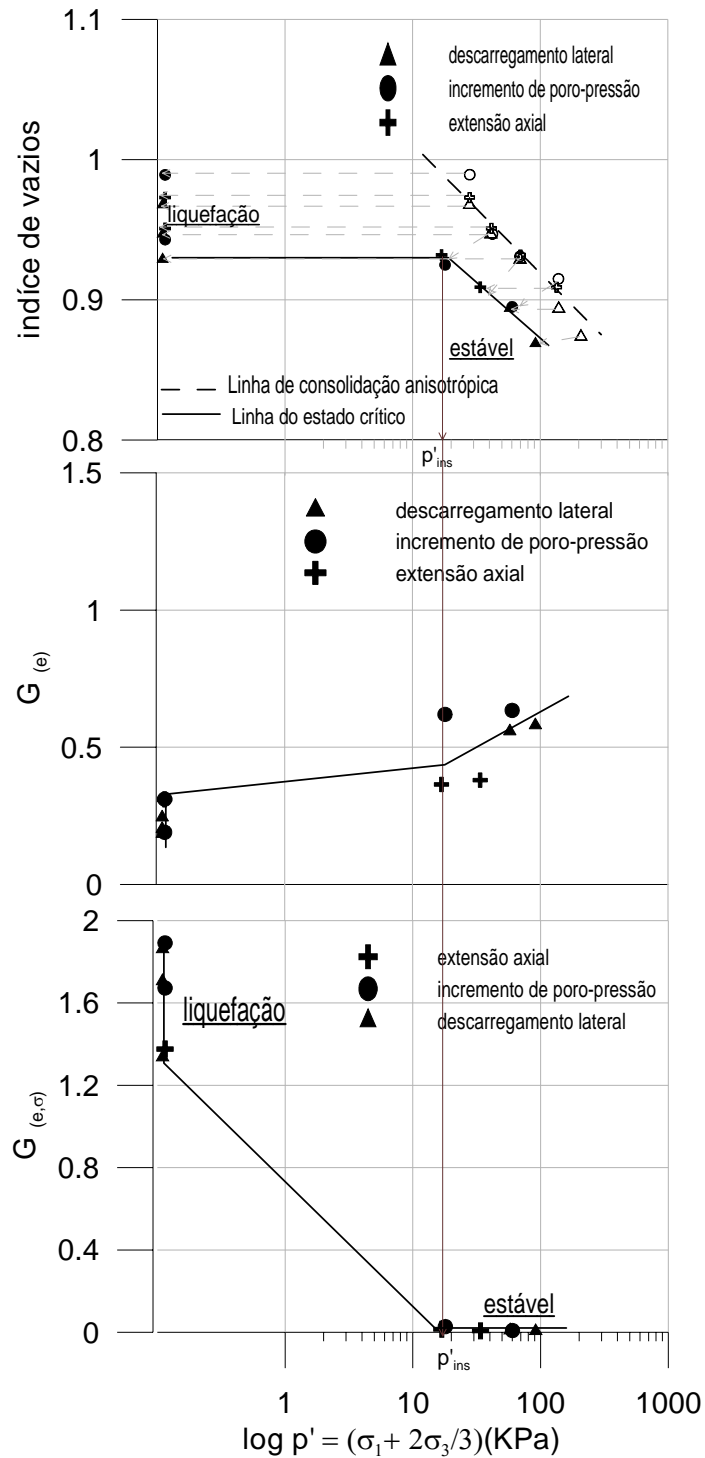


Figura 4.38: Módulo com a tensão efetiva e linha do estado crítico

#### 4.7 'PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO' PARA AVALIAR A RESISTÊNCIA À LIQUEFAÇÃO

Uma metodologia para a avaliação da susceptibilidade à liquefação no resíduo de ouro pode ser efetuada de acordo com o referido em 2.4.5, ou seja, a partir da relação entre a ação

de resistência e ou razão de resistência e a velocidade de cisalhamento normalizada ( $CRR/CSR$  versus  $V_{s1}$ ), definido por Seed e Idriss (1971). Esta metodologia denominada ‘procedimento simplificado’ tem evoluído como um padrão de prática e avaliação à liquefação, principalmente através de pesquisas de Seed (1979), Seed e Idriss (1982), Seed *et al.*, (1985), Tokimatsu e Uchida (1990), Andrus e Stroke (1997), Andrus *et al.*, (1999), Andrus e Stroke (2000) entre outros.

A aplicação do ‘procedimento simplificado’ depende da ação de resistência do material, determinada a partir da expressão:

$$CSR = \frac{\sigma_d}{\sigma'_m} \quad (2.15) \text{ Cap. 2}$$

onde:  $\sigma'_d$  é a maior ação de resistência desvio alcançada durante o ensaio estático ( $\sigma'_{1-3}$ ) e  $\sigma'_m$  é a tensão efetiva inicial. Para a determinação da razão de resistência (CRR) é usado a seguinte expressão:

$$CRR_{tx} = \frac{1}{0,9} \left[ a \left( \frac{K_c V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - K_c V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] MSF \quad (2.19) \text{ Cap. 2}$$

onde: **a** e **b** são parâmetros de ajuste a curva,  $K_c$  é o fator de correção para valores elevados de  $V_{s1}$  causado pela cimentação e envelhecimento, MSF seria a escala de magnitude de um sismo, e  $V_{s1}^*$  é o limite superior de  $V_{s1}$  para a ocorrência de liquefação, obtida pela seguinte expressão:

$$V_{s1} = V_{sf} C_v = V_{sf} \left( \frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0,25} = V_s \left( \frac{1+2K_o}{3} \right)^{0,25} \left( \frac{Pa}{\sigma'_v} \right)^{0,25} \quad (2.17) \text{ Cap. 2}$$

sendo:  $K_o$  o coeficiente de empuxo do solo, normalmente igual a 0.5, Pa a pressão atmosférica e  $\sigma'_v$  a tensão efetiva inicial.

Os resultados obtidos a partir da aplicação do ‘procedimento simplificado’ no resíduo de ouro pode ser observado na Figura 4.39. Na mesma figura estão também representadas dez curvas propostas por diferentes autores relacionando CRR com  $V_{s1}$ , obtidas através de ensaios de campo e laboratório com base em áreas de solos arenosos e solos arenosos com

quantidades de finos, dentro de zonas com ocorrências sísmicas ( $M=7,5$ ). A curva proposta para o resíduo de ouro foi determinada a partir da expressão 2.19, assumindo o material como não cimentado e variando os valores dos parâmetros **a** e **b**, de forma iterativa até que os pontos relativos à origem do fenômeno em estudo estivessem restritos à liquefação e os casos em que não se verificou esse fenômeno estivessem do lado direito da curva. Com a análise realizada foi possível definir regiões com liquefação e não liquefação do material. Apesar da boa consistência dos resultados, o intervalo  $110 < V_{s1} < 180$  obtido para o resíduo de ouro encontra-se afastado do intervalo de  $100 < V_{s1} < 250$  obtido pelos demais pesquisadores em solos arenosos. Segundo as análises de Andrus e Stokoe (2000) e Huang *et al.*, (2004) realizados em areias com quantidades de finos, a medida em que aumenta a quantidade de finos diminui os valores de  $V_{s1}$ . Para um dado CRR, o valor de  $V_{s1}$  na pesquisa de Huang *et al.*, (2004) foi menor do que as sugeridas por Andrus e Stoke (2000). Estas análises sugerem que a influência da quantidade de finos pode ser muito significativa, ou seja, que pode haver liquefação para valores de  $V_{s1}$  muito mais baixo. Ressaltando-se ainda que os resultados possam ser específicos para cada tipo de solo e influenciados pela estrutura do solo, preparação de amostras e procedimentos de ensaio.

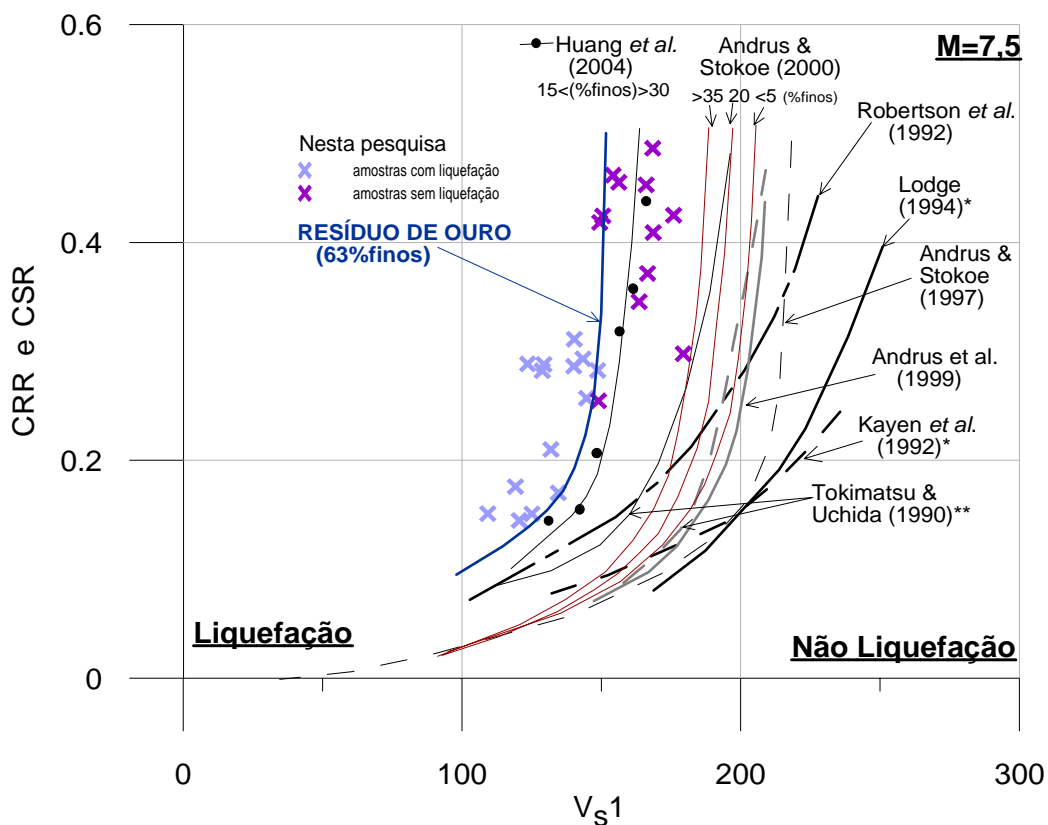


Figura 4.39: Comparação de diferentes propostas CRR e CSR- $V_{s1}$ , apresentadas na literatura com o resíduo de ouro

Com todos os parâmetros determinado, a avaliação do potencial de liquefação pode ser ainda analisada através do fator de segurança ( $FS = CRR/CSR$ ). A liquefação pode ocorrer quando  $FS \leq 1$  e não ocorrer quando o  $FS > 1$ . Na Tabela 4.9 podem ser observados os valores do fator de segurança determinados para todas as amostras ensaiadas.

Tabela 4.9. Valores determinados de CSR,  $V_{s1}$  e FS

Ensaio	$\sigma'_v = p_i'$ (kPa)	$V_{s1}$	$CSR_x$	$CRR_x$	FS	Liquefação na amostra
15kPa_convencional	15,43	109,28	0,15	0,14	0,96	SIM
22 kPa_convencional	21,06	119,20	0,18	0,17	0,96	SIM
30 kPa_convencional	30,79	120,57	0,14	0,12	0,86	SIM
50 kPa_convencional	51,76	125,11	0,15	0,11	0,74	SIM
60 kPa_convencional	57,94	134,54	0,19	0,18	0,92	SIM
75 kPa_convencional	73,16	131,90	0,21	0,20	0,97	NÃO
100 kPa_convencional	98,63	144,70	0,26	0,28	1,05	NÃO
200 kPa_convencional	201,88	148,98	0,25	0,38	1,51	NÃO
400 kPa_convencional	401,89	179,38	0,30	0,32	1,09	NÃO
600 kPa_convencional	598,93	166,61	0,37	0,74	1,99	NÃO
800 kPa_convencional	800,98	163,54	0,35	0,67	1,91	NÃO
1000 kPa_convencional	1000,47	168,60	0,41	0,92	2,25	NÃO
1200 kPa_convencional	1199,59	168,48	0,49	0,93	1,91	NÃO
20 kPa_descarreg. lateral	27,92	140,30	0,31	0,15	0,48	SIM
30 kPa_descarreg. lateral	41,03	140,09	0,29	0,19	0,65	SIM
50 kPa_descarreg. lateral	69,44	143,45	0,29	0,15	0,52	SIM
100 kPa_descarreg. lateral	139,55	156,23	0,46	0,60	1,32	NÃO
150 kPa_descarreg. lateral	208,54	166,06	0,45	0,72	1,60	NÃO
20 kPa_acrécimo poro pressão	28,01	129,37	0,29	0,26	0,90	SIM
30 kPa_acrécimo poro pressão	42,14	148,69	0,28	0,15	0,53	SIM
50 kPa_acrécimo poro pressão	69,49	149,46	0,42	0,59	1,40	NÃO
100 kPa_acrécimo poro pressão	138,99	175,96	0,42	0,79	1,85	NÃO
20 kPa_extensão	27,95	123,54	0,29	0,06	0,21	SIM
30 kPa_extensão	41,41	128,80	0,28	0,14	0,51	SIM
50 kPa_extensão	69,93	150,54	0,42	0,45	1,07	NÃO
100 kPa_extensão	124,12	154,25	0,46	0,51	1,10	NÃO

#### 4.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foram apresentados resultados de ensaios realizados no resíduo de ouro relativos à caracterização básica, análise microestrutural e elemental, compressibilidade, adensamento e condutividade hidráulica do material e ensaios triaxiais drenados e não drenados com distintas trajetórias de tensões. Durante todos os ensaios triaxiais foram

realizados registros da velocidade de cisalhamento ( $V_s$ ) com conseqüente determinação do módulo cisalhante do solo ( $G$ ).

As amostras do resíduo de ouro foram classificadas, quanto à granulometria, como silte arenoso, material é não plástico com grãos angulares e sem flocculação. Os valores médios de coeficiente de adensamento obtidos nas células oedométricas indicam a condição de boa drenagem do material, condição refletida também nos valores dos coeficientes de condutividade hidráulica.

No geral, resultados obtidos através dos ensaios triaxiais mostraram que a linha do estado crítico seria representada por três segmentos de reta, a curvatura da envoltória em conjunto com a análise do módulo cisalhante do solo representaria mudanças de comportamento, representada pela tendência à liquefação a baixos níveis de tensões e à quebra de grãos para altas tensões. No mesmo espaço  $\log p'$  versus índice de vazios, foi possível determinar o parâmetro de estado do material, este apresentou valores variando entre 0,04 e 0,3 e ainda o índice de tensão de estado que mostrou a mesma mudança de comportamento, com acentuada mudança de valores para as amostras que apresentaram liquefação.

Nos resultados obtidos através das ondas de cisalhamento, observou-se um decréscimo do módulo cisalhante do solo com a deformação, mostrando uma queda mais acentuada para baixas tensões de confinamento. Para melhor analisar o comportamento do material, optou-se por plotar valores normalizados do módulo cisalhante em conjunto com a linha do estado crítico. A partir destas análises foi possível observar a mudança de comportamento do material, reforçando a hipótese de liquefação estática para baixos níveis de tensões. A aplicação do 'procedimento simplificado' mostrou que a correlação CRR/CSR versus  $V_{s1}$  fornece uma análise confiável na estimativa da susceptibilidade a liquefação para o resíduo de ouro, separando regiões restritas à liquefação dos casos em que não se verificou o fenômeno.

## 5 RESULTADOS E ANÁLISES DO RESÍDUO DE BAUXITA

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os ensaios de laboratório realizados no resíduo de bauxita tiveram como objetivo a determinação da caracterização básica, deformabilidade, condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento e avaliação dos parâmetros do estado crítico. As análises apresentadas são portanto similares aquelas relatadas no Capítulo 4 para resíduo de ouro. Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos nas campanhas experimentais em laboratório descritas no Capítulo 3. Julga-se oportuno lembrar que foram utilizados amostras de resíduos de bauxita representativas de pontos próximos das torres de despejo, chamada de areia vermelha e amostras representativas do restante do reservatório, chamadas de lama vermelha.

### 5.2 CARACTERIZAÇÃO BÁSICA

#### 5.2.1 Granulometria, limites de atterberg e índices físicos

As diferenças entre resíduos situados distantes dos pontos de despejo (lama vermelha) e próximos à calhas de despejo (areia vermelha) são representados através de análises granulométricas apresentadas na Figura 5.1, cujos valores médios são resumidos na Tabela 5.1. A areia vermelha constitui-se de um silte arenoso com umidade *in situ* em torno de 57%. A lama vermelha é um material silto argiloso com valores de umidade variando entre 55% e 70%, reduzindo com a profundidade. Em geral, os resíduos de bauxita apresentam média a alta plasticidade, com massa específica real dos grãos,  $\rho_s$  entre 3,0 a 3,15.



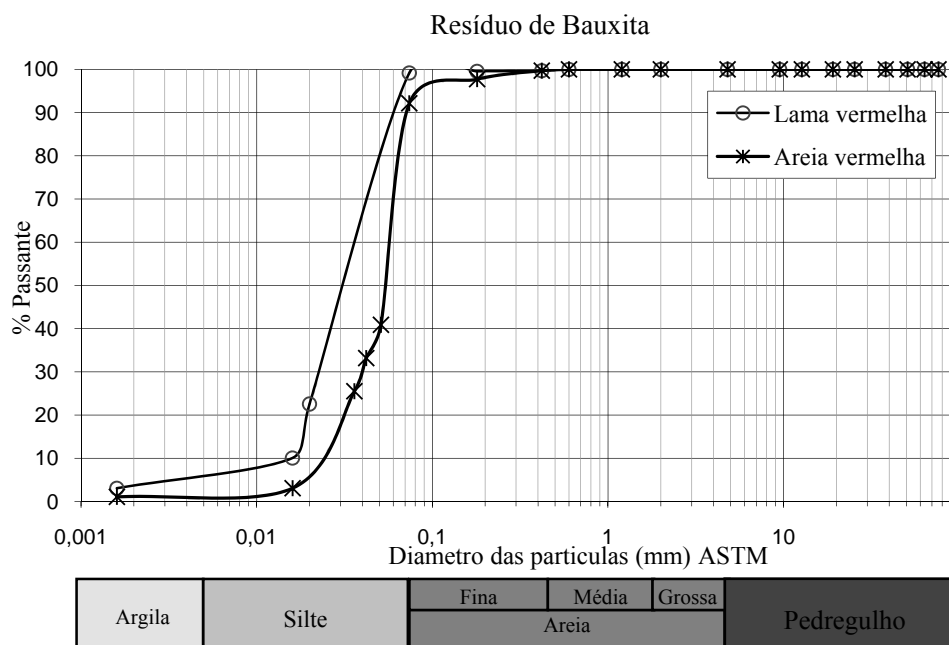


Figura 5.1: Curvas granulométricas do resíduo de bauxita

Tabela 5.1: Distribuição granulométrica e variação dos índices físicos com a profundidade

Material	Posição	w (%)	$\rho_s$	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	e	Argila	Silte	Areia	LL	LP	IP
						(%)	(%)	(%)			
Areia vermelha	Superfície	55	3,00	17,8	1,6	1	91	8	30,8	25,7	5,1
	Profundidade	60	3,00	16,5	1,9						
Lama vermelha	Superfície	70	3,00	15,8	2,4	7	93	0	38,9	24,9	14
	Profundidade	55	3,15	17	1,7						

### 5.2.2 Análise microestrutural e elementar

Para análise dos grãos foi utilizado um microscópio eletrônico de varredura (MEV), seguido da técnica EDS ou EDX (*energy dispersive x-ray detector*), para determinação dos elementos presentes que identificam os minerais. Na Figura 6.2 são apresentados os resultados obtidos para a lama vermelha, observando-se um resíduo com grãos relativamente homogêneos, arredondados e com tendência à floculação. O resultado da varredura por EDX é apresentado na Tabela 6.2 e na Figura 6.3, mostrando a presença de ferro, alumínio, sódio, silício e titânio e, em menor quantidade, o cálcio, sendo o ferro o elemento dominante do resíduo de bauxita. O cálcio e o sódio presentes no material são oriundos do beneficiamento com soda cáustica, no processamento para obtenção do alumínio.

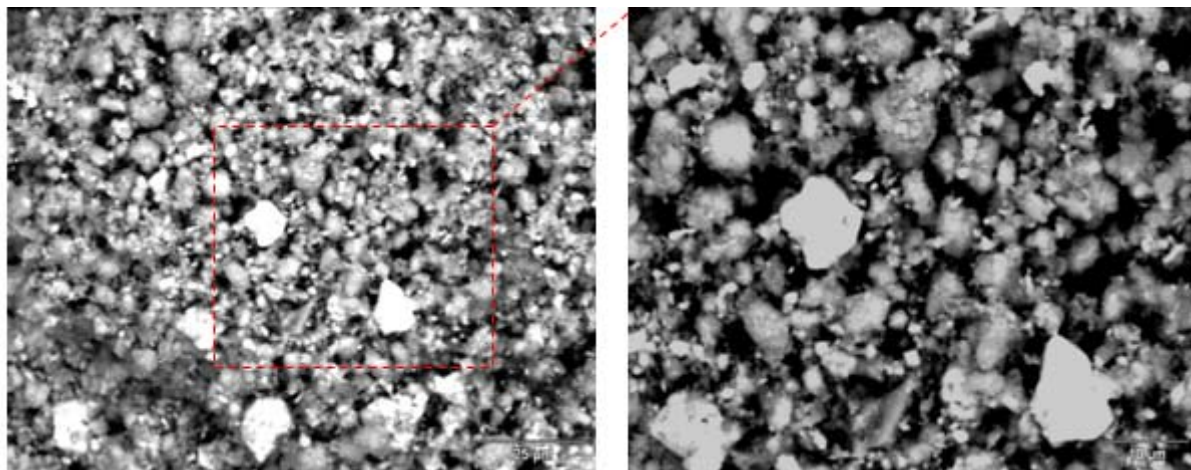


Figura 5.2: Resíduo lama vermelha, ampliação 100 e 250 vezes

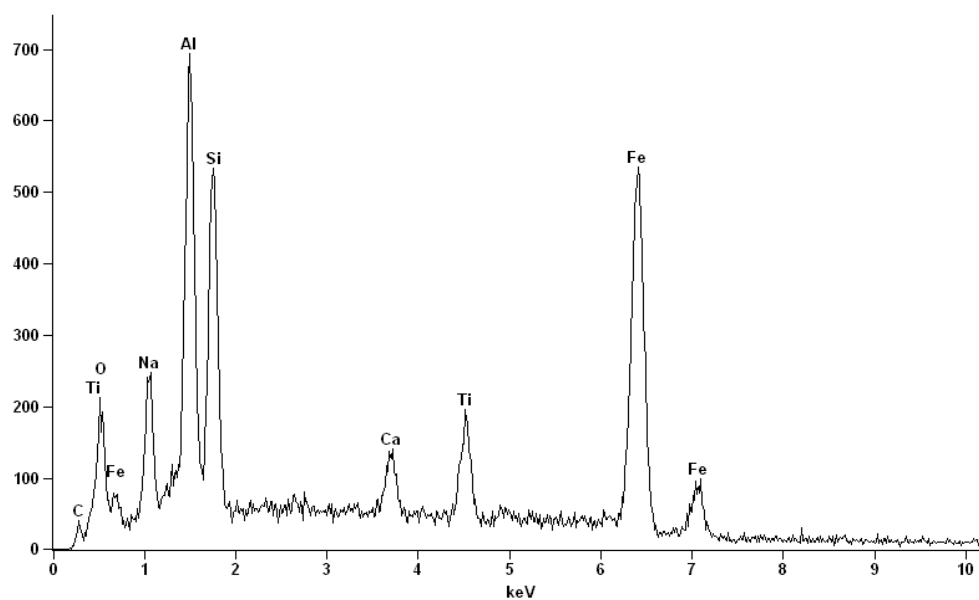


Figura 5.3: Resultados da varredura por EDX na lama vermelha

Tabela 5.2: Varredura por EDX na lama vermelha

Elemento	% em peso
Na	14,33
Al	16,85
Si	12,58
Ca	2,86
Ti	6,70
Fe	46,65
Total	99,96

Para a areia vermelha os resultados estão apresentados nas fotos da Figura 5.4, ampliadas 100 e 250 vezes. A amostra mostrou uma microestrutura com grãos arredondados, pouca angularidade e sem floculação. Os resultados da varredura por EDX na amostra da areia vermelha é apresentado na Tabela 5.3 e na Figura 5.5. Como elementos de maior porcentagem na amostra apareceram o ferro, alumínio, sódio e sílica, em menor proporção o titânio e cálcio. Os resultados obtidos nas amostras da lama vermelha e da areia vermelha são particulares, não sendo necessariamente representativo de todo o reservatório.

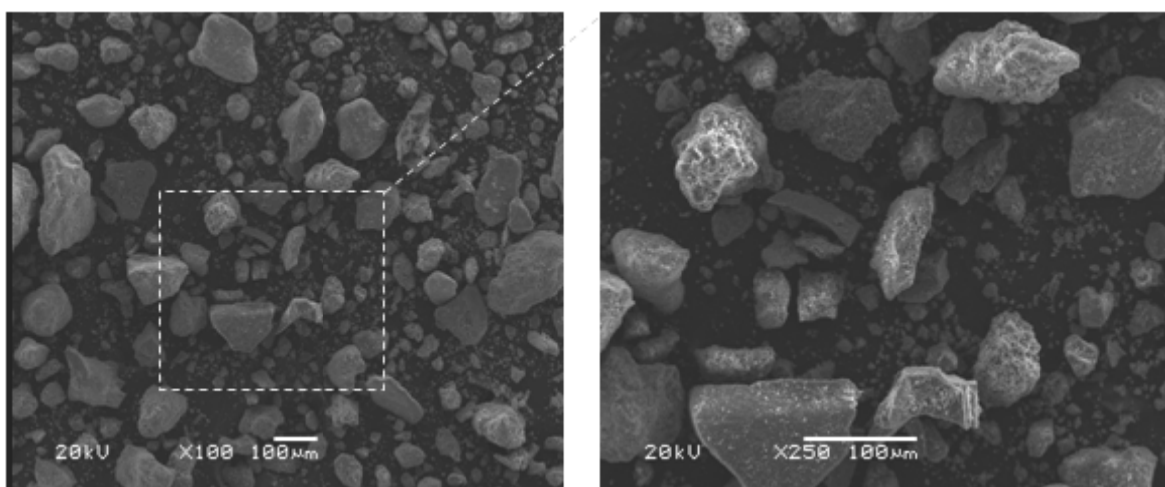


Figura 5.4: Resíduo areia vermelha, ampliação 100 e 250 vezes

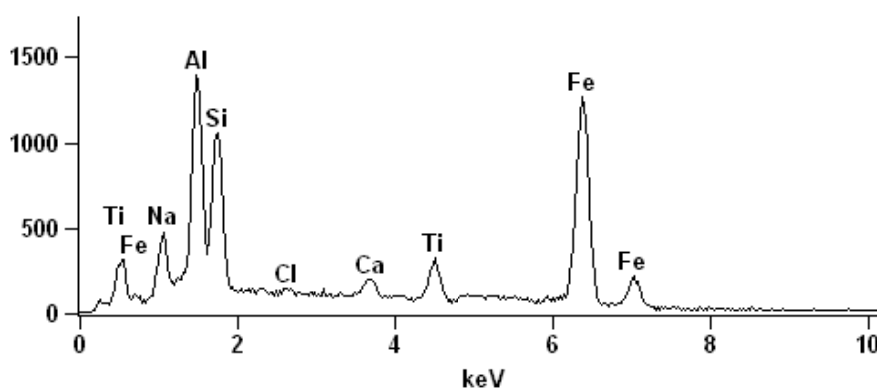


Figura 5.5: Resultados da varredura por EDX na areia vermelha

Tabela 5.3: Varredura por EDX no areia vermelha

Elemento	% em peso
Na	21,43
Al	24,34
Si	18,77
Ca	1,92
Ti	3,92
Fe	29,17
Total	99,95

### 5.3 ADENSAMENTO E CONDUTIVIDADE HIDRAULICA

O estudo do enchimento de reservatórios nos quais são lançados os resíduos é baseado na teoria do adensamento. Para tal, é necessário que se conheça as relações constitutivas do resíduo, ou seja, a relação entre a tensão efetiva e o índice de vazios (compressibilidade) e a relação entre o coeficiente de condutividade hidráulica e o índice de vazios. Na análise do comportamento da compressibilidade e da condutividade do resíduo de bauxita foram realizados ensaios em amostras com diferentes índices de vazios iniciais, representando as condições máximas e mínimas do reservatório submetidas às mesmas condições de carregamento e percolação.

A compressibilidade da areia vermelha é apresentada na Figura 5.6, representada pela variação do índice de vazios em relação ao logaritmo das tensões verticais. Os diferentes equipamentos produziram variações volumétricas distintas para as diferentes condições iniciais de densidades. Embora a razão entre o diâmetro médio dos grão e o diâmetro da amostra varie, não há razão objetiva para associar esta variação de  $C_c$  calculados. O valor médio calculado do índice de compressão ( $C_c$ ) foi de aproximadamente 0,14 para os resultados obtidos pelo oedômetro de lama e 0,21 para o equipamento convencional. O coeficiente de condutividade hidráulica  $k$  diminui, em geral, com a redução do índice de vazios, conforme apresentado na Figura 5.8.

A mesma rotina de ensaios foi realizada para a lama vermelha, cujos resultados são apresentados na Figura 5.9. O valor médio do índice de compressão calculado pela relação entre o índice de vazios e o logaritmo das tensões é de 0,17 para o equipamento oedômetro de lama e 0,25 para os resultados obtidos no oedômetro convencional. Conforme esperado, a lama vermelha apresentou menor condutividade hidráulica por tratar-se de um material com

maior quantidade de finos. Valores do coeficiente de adensamento  $c_v$  foram calculados para cada estágio de carregamento, utilizando-se o método de Wissa (1971) e Terzaghi (1967), cujos resultados são resumidos na Tabela 5.3.

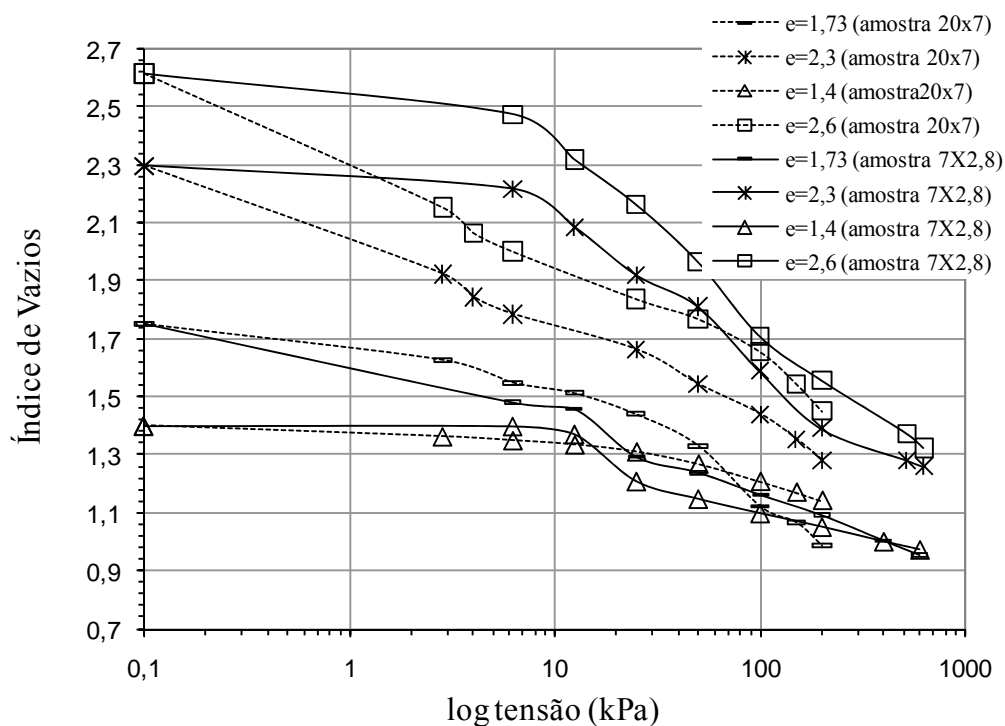


Figura 5.6. Curvas compressibilidade, areia vermelha

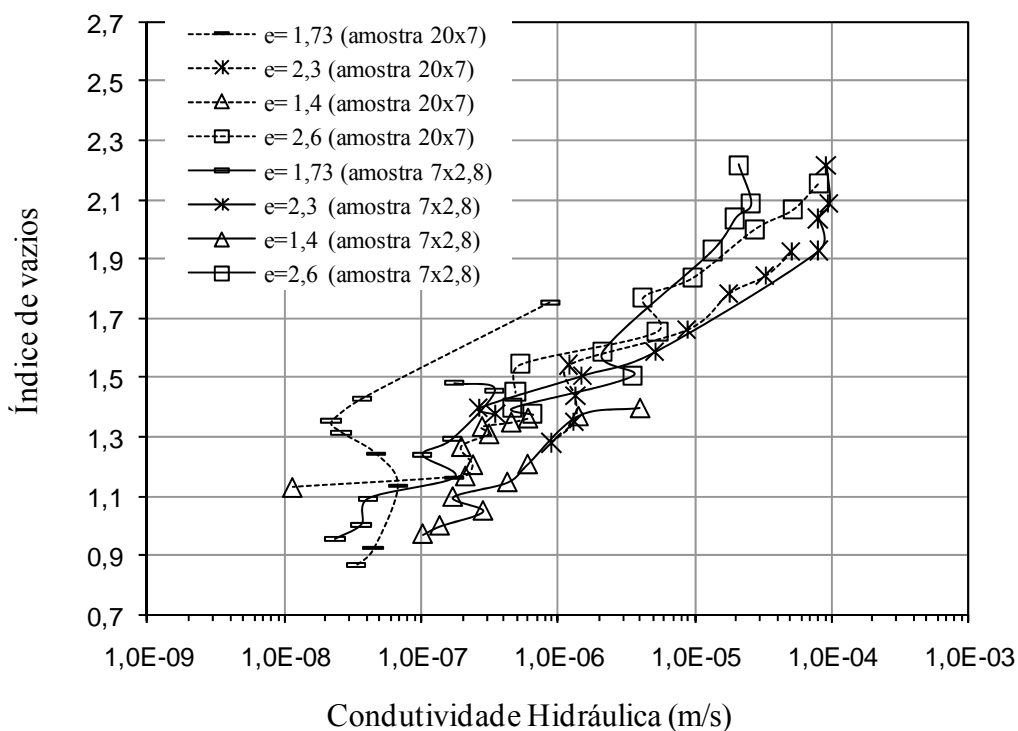


Figura 5.7. Condutividade hidráulica, areia vermelha

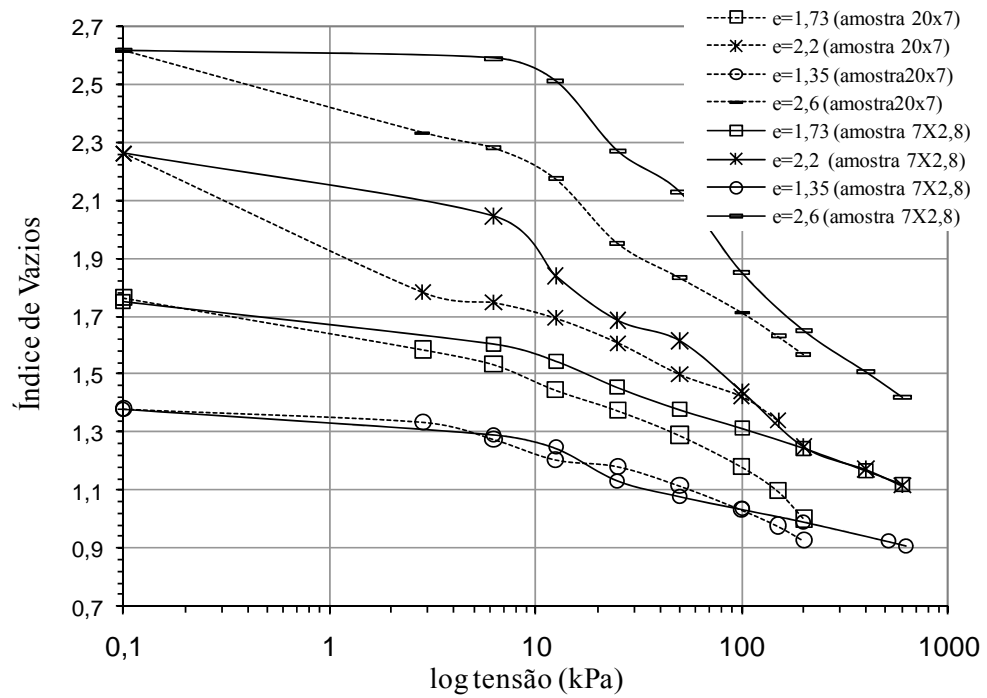


Figura 5.8. Curvas compressibilidade, lama vermelha

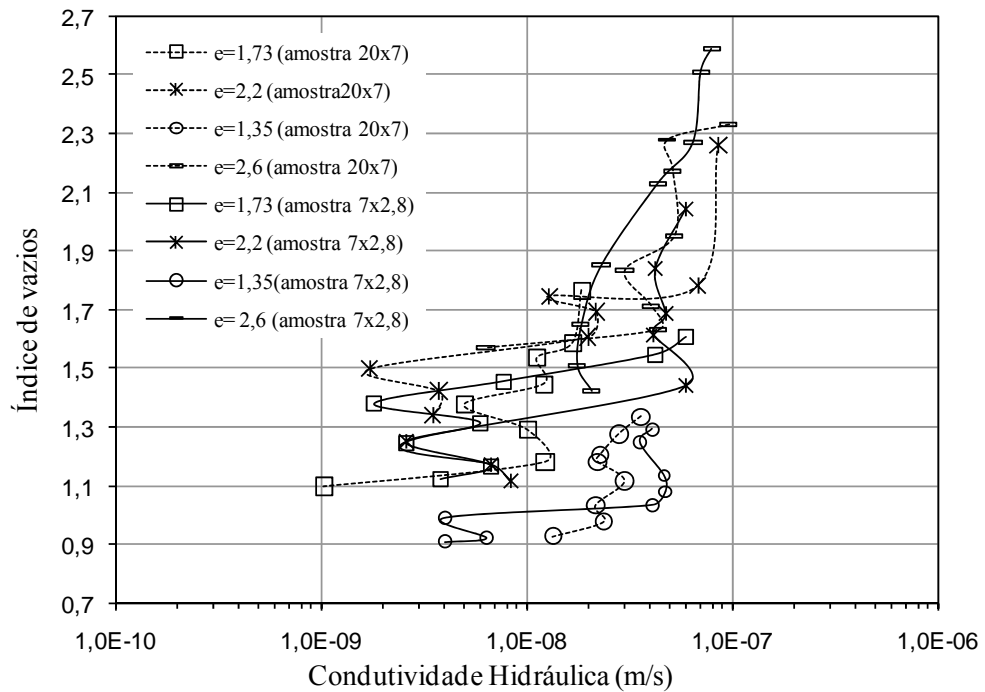


Figura 5.9. Condutividade hidráulica, lama vermelha

Através dos resultados obtidos no resíduo de bauxita, verifica-se que não há coincidência das curvas de compressibilidade das amostras, não sendo visível a existência de unicidade da linha de consolidação oedométrica. Os equipamentos oedométricos utilizados nesta pesquisa não permitiram atingir tensões mais elevadas, necessárias a uma melhor definição da linha de consolidação. A inexistência de uma única linha “normalmente consolidada” cria algumas dificuldades quando se pretende entender o comportamento dos resíduos a partir da sua comparação com a envoltória de estado crítico.

A Tabela 5.4 apresenta os valores médios do coeficiente de adensamento e condutividade hidráulica para todos os ensaios realizados.

Tabela 5.4. Parâmetros iniciais dos ensaios e média dos resultados obtidos

Equipamento	Amostra	Ensaio	$w_i$ (%)	$e_i$	$\gamma_d$ kN/m <sup>3</sup>	$w_f$ (%)	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	k (cm/s)
Oedômetro de lama	Areia vermelha	Est9a	15,9	1,76	10,9	36,2	0,60	1,52E-05
		Est9b	16,3	2,30	9,20	36,7	0,50	1,43E-04
		Est9c	15,12	1,40	12,6	32,5	0,70	2,95E-05
		Est9d	15,9	2,62	8,3	35,6	0,80	2,26E-04
	Lama vermelha	Est1a	14,9	1,75	10,9	38,5	0,30	1,14E-06
		Est1b	16,9	1,28	9,20	39,9	0,20	2,73E-06
		Est1c	17,5	1,42	12,6	38,1	0,40	2,42E-06
		Est1d	14,6	2,61	8,3	37,0	0,15	4,61E-06
Oedômetro convencional	Areia vermelha	Est9a	15,9	1,75	10,9	38,06	0,05	1,32E-05
		Est9b	16,3	2,31	9,22	33,5	0,07	4,45 E-04
		Est9c	15,12	1,40	12,6	31,95	0,09	1,14E-04
		Est9d	15,9	2,62	8,31	33,1	0,10	1,08E-04
	Lama vermelha	Est1a	14,9	1,75	10,9	38,78	0,06	1,68E-06
		Est1b	16,9	1,28	9,23	40,7	0,07	3,37E-06
		Est1c	17,5	1,42	12,6	36,06	0,10	2,82E-06
		Est1d	14,6	2,60	8,30	36,7	0,07	4,23E-06

## 5.4 RESISTÊNCIA E COMPORTAMENTO NO ESTADO CRÍTICO

A densidade média apresentada pelos resíduos de bauxita na condição *in situ* foi à densidade adotada para realização dos ensaios triaxiais. A rotina de ensaios foi semelhante à adotada nos ensaios em resíduos de ouro. Corpos de prova foram moldados com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura e cisalhados com velocidades de  $v=0,1\text{mm/min}$ , ensaios CIU e  $v=0,015\text{mm/min}$ , ensaios CID.

### 5.4.1 Lama Vermelha

O comportamento tensão-deformação e as poro pressões geradas durante os ensaios na lama vermelha são mostrados na Figura 5.10, sendo a trajetória de tensões para 6 ensaios mostrada na Figura 5.11 no espaço tensão desviadora,  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ , e tensão efetiva,  $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ . Na mesma figura é apresentada a análise do comportamento do material com a relação índice de vazios *versus* tensão efetiva.

Comportamento semelhante foi observado nos resultados para baixas e altas tensões de confinamento. A tensão desviadora cresce com as deformações axiais até atingir um valor máximo de resistência, a partir do qual permanece aproximadamente constante para grandes deformações. Na Figura 5.11 observa-se que a tensão desvio alcança um valor de pico inicial e em seguida estabiliza-se sobre a envoltória.

O comportamento sob consolidação isotrópica é representado no espaço  $e: \ln(p')$ , ilustrado na Figura 5.11, que define o limite de estados possíveis para um determinado material. Observa-se que a linha de consolidação isotrópica e a linha do estado crítico são paralelas entre si quando em escala logarítmica. A linha de consolidação estimada a partir dos resultados obtidos no oedômetro é aproximadamente paralela à linha isotrópica obtida no triaxial, porém esta diferença pode ser atribuída tanto à dificuldade em definir a linha de consolidação isotrópica como pelo estado de tensões expresso em função do coeficiente de empuxo no repouso (adotado como  $K_o = 1 - \text{sen}\phi'$ ).



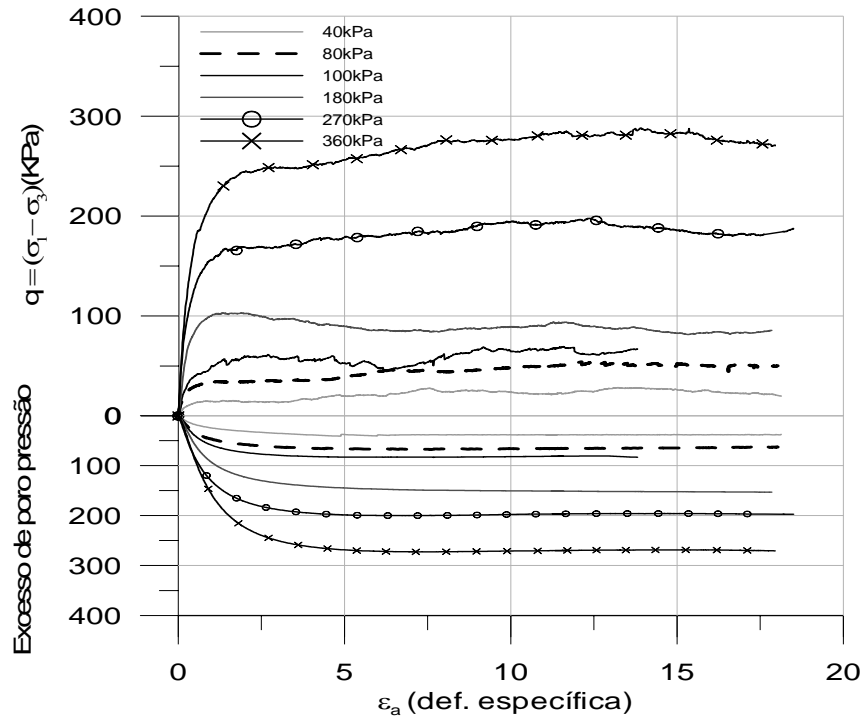


Figura 5.10. Tensão-deformação e poro pressões, lama vermelha

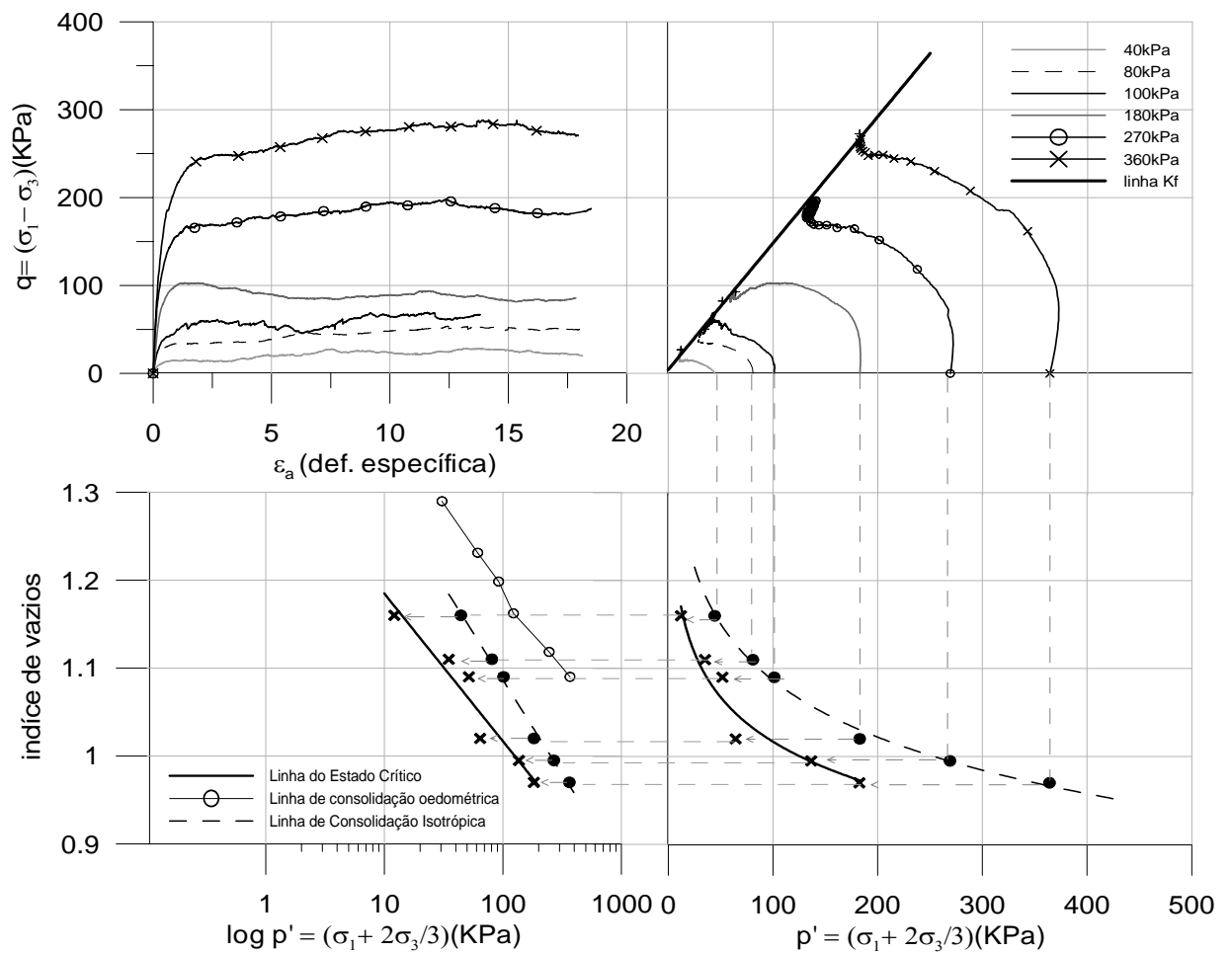


Figura 5.11. Estado crítico, lama vermelha

No espaço e *versus*  $\log p'$  fica perfeitamente caracterizado que o material não apresenta tendência de liquefação estática, mesmo para baixos níveis de tensões. Esta tendência pode ser também explorada através do valor do parâmetro de estado,  $\psi$ , e índice de tensão de estado,  $I_p$ , determinados a partir da linha de consolidação isotrópica e da linha do estado crítico. Quando  $\psi$  é positivo, o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação, enquanto que para valores negativos de  $\psi$  a variação volumétrica é negativa (dilatação) e o solo não é considerado suscetível ao fluxo por liquefação. Já relação entre a pressão inicial e a pressão no estado crítico correspondente ao índice de vazios atual é definido por  $I_p$ , estabelece a mudança de comportamento do material em conformidade com o estado crítico, (Wang, 2002). A Figura 5.12 mostra os resultados obtidos para a lama vermelha. Valores positivos, em torno de 0.08 foram determinados para o parâmetro de estado e valores entre 23 e 25 para o índice de tensão de estado,  $I_p$ . Apesar do comportamento estável observado nas amostras da lama vermelha durante os ensaios triaxiais, quando  $\psi$  é positivo, o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível à liquefação.

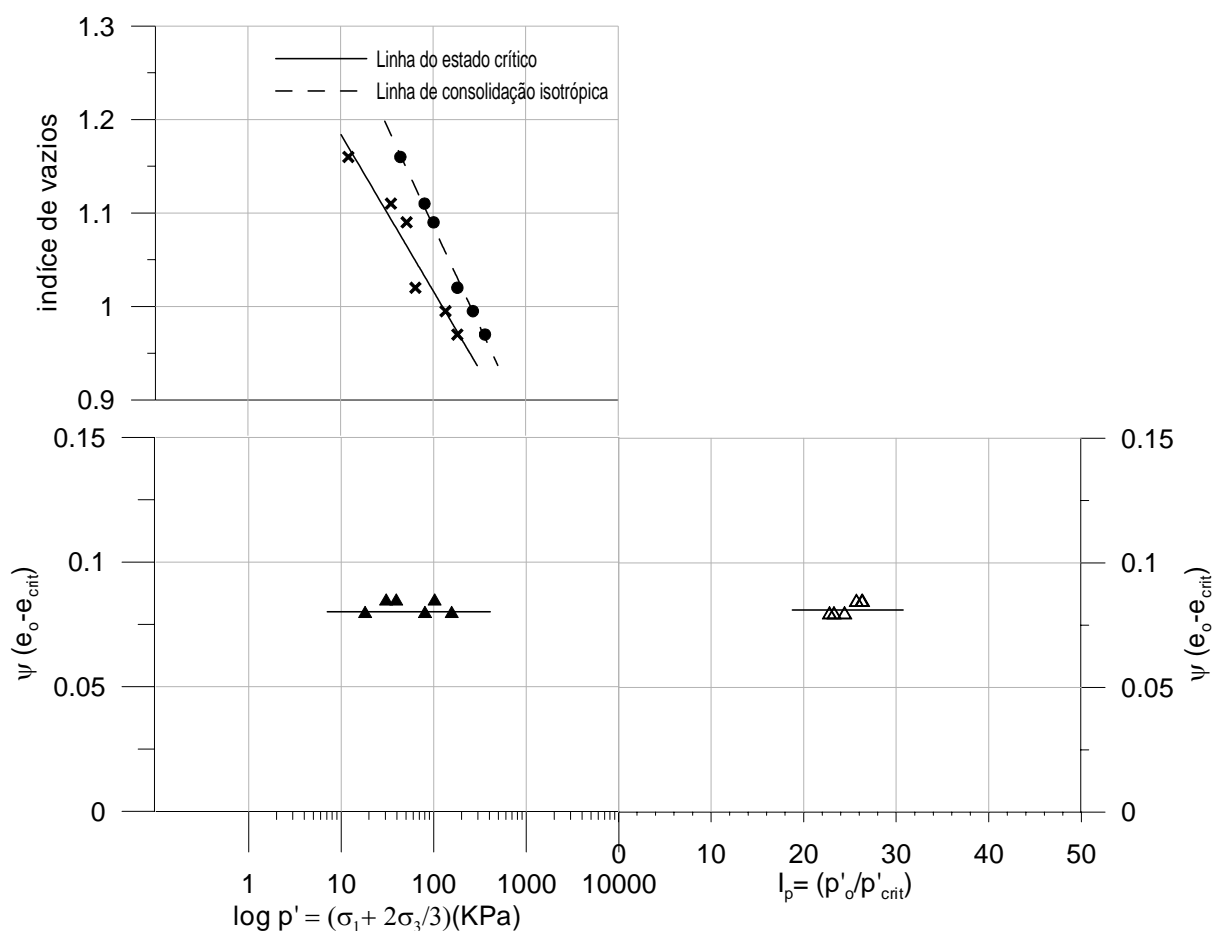


Figura 5.12: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado, lama vermelha

### 5.4.2 Areia vermelha

Ensaio de compressão triaxial CIU e CID foram realizados na areia vermelha e analogamente à lama vermelha, as condições de moldagem dos corpos de prova procederam de maneira a representar as condições de densidade média encontrada em campo. Nos ensaios realizados em condições não drenadas (CIU) observou-se a geração de elevadas poro pressões, enquanto nos ensaios em condições drenadas observa-se forte tendência contrátil durante a fase de cisalhamento (CID). Os resultados são apresentados nas Figuras 5.13 e 5.14.

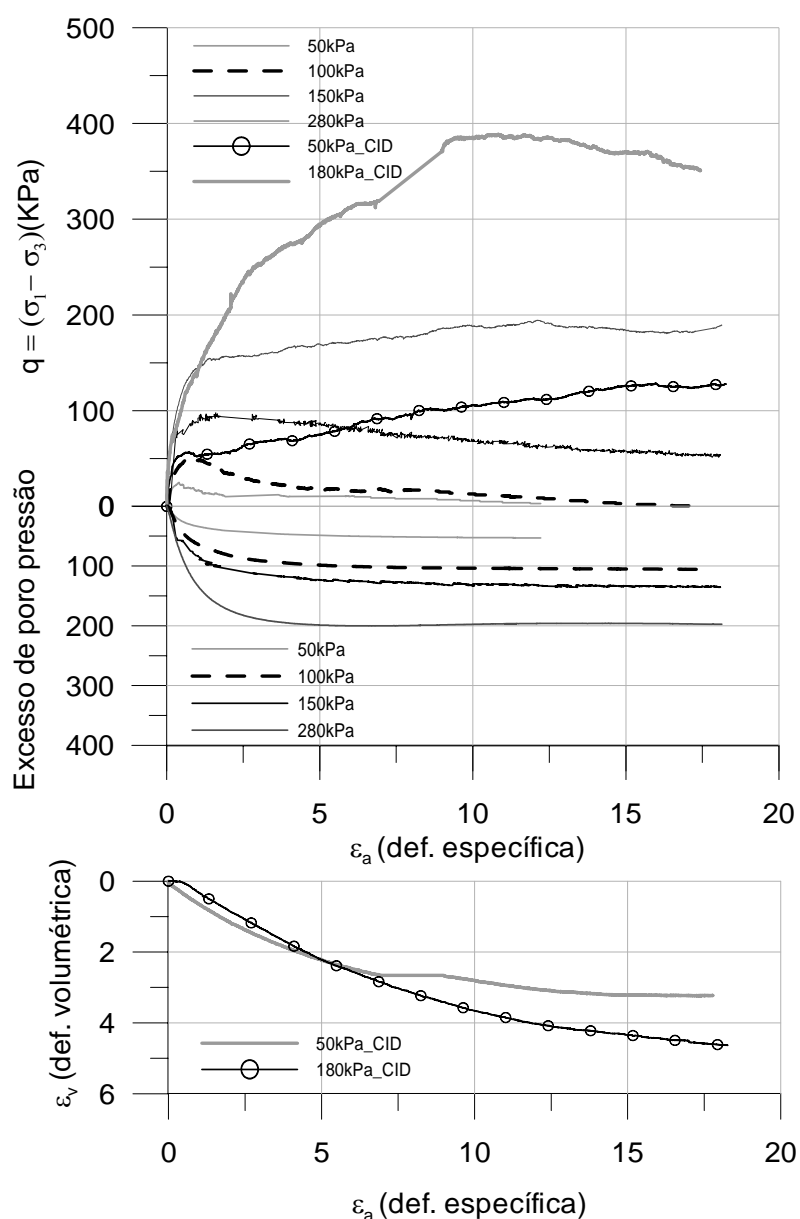


Figura 5.13. Tensão-deformação, poro pressões e variação volumétrica, areia vermelha

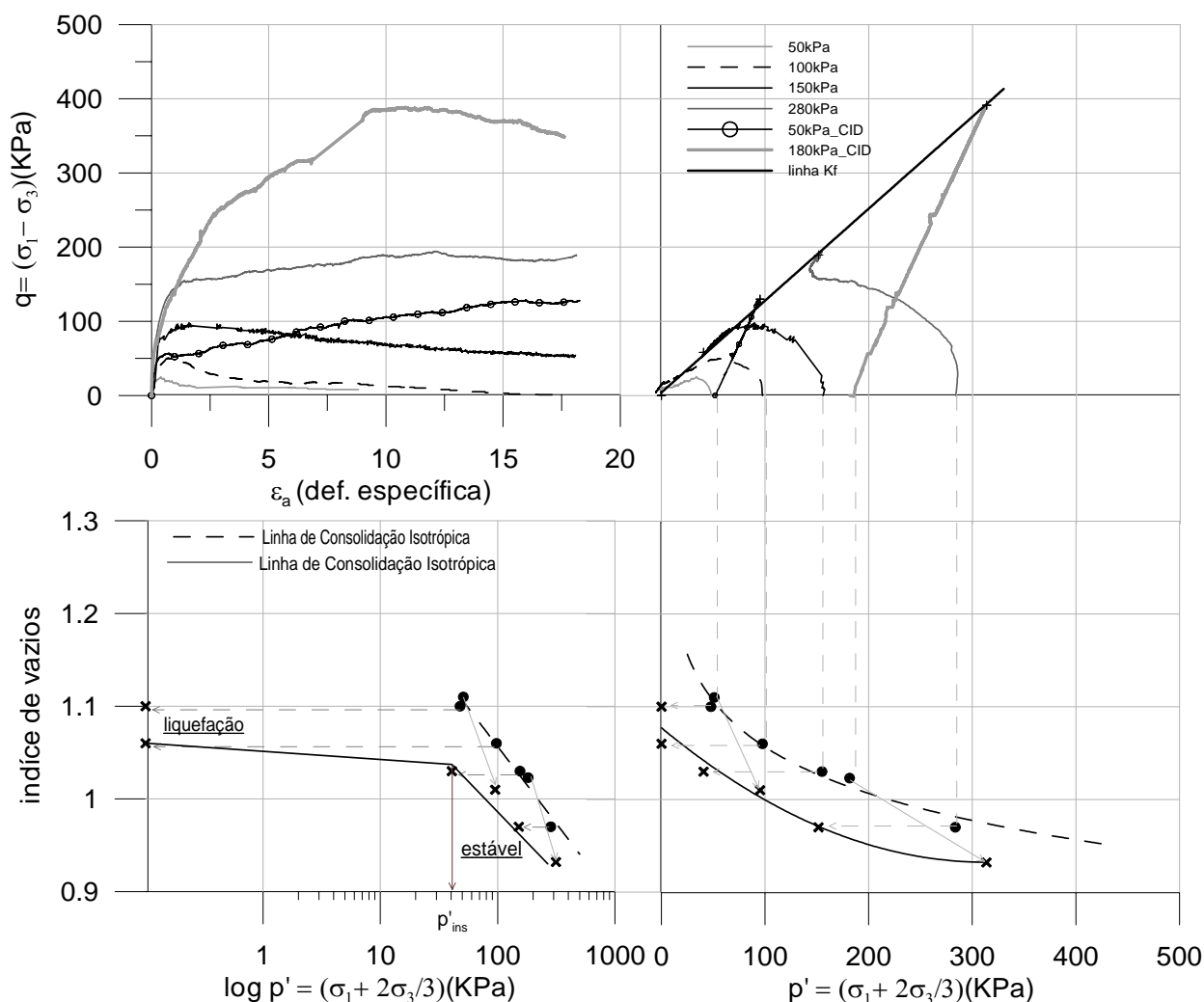


Figura 5.14. Estado crítico, areia vermelha

Nos resultados CIU, obtidos para as tensões de confinamento inferiores a 100kPa, observa-se decréscimo de resistência com o aumento das deformações, chegando a elevados valores de poro-pressões para deformações em torno de 10%, resultando em tensões efetivas muito próximas à zero. Para as tensões confinantes de 150 kPa e 200kPa, a tensão desviadora cresce com as deformações, seguindo de valores constantes. Para os ensaios CID, as amostras apresentaram tendência de tensão cisalhante crescente com a deformação axial, estabilizando para grandes deformações.

A linha do estado crítico apresenta mudança de inclinação para baixas tensões de confinamento, identificando um material com possíveis riscos de liquefação estática nessa zona. Assim como na lama vermelha, observa-se que a linha de consolidação isotrópica e a linha de consolidação obtida pelo oedômetro são deslocadas e paralelas entre si.

A mesma análise realizada na lama vermelha a partir da linha do estado crítico e da linha e da consolidação isotrópica foi realizada na areia vermelha, determinando valores do parâmetro de estado e índice de tensão de estado. Os resultados são apresentados na Figura 5.15. Valores variando entre 0,05 e 0,35 foram obtidos para o parâmetro de estado, logo o solo exibe comportamento contrativo e pode ser suscetível ao fluxo por liquefação. Ainda observou-se um substancial aumento do valor de  $\psi$  para baixas tensões de confinamento, seguido da mudança na inclinação da curva para as amostras que apresentaram colapso e liquefação. A mesma mudança de comportamento foi observada no espaço parâmetro de estado e índice de tensão de estado, reforçando a hipótese de riscos de liquefação para baixas tensões de confinamento.

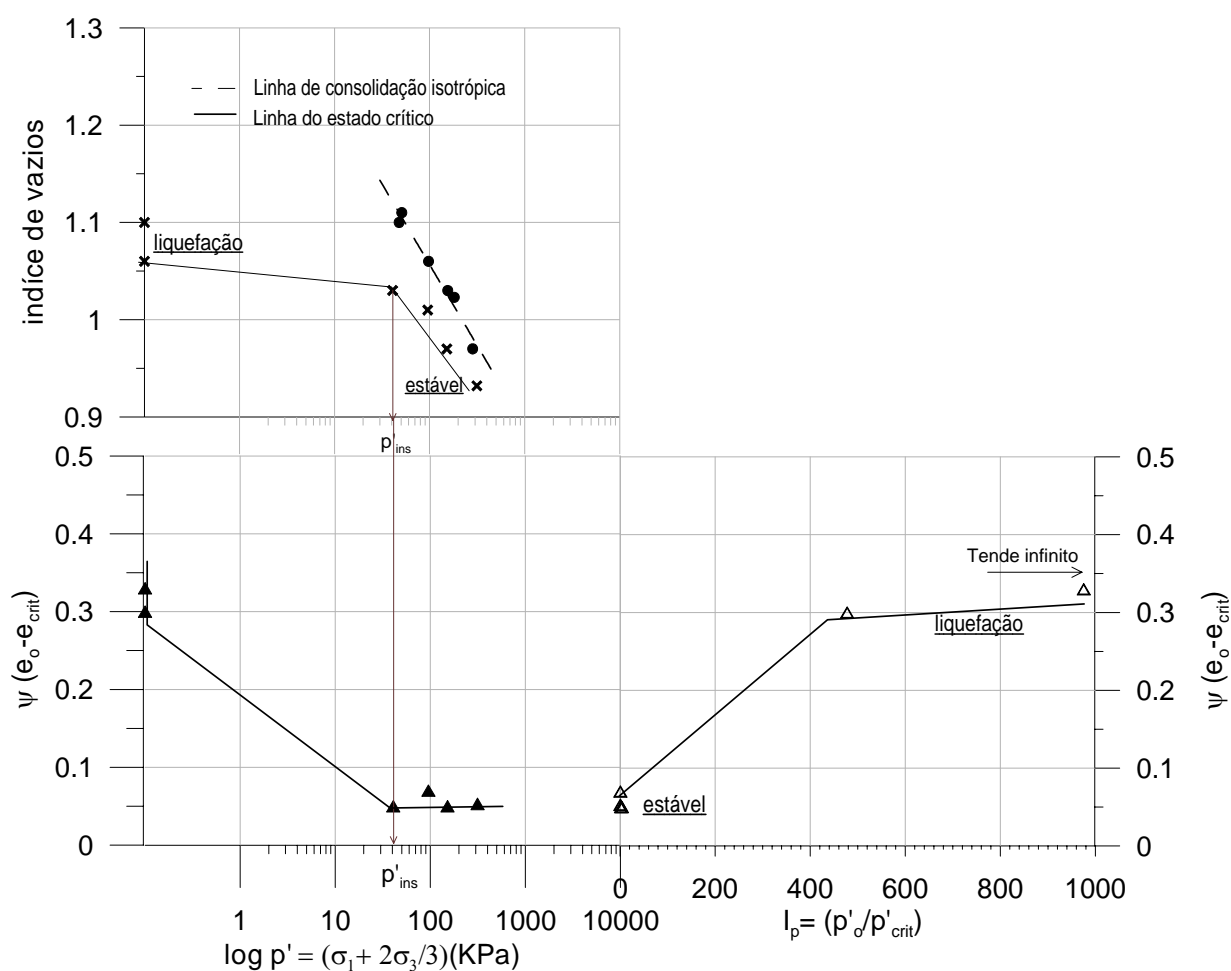


Figura 5.15: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado, areia vermelha

## 5.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos valores médios dos índices físicos dos corpos de prova, na mesma tabela são apresentados os parâmetros obtidos através dos ensaios, no caso, da areia vermelha, para a zona estável, em que a linha do estado crítico apresenta paralelismo com a linha de consolidação isotrópica. Consideraram-se para ambas as amostras, lama vermelha e areia vermelha, condições saturadas quando o parâmetro B de Skempton atingiu valores mínimos de 90%.

Tabela 5.5. Resultado dos resultados dos ensaios triaxiais

Amostra	Índice físico do CPs			Adensamento		Estado Crítico	Parâmetro de estado	Parâmetros Efetivos	
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_i$ (%)	$e_i$	$\lambda$	N	$\Gamma$	$\psi$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (graus)
Lama vermelha	11,00	19,5	1,72	0,093	1,51	1,46	0,08	0	36
Areia vermelha	11,00	17,9	1,72	0,071	1,79	1,71	>0,05	0	32

## **6 RESULTADOS E ANÁLISES DO MATERIAL INERTE**

### **6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Neste capítulo estão apresentados os resultados obtidos na campanha experimental em laboratório realizada no material inerte. O material usado trata-se de uma areia moída com características granulométricas semelhante ao resíduo de ouro. Este material inerte foi produzido no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) a partir da moagem de uma areia, proveniente da cidade de Osório, RS. Os ensaios laboratoriais no material inerte envolveram a determinação da análise granulométrica, massa específica real dos grãos, peso específico, análise microestrutural e elementar, compressibilidade, comportamento geomecânico e parâmetros de elasticidade através das ondas sísmicas.

### **6.2 CARACTERIZAÇÃO BÁSICA**

#### **6.2.1 Granulometria, limites de atterberg e índices físicos**

Para caracterizar granulometricamente o material inerte foi utilizado o equipamento chamado CILAS1180, equipamento analisador de tamanho de partículas laser granulômetros, descrito no Capítulo 3. Ensaio de granulometria convencional também foi realizado no material de acordo com os procedimentos preconizados pela norma NBR 7181 da ABNT. Como programado, o material inerte, constitui-se de um material de granulometria essencialmente siltosa, muito próxima ao resíduo de ouro. O material apresentou-se não plástico, com massa específica real dos grãos igual a 2,7, conforme apresentando na Figura 6.1 e Tabela 6.1.

Tabela 6.1: resultados de caracterização

Material	$\rho_s$	$\gamma_{nat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	IP
Material Inerte	2,7	20,2	10	62	28	NP

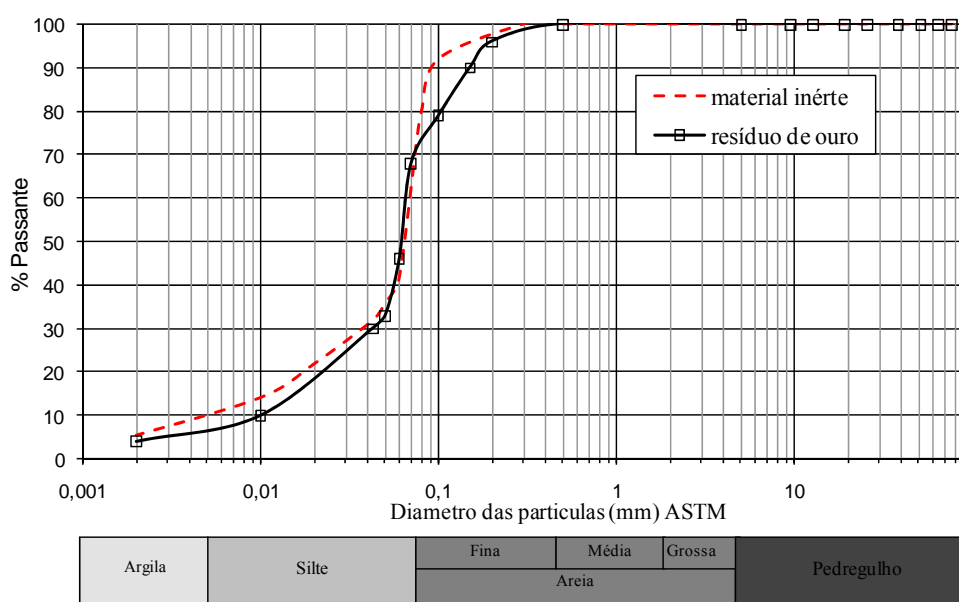


Figura 6.1: Curva granulométrica do material inerte e do resíduo de ouro

### 6.2.2 Análise microestrutural e elemental

Os resultados obtidos permitiram observar algumas características microestruturais e elementares do material inerte. Na análise em EDS (elementar dos grãos), percebe-se que não há alteração expressiva da composição elemental da areia utilizada na moagem, uma vez que se trata do mesmo material, sua formação é essencialmente de sílica com pequena porcentagem de alumínio e ferro (Tabela 6.1 e Figura 6.5).



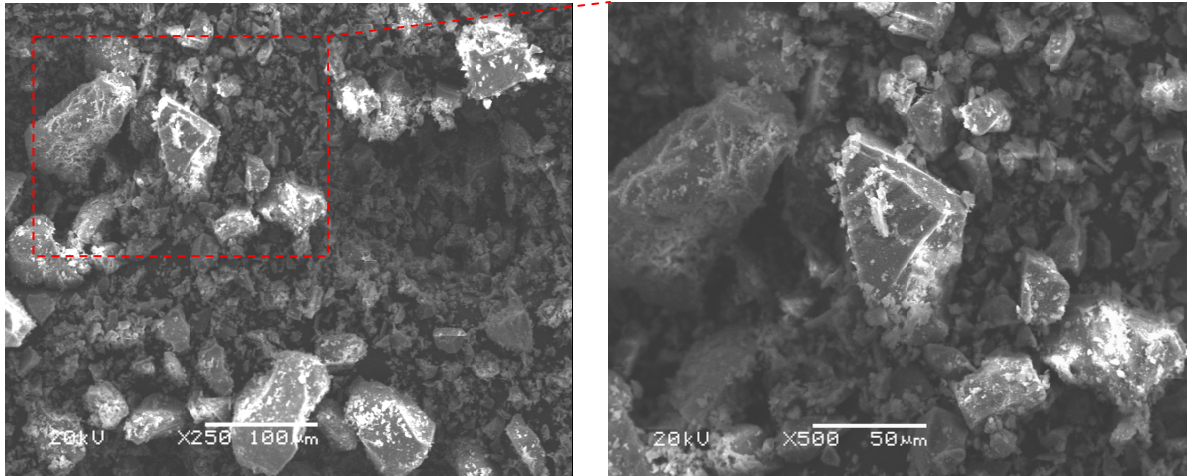


Figura 6.2: Análise microestrutural, caracterização

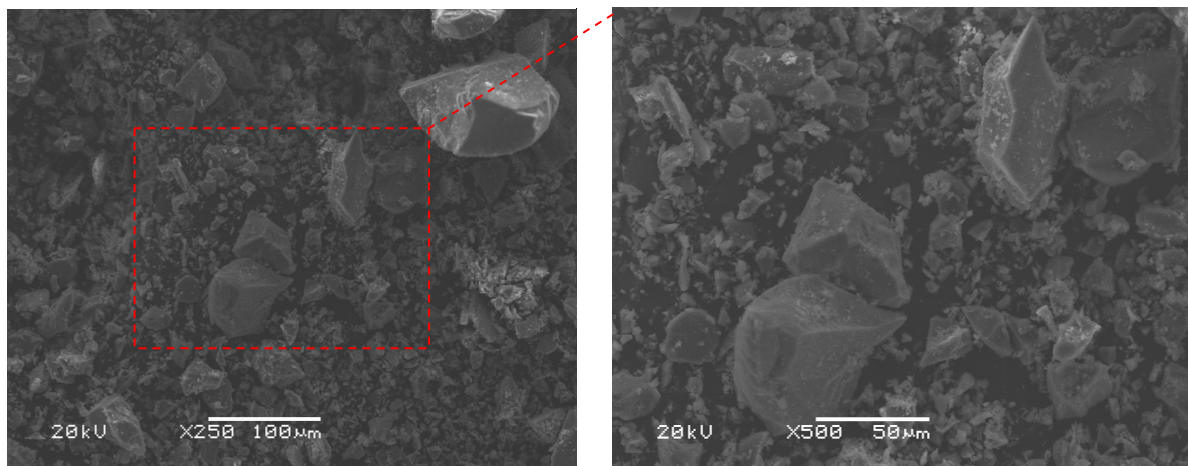


Figura 6.3: Análise microestrutural, amostra com liquefação do ensaio triaxial

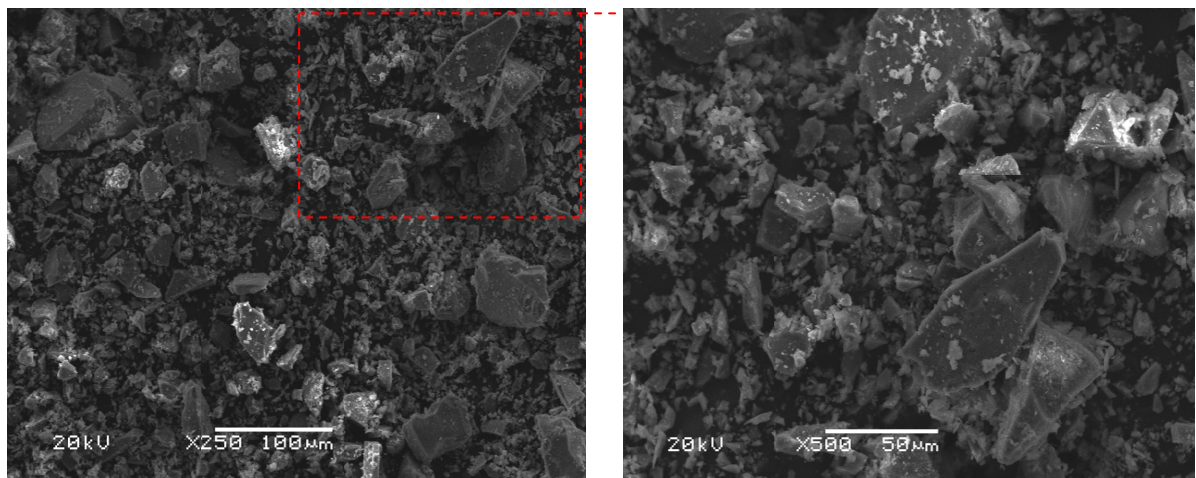


Figura 6.4: Análise microestrutural, amostra de ensaio triaxial com tensão de confinamento de 1200kPa

A Figura 6.2 apresenta as fotos que ilustram as imagens para o material inerte. Uma amostra do material, que apresentou comportamento meta-estável durante o ensaio triaxial foi analisada e as fotos são apresentadas na Figura 6.3, enquanto as fotos da Figura 6.4 ilustram as imagens de uma amostra submetida à tensão de confinamento de 1200 kPa. As fotos situadas à esquerda possuem uma ampliação de 250 vezes e às da direita uma ampliação de 500 vezes. O material inerte apresenta um padrão microestrutural com presença de arestas vivas e superfícies irregulares devido ao processo de moagem. É possível observar que as amostras de caracterização, as amostras submetidas a baixas tensões e a altas tensões de confinamento apresentaram mesmo tamanho e forma de grãos. No resíduo de ouro houve quebra de grãos para tensões superiores a 800 kPa, mostrando grãos relativamente mais frágeis quando comparado com o material inerte.

Tabela 6.2: Percentagem de elementos presentes na amostra

Elemento	% em peso
<i>Si</i>	88,47
<i>Al</i>	6,5
<i>K</i>	2,00
<i>Ca</i>	1,09
<i>Fe</i>	1,80
<i>Total</i>	99,97

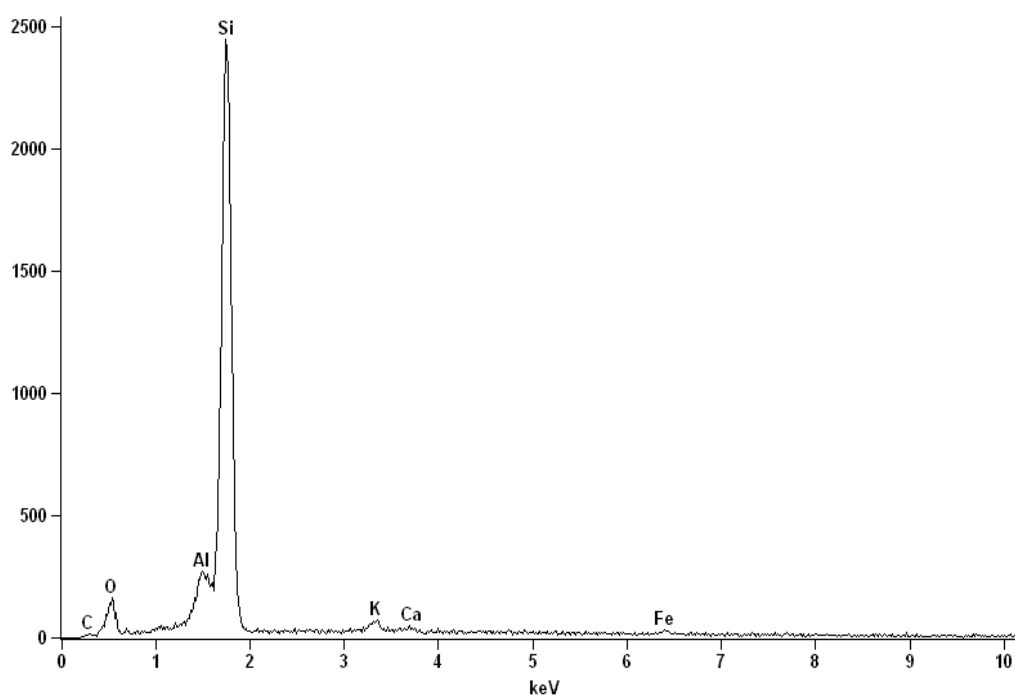


Figura 6.5: Resultados da varredura por EDS no material inerte

### 6.3 ADENSAMENTO E COMPRESSIBILIDADE

A densidade média apresentada pelos resíduos de mineração do ouro na condição *in situ* foi à densidade adotada para realização dos ensaios de adensamento no material inerte. A rotina de ensaios foi semelhante à adotada nos ensaios em resíduos.

A Tabela 6.3 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de adensamento realizado no material inerte, enquanto que a Figura 6.6 apresenta as curvas índice de vazios x tensão (em escala logarítmica) obtida nos ensaios de adensamento. Podemos observar na tabela e na figura abaixo citada que os diferentes equipamentos produziram variações volumétricas semelhantes para as diferentes condições iniciais de ensaio. Os valores médios encontrados para o índice de compressão não apresentaram grande variabilidade entre os diferentes equipamentos utilizados. Através dos resultados obtidos não foi possível determinar a linha de consolidação oedométrica, embora uma tentativa de aproximação média seja apresentada na figura abaixo.

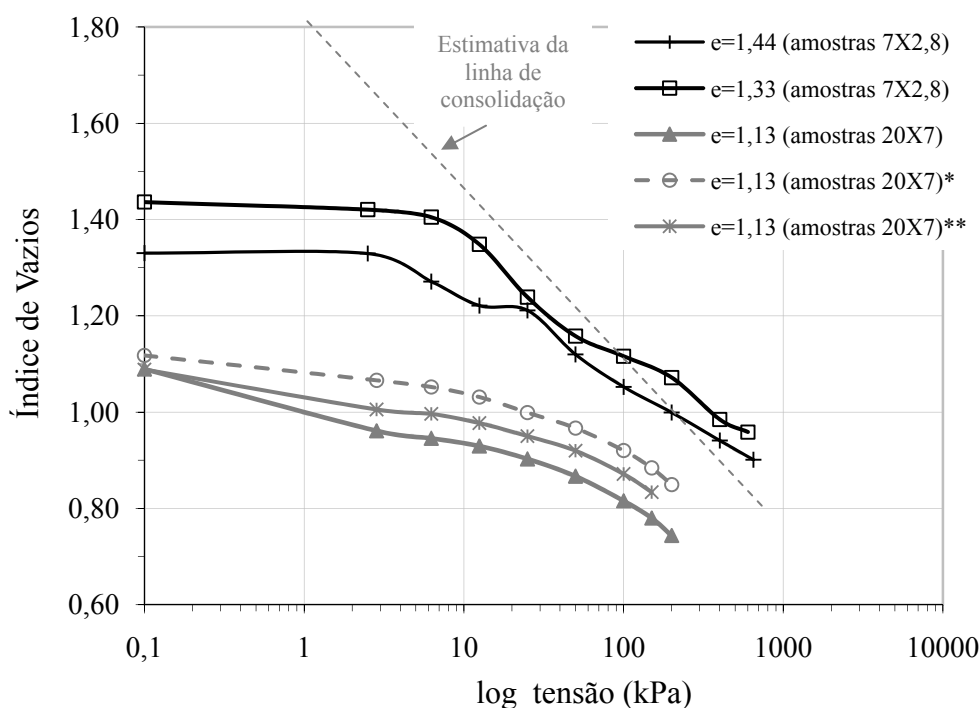


Figura 6.6: resultados dos ensaios de adensamento (adaptado de Gauer, 2009).

Tabela 6.3: Parâmetros iniciais e variação dos resultados obtidos

Amostra	Ensaio	w <sub>i</sub> (%)	e <sub>i</sub>	γ <sub>d</sub> kN/m <sup>3</sup>	c <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)
Oedômetro convencional	amostra (7x2,8)	14,6	1,44	11,00	0,0847
	amostra (7x2,8)	14,4	1,33	11,50	0,1412
Oedômetro de lamias	amostra (20x7)	12,8	1,13	12,84	0,6084
	amostra (20x7)*	14,7	1,13	12,63	0,7204
	amostra (20x7)**	17,7	1,13	12,51	0,6989

#### 6.4 RESISTÊNCIA E COMPORTAMENTO NO ESTADO CRÍTICO

Ensaio triaxiais drenados e não drenado foram realizados no material inerte. O processo de preparação das amostras e densidade usada na moldagem dos corpos-de-prova é similar ao adotado no resíduo de ouro, para permitir a comparação dos resultados utilizando a teoria do estado crítico. Os ensaios realizados no material inerte foram realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, com corpos de prova moldados com 70 mm de diâmetro e 140 mm de altura. A velocidade de cisalhamento ( $v=0,015\text{mm/min}$ , ensaios CIU e  $v=0,005\text{mm/min}$ , ensaios CID) foi definida para garantir a equalização das poro pressões durante o cisalhamento.

As Figuras 6.7 e 6.8 mostram o comportamento tensão-deformação e poro-pressões geradas durante os ensaios não drenados no material inerte. Os resultados são apresentados para duas faixas de tensões distintas para melhor observação dos resultados. Nos resultados apresentados na Figura 6.7, para faixas de tensões de confinamento inferiores a 50kPa, todas as amostras apresentaram decréscimo das tensões cisalhantes, resultando em tensões efetivas iguais ou próximas a zero para grandes deformações. Na Figura 6.8 estão os resultados obtidos para tensões de confinamento superiores a 100kPa, observa-se que a tensão de confinamento atinge um pico de resistência e segue com leve acréscimo para grandes deformações. Nos resultados obtidos nos ensaios drenados (Figura 6.9) observou-se no espaço deformação volumétrica e deformação específica a compressão das amostras durante todo o ensaio. A tensão cisalhante da amostra atingiu um valor máximo de resistência e permaneceu constante para grandes deformações.

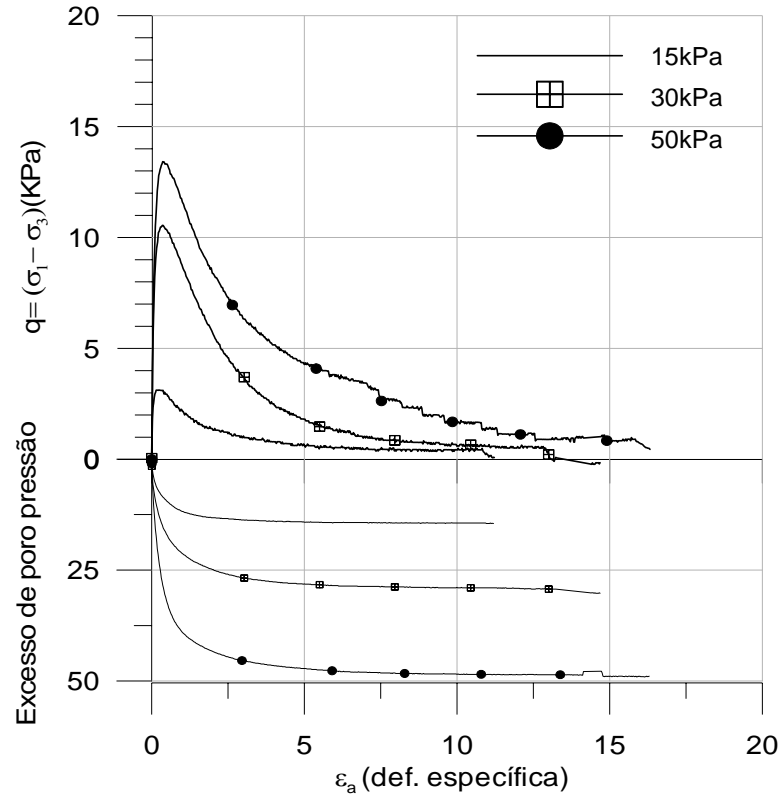


Figura 6.7: Relação tensão deformação e poro pressões ( $\sigma_{conf} < 50\text{kPa}$ )

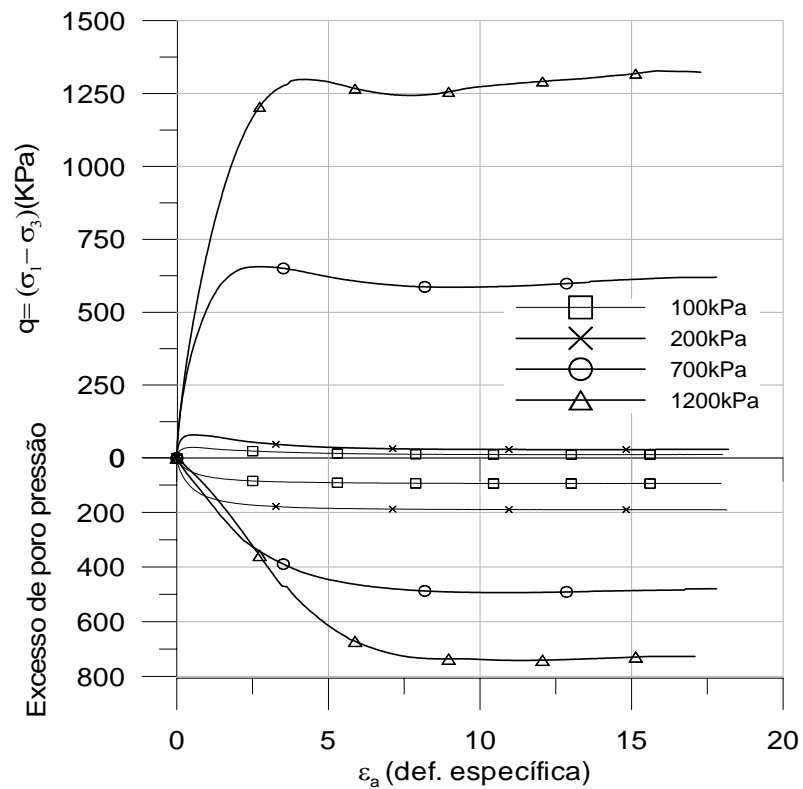


Figura 6.8: Relação tensão deformação e poro pressões ( $\sigma_{conf} > 100\text{kPa}$ )

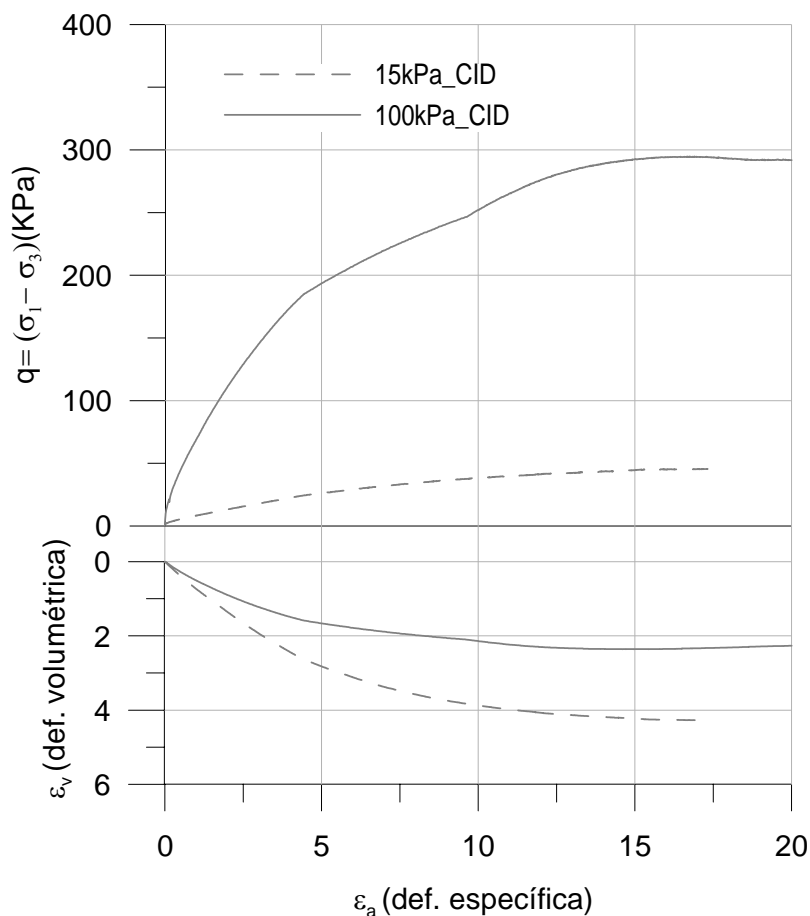


Figura 6.9: Relação tensão deformação e variação volumétrica

Todos os resultados obtidos nos ensaios drenados e não-drenados foram plotados no espaço tensão desviadora ( $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ), tensão efetiva ( $p' = [\sigma'_1 + 2\sigma'_3]/3$ ) e variação do índice de vazios. A linha de consolidação obtida pelo oedômetro é apresentada na mesma figura. Possíveis riscos de liquefação estática foram observados para baixas tensões de confinamento, representada pela mudança da inclinação da linha do estado crítico. A linha de consolidação isotrópica e a linha de consolidação obtida pela oedômetro são coincidentes e paralelas entre si.

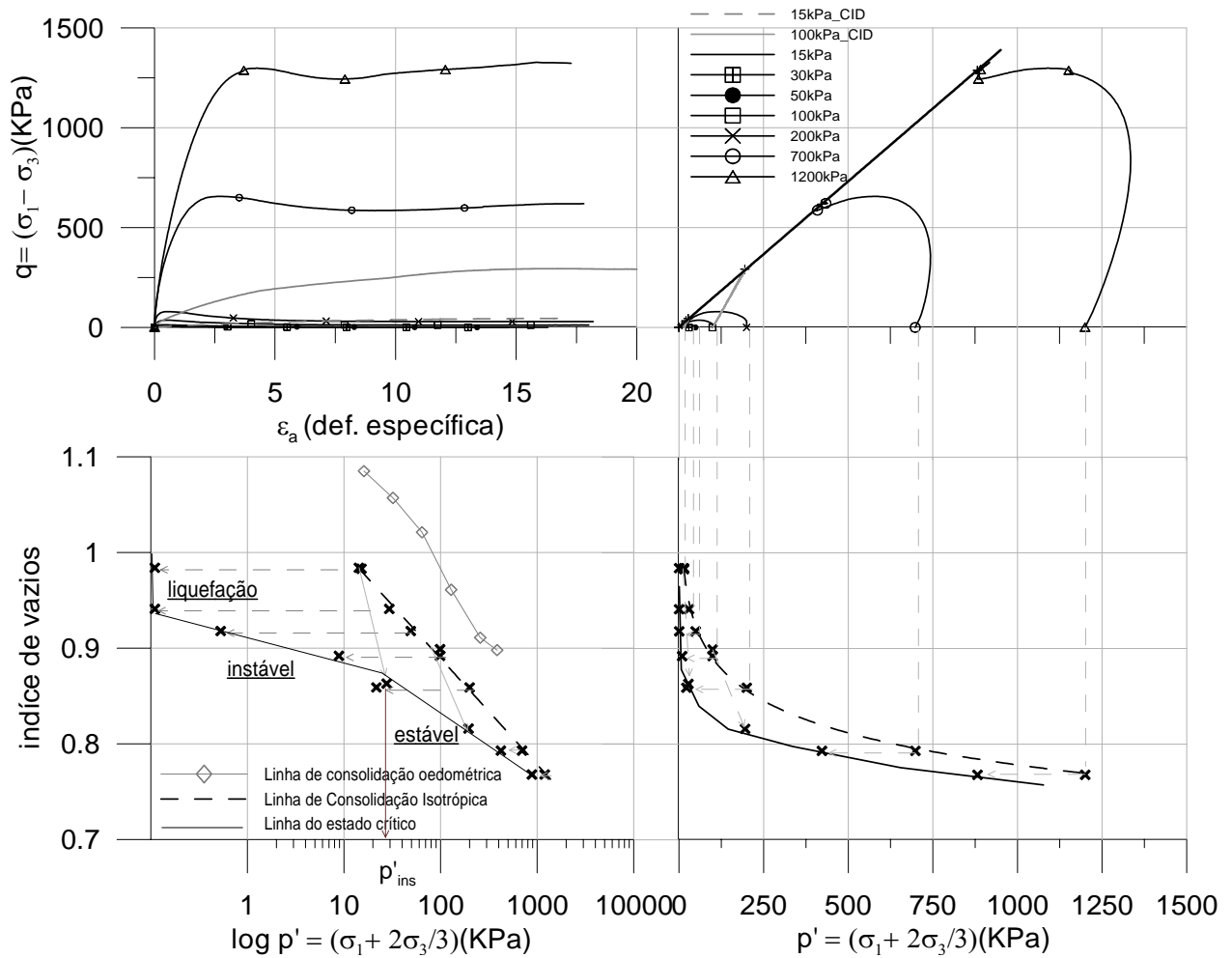


Figura 6.10: Estado crítico, material inerte

A partir da linha do estado crítico e da linha de consolidação foram determinados valores do parâmetro de estado e valores do índice de tensão de estado, assim como foi realizado no resíduo de ouro. A Figura 6.11 apresenta os resultados obtidos de  $\psi$  e  $I_p$ , plotados com a tensão efetiva no final do ensaio. Valores entre 0,023 e 0,28 foram obtidos para o parâmetro de estado, exibindo o comportamento contráctil do material. Observou-se ainda que os valores de  $\psi$  crescem substancialmente para a zona meta-estável e para a zona de liquefação do material. O índice de tensão de estado mostrou a mesma mudança de comportamento, evidenciando a condição de susceptibilidade à liquefação para baixas tensões de confinamento.

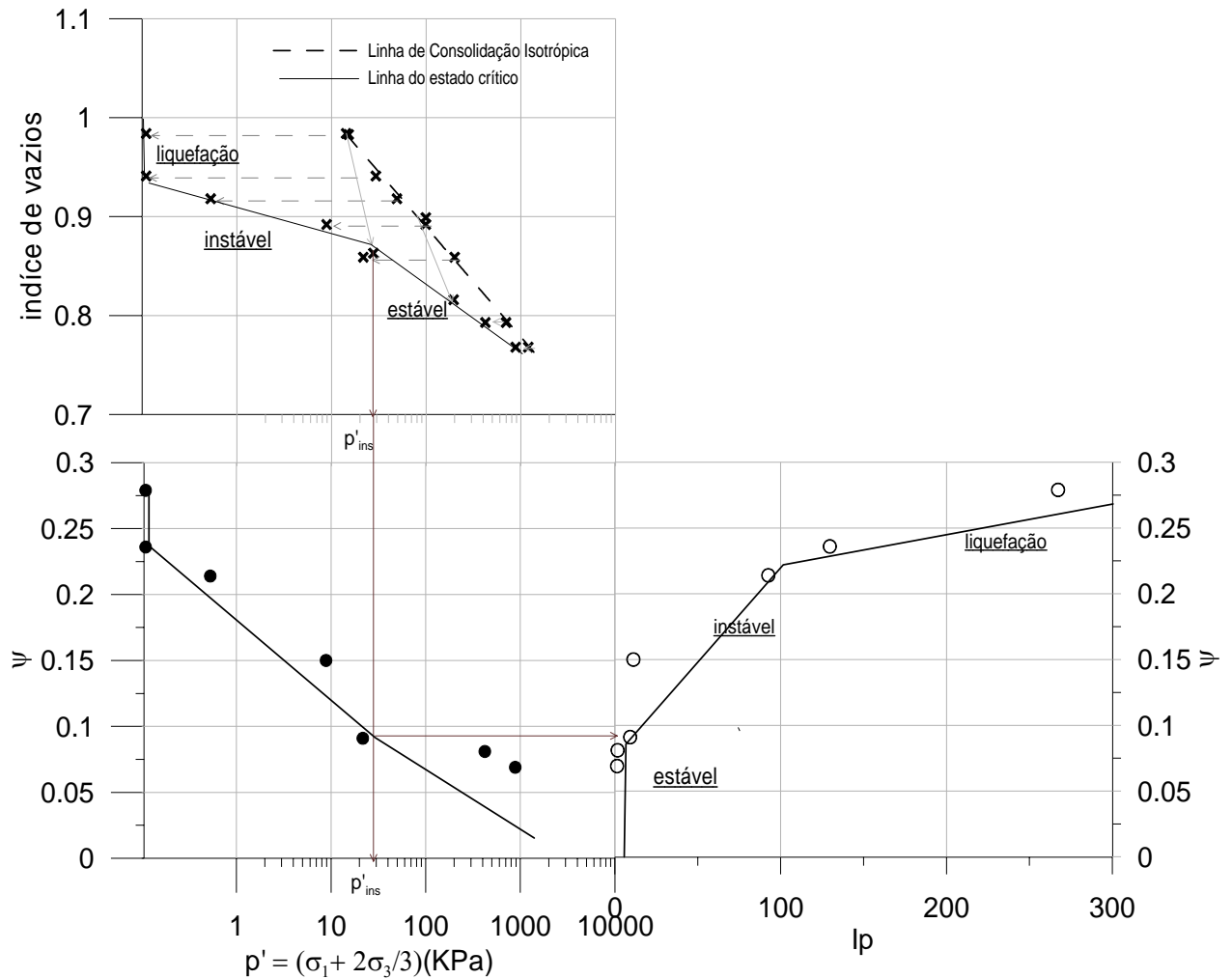


Figura 6.11: Parâmetro de estado e índice de tensão de estado

Um resumo dos valores médios obtidos nos ensaios triaxiais é apresentado na Tabela 6.4. Vale lembrar que como no resíduo de ouro os parâmetros obtidos foram determinados, no caso, para a zona estável, em que a linha do estado crítico é paralela a linha de consolidação isotrópica.

Tabela 6.4. Resultado dos resultados dos ensaios triaxiais

Amostra	Índice físico do CPs			Adensamento		Estado Crítico	Parâmetro de estado	Parâmetros Efetivos	
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_i$ (%)	$e_i$	$\lambda$	N	$\Gamma$	$\psi$	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (graus)
Material inerte	13,65	11,5	1,22	0,06	2,25	2,21	0,05	0	30



## 6.5 ONDAS SÍSMICAS

Neste item do capítulo será apresentando resultados das ondas de cisalhamento e do módulo cisalhante em amostras do material inerte. Em seguida é realizada uma análise mais aprofundada do módulo de cisalhamento comparando-o com outros parâmetros obtidos das amostras. Primeiramente é apresentando na Figura 6.12 a relação entre a velocidade de corte ( $V_s$ ) e o módulo cisalhante ( $G$ ) com a tensão efetiva inicial medida após a etapa de consolidação da amostra. Valores crescentes de  $V_s$  com a tensão de confinamento foram observados, variando de 75 m/s a 302m/s. Resultados obtidos do módulo cisalhante apresentaram o mesmo comportamento, com valores entre 7,7 MPa a 125MPa.

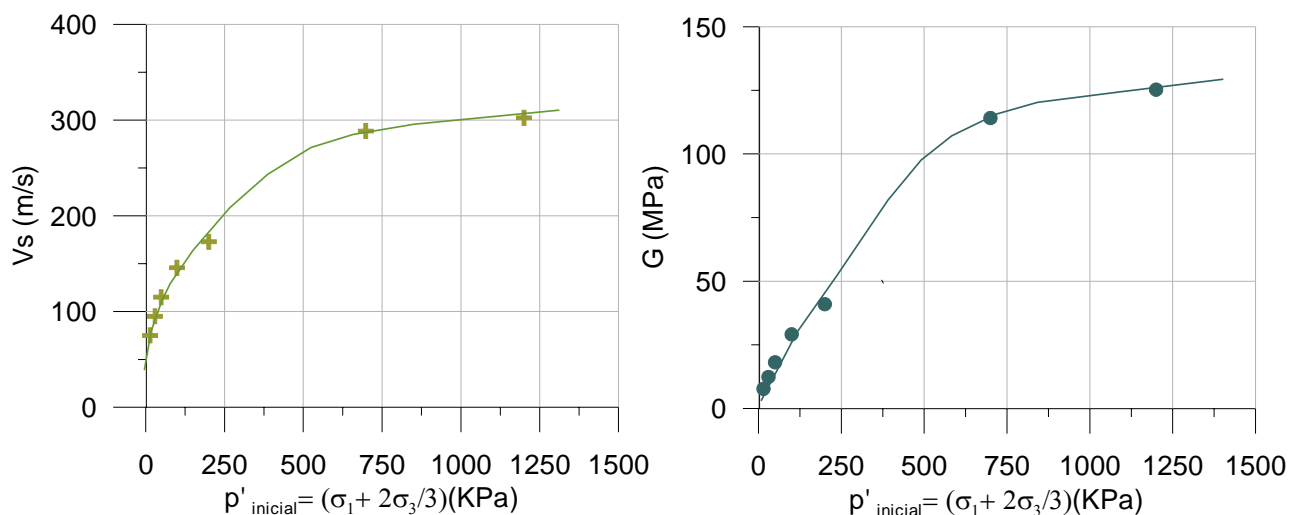


Figura 6.12: Correlação de  $V_s$  e  $G$  com a tensão de confinamento inicial da amostra

Na etapa de cisalhamento da amostra foram feitos registros das ondas sísmicas durante a deformação para todas as amostras ensaiadas, os resultados obtidos são apresentados na Figura 6.13. A Tabela 6.5 mostra um resumo dos valores de  $V_s$  e  $G$  no início e no final do cisalhamento. Como pode ser observado nos resultados os valores da velocidade e do módulo de cisalhamento apresentaram decréscimo com as deformações da amostra.

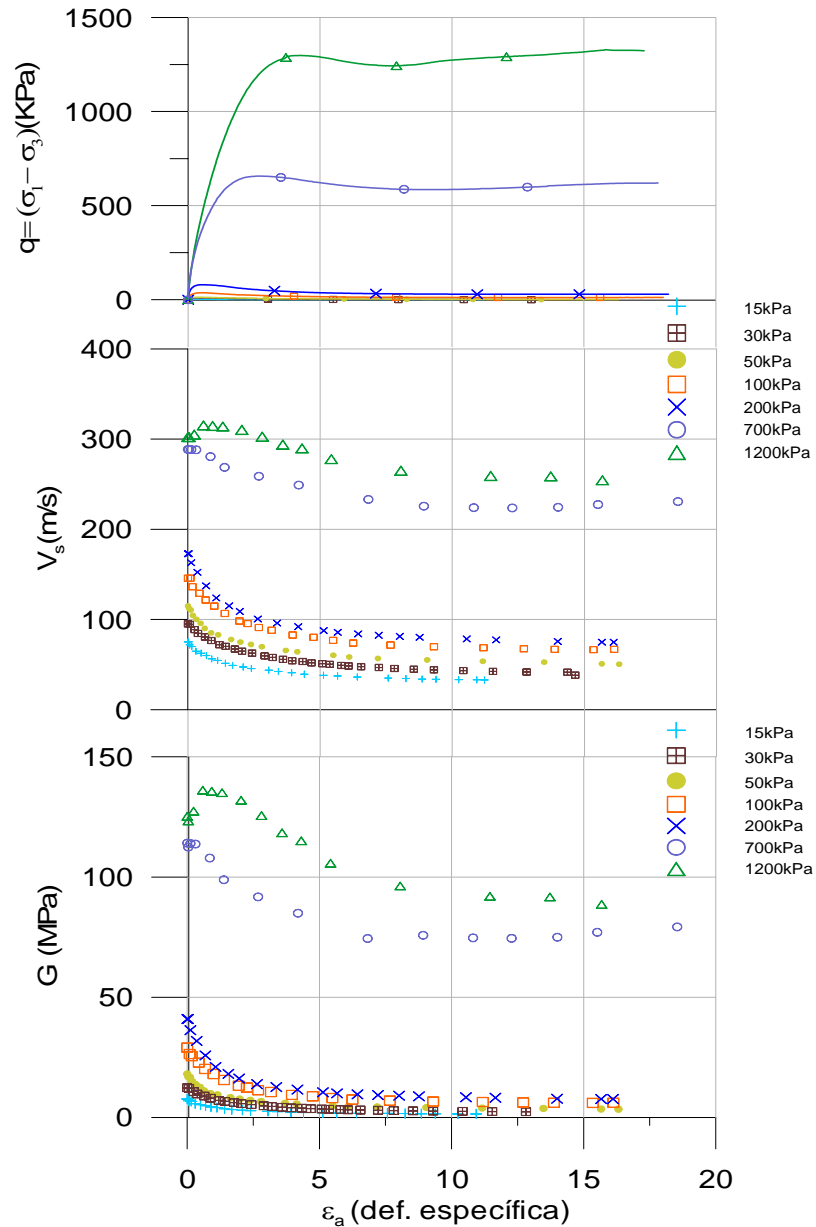


Figura 6.13:  $V_s$  e  $G$  com a deformação na fase de cisalhamento

Tabela 6.5:  $V_s$  e  $G$  com a tensão efetiva inicial e final do ensaio

Tensão confinante (kPa)	$V_s$ (m/s) inicial	$V_{s\text{crit}}$ (m/s) final	$G_o$ (MPa) inicial	$G_{\text{crit}}$ (MPa) final
15	75,05	32,87	7,71	1,48
30	95,07	38,21	12,38	2,00
50	115,02	50,37	18,12	3,47
100	145,74	66,90	29,10	8,15
200	172,94	74,79	40,97	7,66
700	288,61	230,80	114,11	82,16
1200	302,40	254,44	125,28	88,69

Comparando os valores de  $G_{crit}$  e  $G_{crit}/G_o$  com a tensão efetiva obtida no final do ensaio e com o parâmetro de estado (Figura 6.14), é possível identificar claramente a mudança de comportamento do material, identificando zona de liquefação, zona meta-estável e a zona estável da amostra.

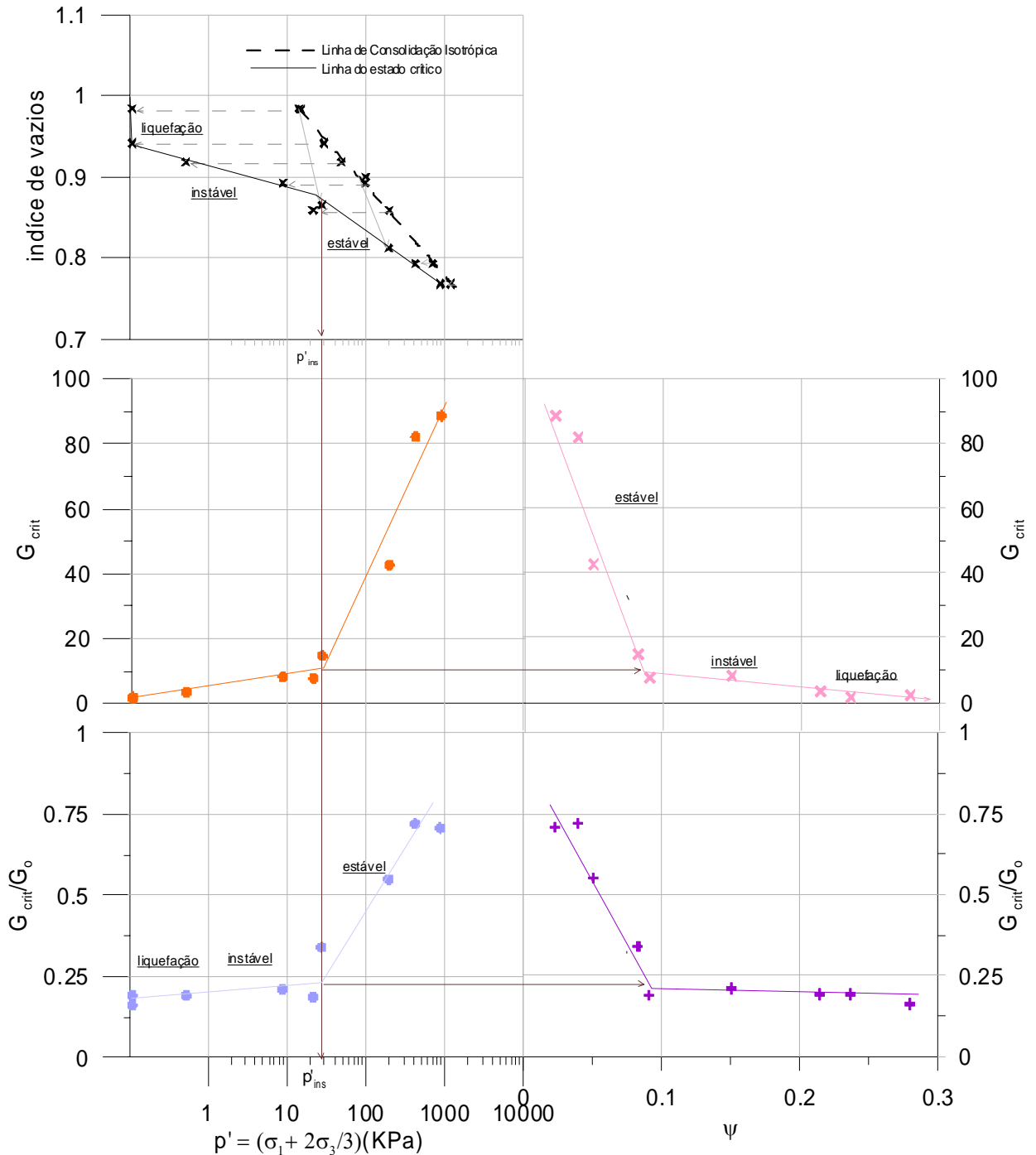


Figura 6.14: Módulo cisalhante com a tensão e o parâmetro de estado.

Com o objetivo de eliminar a influência do índice de vazios e das tensões efetivas no módulo cisalhante do solo, as expressões 2.7 e 2.9 foram usadas. Os respectivos resultados

obtidos estão apresentados na Figura 6.15. Observa-se nos resultados aumento dos valores de  $G_{(e)}$  com o aumento das tensões efetivas, com mudança na inclinação da curva para a zona de condição estável das amostras. Essa mudança de comportamento também foi identificada no espaço  $G_{(e,\sigma)}$ , separando condições de suscetibilidade e não suscetibilidade a liquefação para o material inerte.

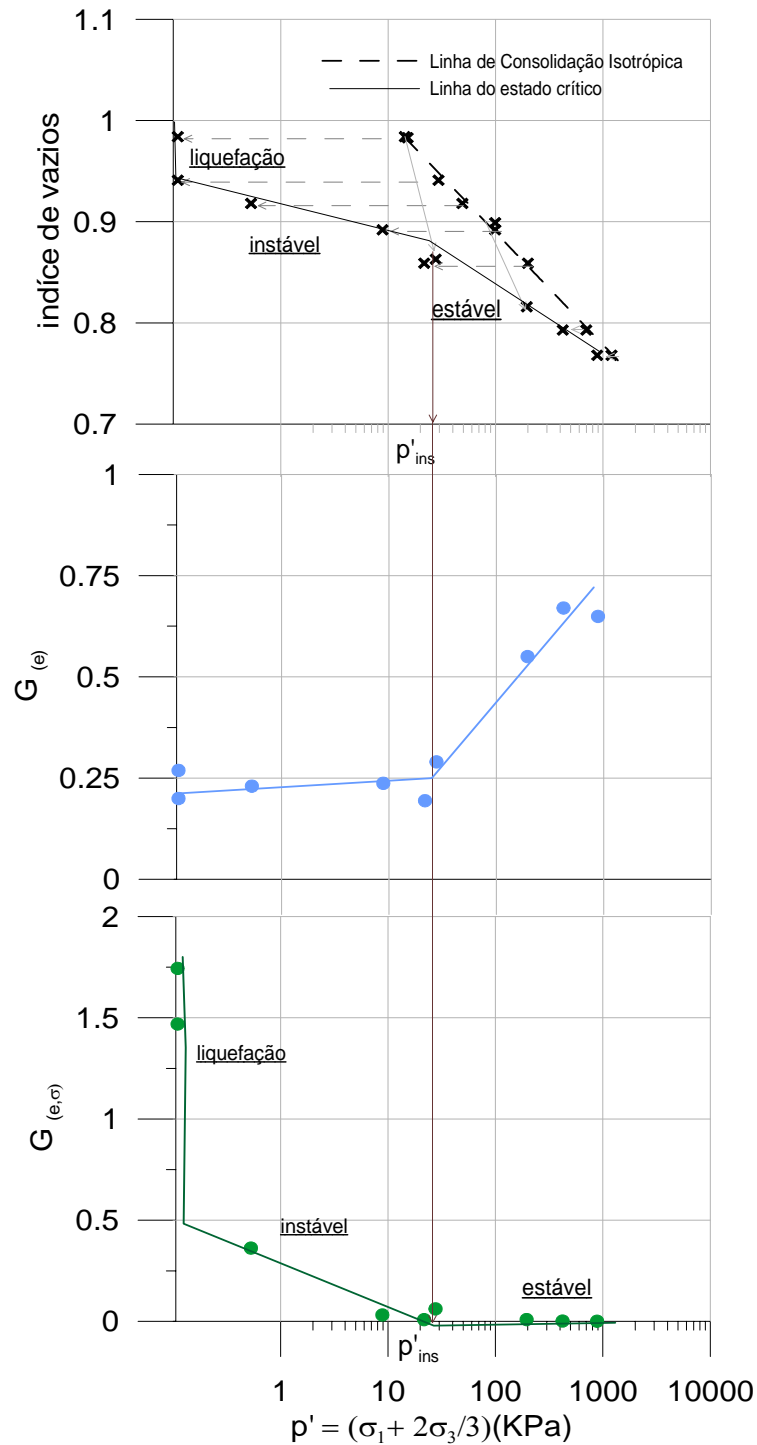


Figura 6.15: Correlação do módulo cisalhante normalizado com a linha do estado crítico

## 6.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Um dos objetivos desta tese de doutorado foi de produzir um material, sem presença de qualquer produto químico, com características físicas semelhantes ao resíduo de ouro. O material usado para este fim foi chamado de material inerte, este material foi produzido a partir da moagem da areia de Osório. Esta areia constitui-se no material padrão dos estudos geotécnicos na UFRGS, sendo objeto de estudos em teses e dissertações. A partir da definição do material, seguiu-se com os ensaios laboratoriais, no qual o mesmo método e densidade de moldagem dos corpos-prova usados para o resíduo de ouro foram utilizados também para o material inerte, assim como os procedimentos de execução dos ensaios de caracterização básica, adensamento, ensaios triaxiais e ondas sísmicas.

A série de ensaios realizadas no resíduo de ouro e no material inerte possibilitou a caracterização geotécnica dos mesmos, cujo comportamento permitiu estabelecer as seguintes comparações:

1) as amostras de resíduos de ouro e de material inerte são classificadas, quanto à granulometria, como silte arenoso, ambos apresentam-se não plásticos com grãos relativamente angulares. Os materiais apresentaram elevada quantidade de sílica, sendo essa significativamente maior para o material inerte.

2) para o resíduo de ouro os valores médios de coeficiente de adensamento obtidos nas células oedométricas indicam a condição de boa drenagem do material, condição refletida também nos valores obtidos para o material inerte, (resíduo de ouro  $c_{vmédio}=0,077 \text{ cm}^2/\text{s}$  e material inerte  $c_{vmédio}= 0,065 \text{ cm}^2/\text{s}$ ).

3) resultados de ensaios triaxiais indicam um material com ângulo de atrito efetivo  $\phi= 33^\circ$  (resíduo de ouro) e  $\phi= 30^\circ$  (material inerte).

Para melhor comparar os resultados obtidos no resíduo de ouro e no material inerte em termos de teoria do estado crítico e módulo cisalhante, optou-se por plotar os resultados em uma mesma figura, conforme apresentado a seguir. Inicialmente na Figura 6.16 observa-se que a curvatura da envoltória do estado crítico de ambos materiais evidencia mudança de estado, representada pela tendência à liquefação a baixos níveis de tensão efetiva. Para o resíduo de ouro, outro ponto de inflexão da LEC foi observado para altas tensões devido à quebra de grãos. Este comportamento não foi observado no material inerte, fato que pode

estar ligado à menor quantidade de sílica presente no resíduo comparado com o material inerte que não apresentou quebra de grãos com o confinamento. Valores variando entre 0,04 e 0,3 foram obtidos para o parâmetro de estado no resíduo de ouro e para o material inerte estes valores ficaram entre 0,03 e 0,2.

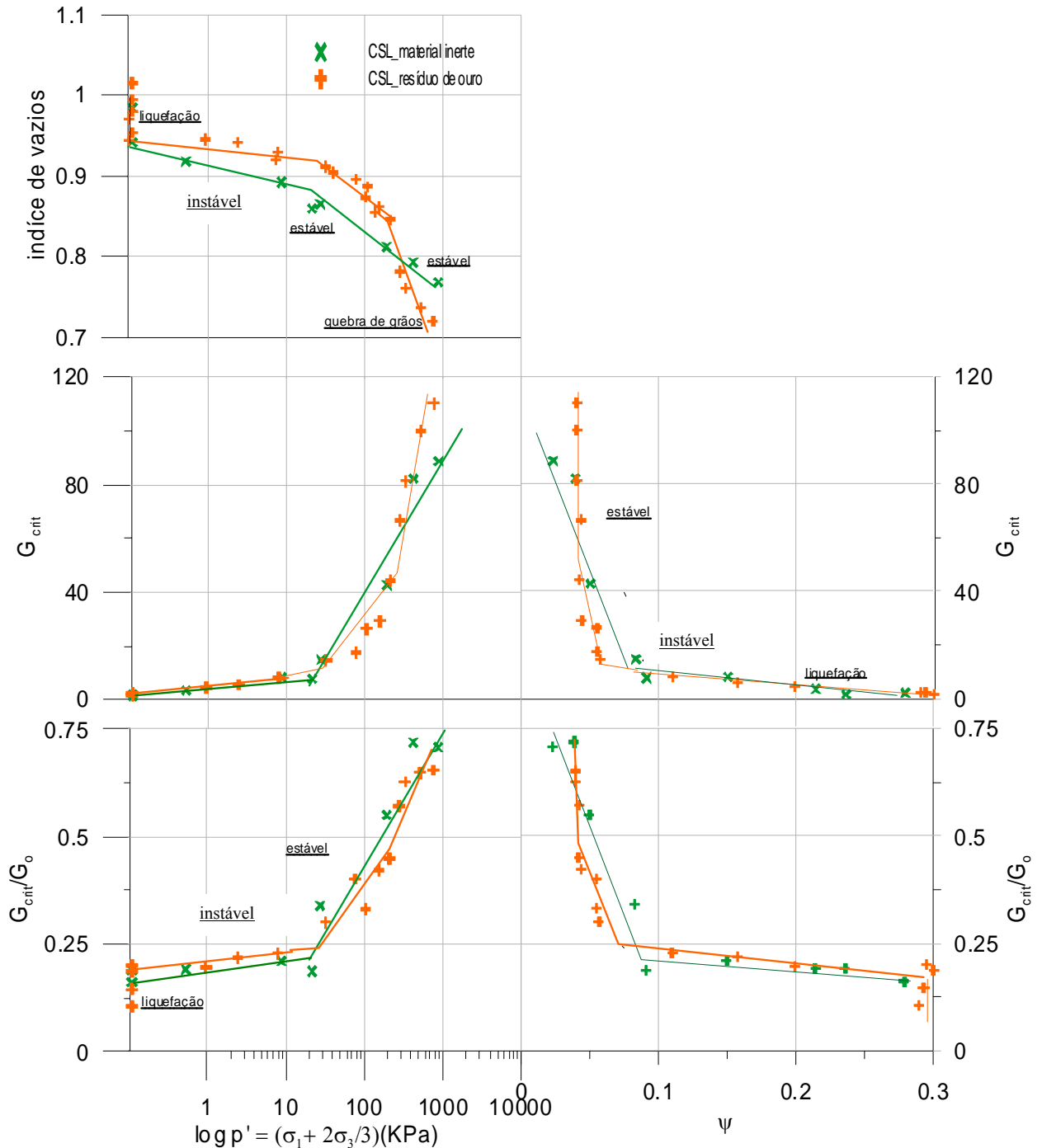


Figura 6.16: Correlação do módulo cisalhante com a tensão efetiva e o parâmetro de estado

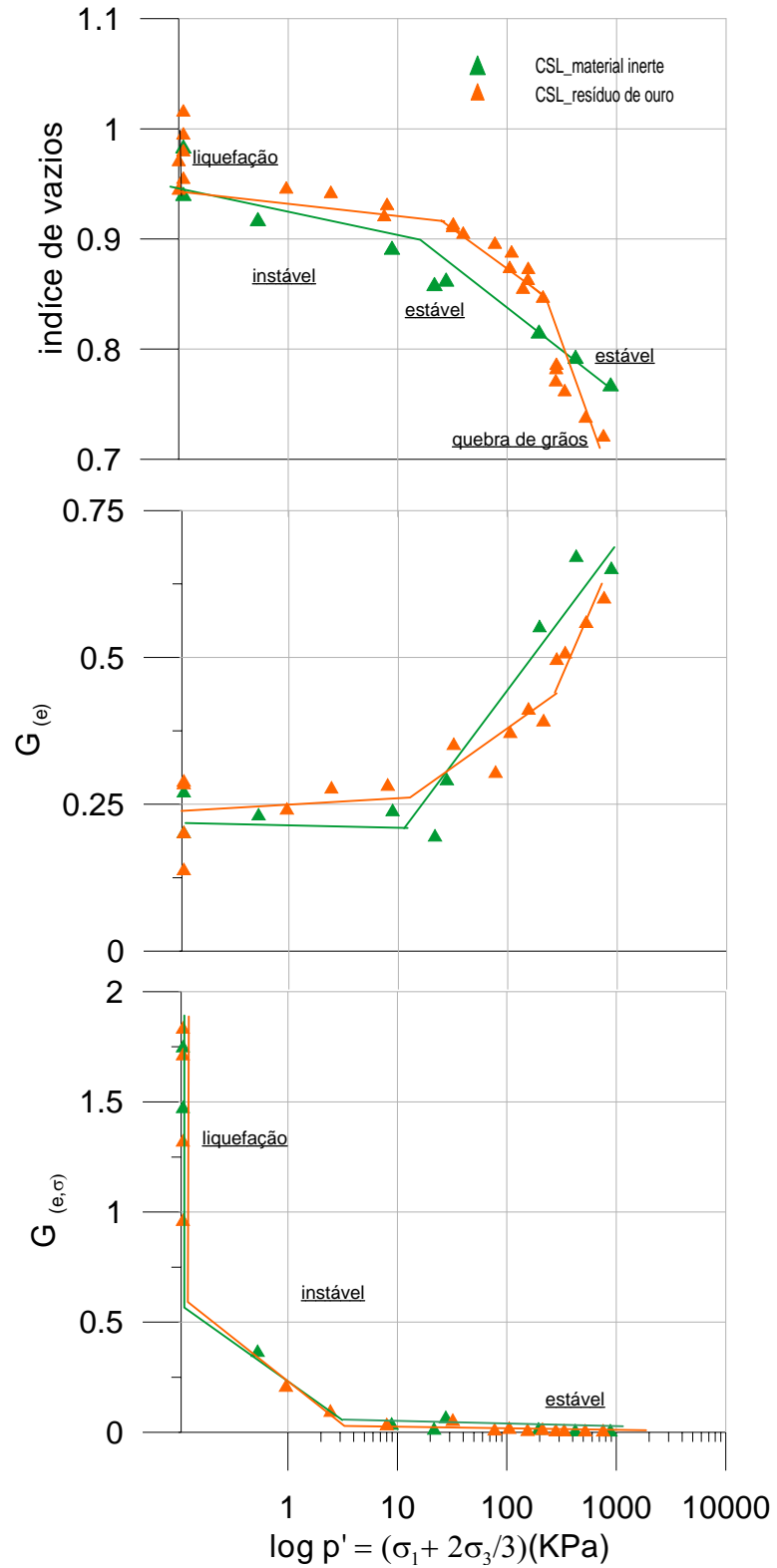


Figura 6.17: Correlação do módulo cisalhante normalizado com a tensão efetiva

No geral observa-se que os valores do módulo cisalhante do resíduo de ouro e do material inerte apresentam valores muito próximos (Figuras 6.16 e 6.17), representando uma alternativa adequada à identificação da susceptibilidade à liquefação de solos, possibilitando observar a mudança de comportamento do material, também evidenciado na linha do estado crítico. A semelhança de  $G$  para ambos materiais está diretamente ligada as mesmas condições de granulometria, forma dos grãos, grau de saturação, densidade, e tensões efetivas das amostras. A partir destas evidências conclui-se que o comportamento geomecânico do resíduo de ouro pode ser modelado usando os mesmos fundamentos teóricos de siltes.



## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas conclusões desta pesquisa, baseadas nos objetivos pretendidos e nos resultados obtidos dos ensaios e análises. O objetivo geral consiste em contribuir no conhecimento relativo à disposição de resíduos provenientes de indústrias de mineração. A proposta básica incide em estudar o comportamento geomecânico destes materiais com o uso de ensaios de laboratório.

A série de ensaios realizados possibilitou a caracterização geotécnica dos materiais cujo comportamento permite estabelecer as seguintes conclusões:

#### *Quanto ao Resíduo de Bauxita*

- As amostras da lama vermelha são classificadas, quanto à granulometria, como silto argilosa e as amostras da areia vermelha como silto arenosa.
- Foi constatado um leve acréscimo de peso específico seco e redução de teor de umidade com a profundidade para a lama vermelha, provavelmente associada à drenagem de fundo.
- Observou-se na lama vermelha um resíduo com grãos relativamente homogêneos, arredondados e com tendência à floculação, mostrando a presença de ferro, alumínio, sódio, silício e titânio. Para a areia vermelha, a amostra mostrou uma microestrutura com grãos arredondados, pouca angularidade e sem floculação, com elementos de ferro, alumínio, sódio e sílica presentes na amostra.

- Os valores de coeficiente de adensamento obtidos nas células de adensamento para a lama vermelha indicam a condição de baixa drenagem, condição refletida também nos valores de coeficiente de condutividade hidráulica. Já a areia vermelha mostrou-se um material com melhores condições de drenagem.
- Resultados de ensaios triaxiais indicam um material com parâmetro efetivo  $\phi' = 36^\circ$  e  $c' = 10 \text{ kPa}$  para a lama vermelha e  $\phi' = 32^\circ$  e  $c' = 0$  para a areia vermelha, dentro da faixa de ocorrência de solos granulares.
- A previsão do comportamento da lama vermelha baseado na teoria do estado crítico identificou um material com baixos riscos à liquefação, sendo este um material plástico com granulometria siltosa, grãos arredondados e bem graduados. Já na areia vermelha foram identificados possíveis riscos de liquefação do material para baixas tensões de confinamento.

#### *Quanto ao Resíduo do processamento do Ouro*

- As amostras de resíduos não-ciclonado são classificadas, quanto à granulometria, como silte areno-argiloso e as amostras de *underflow* como silte arenoso.
- Foi constatado um leve acréscimo de peso específico seco e redução de teor de umidade com a profundidade para os dois tipos de resíduos.
- Para ambas as amostras, resíduo de ouro *underflow* e não ciclonado, observou-se um padrão microestrutural com grãos relativamente angulares, com ferro, sílica e alumínio presentes na amostra.
- Os valores médios de coeficiente de adensamento e coeficiente de condutividade hidráulica obtidos nas células oedométricas indicam a condição de boa drenagem para o resíduo *underflow* e resíduo não ciclonado.
- A partir dos resultados de ensaios triaxiais determinou-se um ângulo de atrito efetivo  $\phi' = 31^\circ$  para o resíduo *underflow* e ângulo de atrito efetivo  $\phi' = 30^\circ$  para o resíduo não-ciclonado, sendo que ambos os materiais não apresentaram coesão.

- A previsão do comportamento do resíduo baseado na teoria do estado crítico identificou risco de liquefação para baixos níveis de tensões de confinamento, e quebra de grãos para tensões de confinamento superiores a 800kPa.
- Para os ensaios realizados com distintas trajetórias de tensões em condições anisotrópicas de adensamento, o mesmo comportamento foi observado: para baixas tensões de confinamento da amostra observaram-se riscos de liquefação do material.
- Nos resultados obtidos através das medidas sísmicas, observou-se um decréscimo do módulo cisalhante do solo com a deformação, mostrando uma queda mais acentuada para baixas tensões de confinamento.
- Valores normalizados do módulo cisalhante em conjunto com a linha do estado crítico mostraram novamente mudança de comportamento do material, reforçando a hipótese de liquefação estática para baixos níveis de tensões.
- A correlação CRR/CSR versus  $V_{s1}$  obtida a partir da aplicação do 'procedimento simplificado' forneceu uma análise confiável na estimativa da susceptibilidade à liquefação para o resíduo de ouro, separando regiões restritas à liquefação dos casos em que não se verificou o fenômeno.

#### *Quanto ao Material Inerte*

- As amostras do material inerte são classificadas, quanto à granulometria, como silte arenoso.
- Os elevados valores de coeficiente de adensamento e coeficientes de condutividade hidráulica indicam a condição de boa drenagem do material.
- Ângulo de atrito efetivo  $\phi' = 30^\circ$  foi obtido a partir dos resultados de ensaios triaxiais, sendo que o material não apresentou coesão.
- A previsão do comportamento do material inerte baseado na teoria do estado crítico identificou risco de liquefação para baixos níveis de tensões de confinamento, comportamento este também evidenciado através do módulo cisalhante do solo (G).

- A partir da comparação dos resultados obtidos no resíduo de ouro e no material inerte foi possível identificar semelhanças de comportamento quanto à plasticidade, coeficiente de adensamento, ângulo de atrito efetivo, estado crítico e ondas de cisalhamento, reforçando a possibilidade de usar o material inerte como um material padrão para futuras pesquisas em materiais siltosos e resíduos de mineração. Ademais esta evidência representa a possibilidade de estender conceitos e modelos desenvolvidos para solos siltosos inertes à resíduos.

Nos materiais siltosos que apresentavam tendência à liquefação observou-se um comportamento singular, ainda não discutido na literatura internacional. Observa-se um comportamento fortemente não-linear da linha do estado crítico. Em trabalhos anteriores a não-linearidade tem sido atribuída à quebra de grãos para tensões acima de aproximadamente 1000kPa (Figura 7.1). Por este motivo alguns pesquisadores sugerem aproximar a linha do estado crítico por dois segmentos de reta, expressa por um comportamento tipicamente bi-linear. Neste trabalho observa-se outro ponto de inflexão para baixas deformações em amostras que apresentam potencial de liquefação. Assim a linha do estado crítico seria representada por, no mínimo, três segmentos conforme representado na Figura 7.2. A curvatura da envoltória de estado crítico representaria mudanças de estado, representada pela tendência à liquefação a baixos níveis de tensões e à quebra de grãos para altas tensões. Comportamento este também evidenciado nos padrões de variação de velocidade das ondas de cisalhamento.

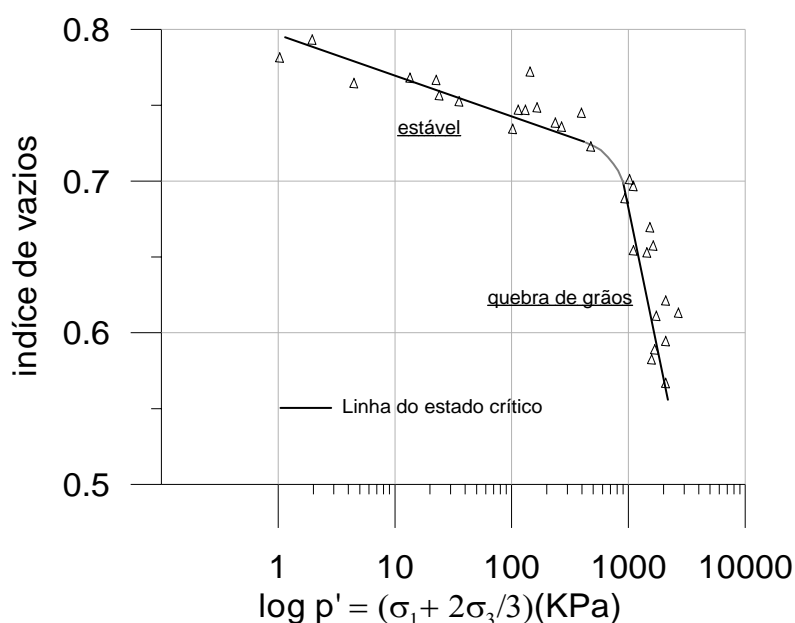


Figura 7.1 Representação de mudança de comportamento da linha do estado crítico em areias, adaptada de Jefferies e Been, 2006.

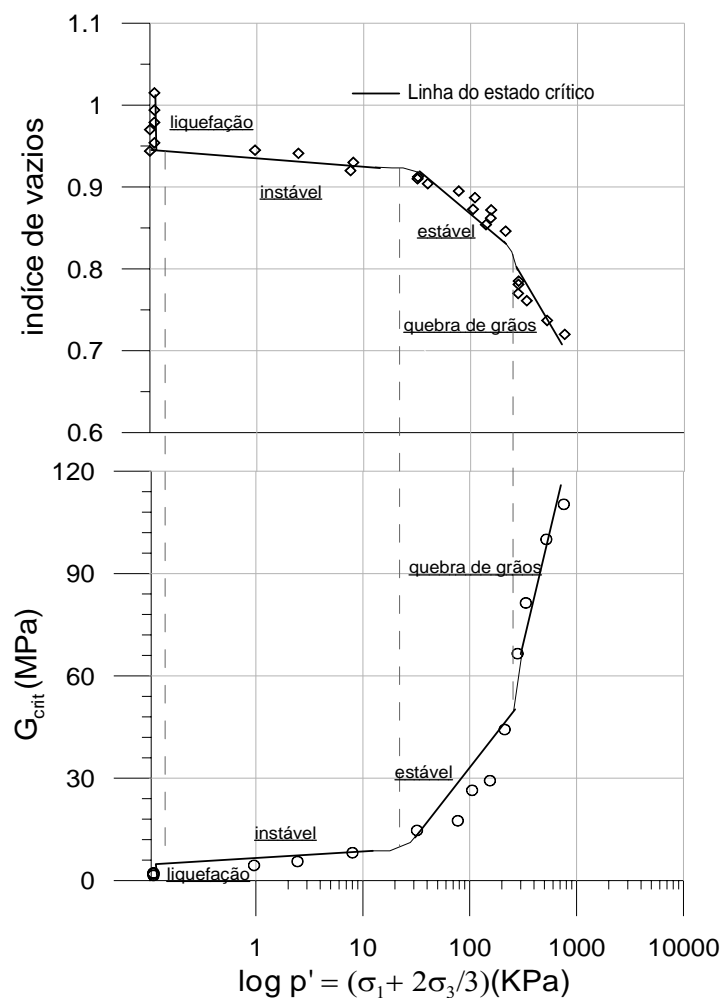


Figura 7.2 Representação de mudança de comportamento da linha do estado crítico no resíduo de ouro

## 7.2 SUGESTÕES PARA PRÓXIMAS PESQUISAS

- Buscar uma melhor definição dos procedimentos de caracterização de resíduos, especialmente para materiais que possuem um fluido intersticial com contaminante.
- Necessidade de pesquisas complementares em solos siltosos, reforçando as metodologias propostas no presente trabalho, baseadas no uso da técnica de *benders elements* e na normalização dos resultados.

- Determinação da superfície de plastificação do material assim como a implementação de modelos constitutivos para definição de novas técnicas de interpretação do comportamento dos resíduos de mineração.
  
- Retirada de amostras indeformadas das áreas de disposição de resíduos e interpretar até que ponto amostras reconstituídas pode representar as condições *in situ*.
  
- Realizar ensaios sísmicos *in situ* nas áreas de forma a estabelecer o comportamento da variação da rigidez (G) para os resíduos de mineração em estudo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBIS, C.P. **Shear wave measurements of the elasticity of the ground**, Geotechnique, Vol.21, No.1, PP.721-726, 1981.

ABRÃO, P, C. **Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil** - In SIMP. Barragens Rejeito e Resíduos Industriais e de Mineração, Anais., V1, p. 2 – 9, 1987.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H.; GOMES, R.C. **Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeito de Minério de Ferro Através de Ensaios de Piezocone**. Solos e Rochas, S. Paulo, 28, Vol 2, 189-203, 2005.

ALTUNDOGAN, H. S.; ALTUNDOGAN, S.; TÜMEN, F.; BILDIK, M., “**Arsenic adsorption from aqueous solutions by activated red mud**”, Waste Management n. 22, pp. 357–363, 2002.

ALVES, M.C.M.; DE CAMPOS, T.M.P. **Sedimentação e Adensamento de uma Lama Vermelha em Ensaios em Coluna Instrumentada**; Anais do II Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO'91), Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 3344. novembro de 1991.

ANDRIANOPOULOS, K. I.; BOUCKOVALAS, G. D.; AND PAPADIMITRIOU, A. G. "A **Critical State Evaluation of Fines Effect on Liquefaction Potential**." Proc. 4th Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics Paper No. 4.06, 2001.

ANDRUS, R.D.; STOKOE II, K.H. **Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 11, pp. 1015-1025, 2000.

ANDRUS, R.D.; STOKOE II, K.H. **Liquefaction resistance Based on Shear Wave Velocity**,” NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Technical Report NCEER – 97-0022. T. L. Youd and I. M. Odriss. Eds. 4-5 Jan. 1996. Nat Ctr For Earthquake Engrg. Res., Buffalo. NY, PP. 89-128, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Análise granulométrica** - NBR 7181, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 13p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica** – NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 18p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1993) **Coleta de amostras indeformadas de solo em furos de sondagem (procedimento)** – NBR 9820. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo. 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457 (1986): **Solo – Amostras de solo** – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459 (1984): Solo – **Determinação do limite de liquidez**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6508 (1984): **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm** – Determinação da massa específica, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181 (1984): Solo – **Análise Granulométrica**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180 (1984): Solo – **Determinação do limite de plasticidade**, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007 (1990): **solo – ensaio de adensamento unidimensional**. Rio de Janeiro, 1990.

ATKINSON, J.H. **Non-linear soil stiffness in routine desing. Geotechnique, Vol. 50, no. 5, PP.487-508**, 2002.

BAYER, K.J. **Studium über die Gewinnung reiner Tonerde**. Chem. Zeitung, 12, p. 1209. Ibid., 14, p. 736, 1888.

BARBOSA, M. C.; SANTOS, A. C. B. **Aspectos Geotécnicos e Ambientais Associados a Rejeitos Finos com Elevado Teor de Água Inicial**. n V REGEO, Proc. Porto Alegre, sessão 11, p 339-361, 2003.

BARROS, J. M. C. **Fatores que afetam o módulo de distorção dinâmico dos solos**, Tese de doutoramento em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil, 1997.

BEDIN, J. **Interpretação de Ensaios de Piezocone em Resíduos de Bauxita**. M.Sc. Dissertação – de Mestrado do Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2006, 150, 2006.

BEDIN, J.; SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L.M. **Estudo das Propriedades Geotécnicas de Resíduos de Bauxita através de Ensaios de Laboratório**. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios COBRAMSEG'2008.



BEDIN, J. SCHNAID, F.; COSTA FILHO, L.M. **Estudo das Propriedades Geotécnicas de Resíduos de Mineração de Ouro**. In: IV Congresso Luso Brasileiro de Geotécnica, Coimbra, Portugal, 2008.

BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. **A state parameter for sands**. Géotechnique, V 35, n. 2, p. 99-112, 1985.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G.; CROOKS, J.H.A.; ROTTENBERG, L. **“The cone penetration test in sands: part II. General inference of state”**. Géotechnique, Vol. 37, N° 3, pp.285-299, 1987.

BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. **“A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing”**. Géotechnique, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670, 1975.

BLIGHT, G.E.; FOURIE A.B. **A review of catastrophic flow failures of deposits of mine waste and municipal refuse**. University of the Witwatersrand, Johannesburg, South Africa, 2003.

BLIGHT, G.E. AND STEFFEN, O.K.H. **“Geotechnics of Gold Mine Waste Disposal”** Current Geotechnical Practice in Mine Waste Disposal, ASCE, 1979.

BO, M. W.; CHOA V.; WONG K. S. **Compression tests on a slurry using a small-scale consolidometer**. Canadian Geotechnical Journal. 39. p.388-398, 2002.

BOUKPETI, N.; DRESCHER, A. **Triaxial behavior of refined Superior sand model**. Computers Geotechnics. V 26, p. 65-81, 2000.

BOUKPETI, N.; MRÓZ, Z.; DRESCHER, A. **Refined Superior sand model and static liquefaction**. Fourteenth Engineering Mechanics Conference, Department of civil Engineering, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, U.S.A. Compiled by Dilip R. Maniar. Ed. John L. Tassoulas. May 21-24, 2000.

BOYNTON, S. S.; DANIEL, D.E. **“Hydraulic Conductivity Tests on Compacted Clay**, “Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, New York, Vol, 111, No. 4, pp. 465-478, 1984.

BRUNORI, C.; CREMISINI, C.; MASSANISSO, P.; PINTO, V.; TORRICELLI, L. **“Reuse of a treated red mud bauxite waste: studies on environmental compatibility”**, Journal of Hazardous Materials, V. 117, n.1, p. 55-63, 2005.

BS- 1377. **Methods of test for soils for civil engineering purposes**. General requirements and sample preparation, British Standards Institution 38 p,1990.

CASAGRANDE, A. **Characteristic of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slope and Earth Fill**. Journal of the Boston Society of Civil Engineering, January, p. 13-32, 1936.

CASAGRANDE, A.; FADUM, R. E. **Notes on soil testing for engineering purposes.** Harvard University Graduate School Engineering Publication, No. 8, Cambridge, MA, 1940.

CASTRO, G. **Liquefaction of sand.** Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1969.

CHANG, N.Y.; YEH, S.T.; KAUFMAN, L.P. **“Liquefaction Potential Of Clean And Silty Sands”** Proceedings of the 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, USA, Vol. 2, pp. 1017-1032, 1982.

CHAVES, A.P.; PERES, A.E.C. **Teoria e prática do tratamento de minérios, V 1, V2,** Signus, São Paulo, 1996.

CHAVES, A.P.; PERES, A.E.C. **Teoria e prática do tratamento de minérios: Britagem, Peneiramento e Moagem, V3,** Signus, São Paulo, 1999.

CICCU, R., GHIANI, M., SERCI, A., FADDA, S., PERETTI, R., ZUCCA, A. **“Heavy metal immobilization in the mining-contaminated soils using various industrial wastes”**, Minerals Engineering, n. 16, p. 187–192, 2003.

CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A.; BICA, A. V. D.; SIDDIQUE, A. **The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation.** Geotechnical Testing Journal, Philadelphia: ASTM, v.12, n.1, p.69-76, 1989.

CORNFORTH D. H.; WORTH, E.G.; WRIGHT, W. L. **Observation and analysis of a flow slide in sand fill.** In British Geotechnical Society, Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, Wiley, New York, p. 136-151, 1975.

COOP, M.R. & LEE, I.K. **The behaviour of granular soils at elevated stresses.** Predictive Soil Mechanics, Proc. C.P.Wroth Mem Symp., Thomas Telford, London, 186-198, 1993.

COOP, M. R.; JOVICIC, V.; ATKINSON, J.H. **Comparisons between soil stiffnesses in laboratory tests using dynamic and continuous loading., PP.267-270, 2001.**

COSTA FILHO, L.M.; SANTOS, A.C.B.; PALMA, A. **Investigação Geotécnica em Rejeitos de Mineração de Ouro;** Anais do XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, I Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, III Sinpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, São Paulo, Brasil, 2002.

COSTA FILHO, L.M. **Improving tailings dam safety: Critica; Aspects of Management, Design, Operation and Closure.** Bulletin, 66p., dezembro, 2006.

CRPM. **Programa Nacional de Produção de Ouro (PNPO).** Mapa de Reservas e Produção de ouro do Brasil, 1998.

CUBRINOVSKI, M.; ISHIHARA, K.; FURUKAWAZONO, K. **Analysis of two case histories on liquefaction of reclaimed deposits**. Auckland, New Zealand: 12th World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE 2000), 30 Jan-4 Feb 2000. In Proceedings of 12WCEE 2000, 1618, 8 pp, 2000.

DARCY. **Histoire des Fontaines Publique de Dijon**, Paris: Dalmont, pp 590-594, 1856.

DAVIES, M. P.; MARTIN, T.E. **Tailings and Mine Waste**, Proceedings of the Seventh International Conference on Tailings and Mine Waste, Fort Collins, Colorado, USA, ISBN 90 5809 126 0, Rotterdam/Brookfield, p. 3-15, 1999.

DIAZ, B.; JOIRET, S.; KEDDAM, M.; NÓVOA, X. R.; PÉREZ, M. C.; TAKENOUTI, H. **“Passivity of iron in red mud’s water solutions”**, *Eletochimica Acta*, n. 49, p. 3039-3048, 2004.

DIAZ-RUBIO, F. G.; PEREZ, J. R.; GALVEZ, V. S. **The spalling of long bars as a reliable method of measuring the dynamic tensile strength of ceramics** - *International Journal of Impact Engineering* 27, 161 –177, 2002.

DNPM, Departamento Nacional de Produção Mineral, CDEM – **O Universo da Mineração Brasileira**. A produção das 1862 Minas no Brasil, 2000.

DOBRY, R.; ALVAREZ, L. **“Seismic Failures Of Chilean Tailings Dams”** *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93(6), pp. 237-260, 1967.

DRESCHER, A.; MROZ Z. **A refined superior sand model**. *Proceeding, Numerical Models in Geomechanics VI*. Eds. Pande G.N. e Pietruszczak S., p. 21-26, 1997.

DYVIK, R. E.; MADHSUS, C. **Lab measurements of Gmax using bender elements**. *Proceedings ASCE Annual Convention: Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, Detroit, Michigan, p. 186-197, 1985.

ELIAS, D. C. **Geotechnical Properties of Bauxite Residue and Their Use in Planning Disposal Facilities**. In *LIGHT METALS ANNUAL MEETING, Proc....*, p 149-164, 1995.

ELMORE, W. C.; HEALD M. A. **Physics of Waves**, McGraw–Hill, New York, 1969.

ESPOSITO, T.J. **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico**. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF,363p, 2000.

ESPÓSITO, T. J. ; ASSIS, A. P. **Aplicação da estatística na avaliação do uso de parâmetros geotécnicos de resistência em projetos de barragens de rejeitos..** In: V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 2003, Porto Alegre. Regeo'2003. São Paulo, SP : ABMS, V. 1. p. 1-4, 2003.

FAHEY, M.; NEWSON, T. A.; FUJIYASU, Y. "**Engineering with tailings**", In: Environmental Geotechnics, v. 2, Balkema, pp. 947-973, Rio de Janeiro, Brasil, 2002.

FERREIRA, C.M. F. **Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes**. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação de mestrado. FEUP- Universidade do Porto, Portugal, 2003.

FINN, W. D. L.; PICKERING, D. J.; BRANSBY, P. L. "**Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests.**" J. Soil Mech. and Found. Div., 97\_4\_, 639–659, 1971.

FONSECA, M. A. G.; **Derivação em triaxial cíclico de parâmetros de estado e de acção sísmica que induziram liquefacção de areias dunares num sismo em argel, Sensibilidade das velocidades de ondas de corte como índice de risco**. Dissertação de mestrado da especialização em engenharia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 145 pg, 2009.

FOURIE, A.B.; PAPAGEORGIOU, G. **Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailing**. Can, Geotech. J.V38: p.695-706, 2001.

FOURIE, A.B.; BLIGHT, G.E.; PAPAGEORGIOU, G. **Static liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam failure**. Can, Geotech. J.V38:p. 707-719, 2001.

FREITAS, R. A. S. "**Comportamento de geotêxteis como filtros em resíduos – Fosfogesso e lama vermelha**", Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.

GARGA, V.; McKAY, L. "**Cyclic Triaxial Strength Of Mines Tailings**" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110(8), pp.1091- 1105, 1984.

GARRIDO FILHA, I.; COSTA, I. B.; RIBEIRO, G. V. **Estudo da área Mineradora de Carajás, Revista Brasileira de Geografia**, 50(4): p.105-163, Rio de Janeiro, out/dez, 1988.

GARRIDO FILHA, I.; RIBEIRO, G. V.; COSTA, I. B.; AZEVEDO, J.; ESTEVES, M. G.; AMENDOLA, P. L.; NEVES, V. **Mineração: Uso do Solo e Meio Ambiente na Amazônia Proposta Metodológica, Revista Brasileira de Geografia**, 51(3): p.25-51, RIO DE Janeiro, jul/set, 1989.

GARRIDO FILHA, I.; RIBEIRO, G. V.; COSTA, I. B.; AZEVEDO, J.; ESTEVES, M. G.; AMENDOLA, P. L.; NEVES, V. **Mineração da Bauxita no vale do Trombetas Estudo de meio ambiente e Uso do Solo**, Revista Brasileira de Geografia, 52(3): p.41-82, Rio de Janeiro, jul/set, 1990.

GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIM, Y. S.; SATO, T. "**A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory.**" Soils Found., 31\_1\_, 169–180, 1991.

GREENING, P.D.; NASH, D.F.T.; BENAHMED, N.; VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C. **Comparison of shear wave velocity measurements in different materials using time and frequency domain techniques** Proceedings of Deformation Characteristics of Geomaterials, Lyon, France, 22-24 September, Lyon, France: Balkema, p. 381-386, 2003.

GUERRA, F., “ **Controlling the Phreatic Surface**, “ Proc. 2nd Int. Tailings Symp., Argall, G. (ed), Meller Freeman, San Francisco, pp. 292-326, 1979.

GUILLÉN, J. L. C. **Estudo de Modelos Constitutivos para Previsão da Liquefação em Solos sob Carregamento Monotônico**. Dissertação de mestrado, PUC Rio de Janeiro, 140p, 2004.

HABASHI, F. **A short history of hydrometallurgy**. Hydrometallurgy, n.79, p. 15-22, 2005.

HALÁSZ, J. ; HODOS, M.; HANNUS, I.; TASI, G.; KIRICSI, I. “Catalytic detoxification of **C2-chlorohydrocarbons over iron-containing oxide and zeolite catalysts**”, Colloids and Surfaces A: Physicochemistry Eng. Aspects, n. 265, p. 171-177, 2005.

HAMEL, J. V.; GUNDESON, J. W. "**Shear Strength of Home Stake Slimes Tailings**," Journal of Soil Mech. and Foundations Division, ASCE, Vol. 99, No. SM5, pp. 427-431, 1973.

HARDIN, B. O.; RICHARD, F. E. Jr. **Elastic wave velocities in granular soils**, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.89, No.1, PP.33-65, 1963.

HIND, A. R.; BHARGAVA, S. K.; GROCOTT, S. C. **The surface chemistry of Bayer process solids: a review - Colloids and Surfaces**. A: Physicochemical and Engineering Aspects, 146, 359–374, 1999.

HOLZER, T. L.; YOUND, T. L.; HANKS, T. C. “**Dynamics of Liquefaction During the 1987 Superstition Hills, California, Earthquake**” *Science*, Vol. 244, April 7, pp. 56-59, 1989.

ISHIHARA, K. **Post-earthquake failure of a tailing dam due to liquefaction of de pound deposit**. Proceedings, International Conference on the case Histories in Geotechnical Engineering, University of Missouri, St. Louis, V 1, p. 1129- 1143, 1984.

ISHIHARA, K. **Stability of natural deposits during earthquakes**. Proceedings, 11<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, V 1, p. 321-376, 1985.

ISHIHARA, K. **Liquefaction and flow failure during earthquakes**, Géotechnique, V43, n. 3, p. 351- 415, 1993.

ISHIHARA, K.; KOSEKI, J. “**Cyclic Shear Strength of Fines-Containing Sands**”. Earthquake and Geotechnical. Engrg., Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 101-106, 1989.

ISHIHARA, K.; TATSUOKA, F. and YASUA, S. **Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses**. Soils and Foundations, V 15, n. 1, p. 29-44, 1975.

ISHIHARA, K.; TRONCOSO, J.; KAWASE, Y.; TAKAHASHI, Y. **“Cyclic Strength Characteristics of Tailings Materials”**, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, V. 20, No. 4, December, p 127-141, 1980.

ISHIHARA, K.; TSUCHIYA, H.; HUANG, Y.; KAMADA, K. **Recent studies on liquefaction resistance of sand – effect of saturation** (Keynote Lecture). Proceedings of the 4 International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, 2001.

ISHIHARA, K.; KOSEKI, J. **“Cyclic Shear Strength of Fines-Containing Sands”**. **Earthquake and Geotechnical**. Engrg., Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 101-106. 1989.

IWASAKI, T.; TATSUOKA, F.; TAKAGI, Y. **Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading**. Soils and Foundations, Vol. 18, No.1, pp.39-56, 1978.

JAKY, J. **“The coefficient of earth pressure at rest”**. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358, 1944.

JAMIOLKOWSKI, M.; LEROUEILL, S.; LO PRESTI, D.C.F. Design parameters from theory to practice. Theme Lecture. Proceedings of Geo-Coast'91, Yokohama, Vol.2, pp.877-917.1991

JEFFERIES. M.; BEEN, K. **“Soil Liquefaction A Critical State Approach”** **Civil Engineering**; Soil & Rock Mechanics, Publisher: Routledge, UK , 2006.

JENNINGS, P. C. **The failure of a slimes dam at Bafokeng**. Civil Engineering in South Africa, V6, 135-140, 1979.

KARA, M. **“BCR - From Byproduct To Brick: Using Red Mud Waste as a Construction Material”**, [http://www.ceramicindustry.com/CDA/ArticleInformation/features/BNP\\_\\_Features\\_\\_Item/0,2710,8119,00.html](http://www.ceramicindustry.com/CDA/ArticleInformation/features/BNP__Features__Item/0,2710,8119,00.html). Acessado em setembro de 2005.

KAYEN, R. E.; MITCHELL, J. K.; SEED, F. B.; LODGE, A. NISHIO, S.; COUTINHO. R. **“Evaluation of SPT-, CPT-, and Shear Wave-Based Methods for Liquefaction Potential Assessment** Using Loma Prieta Data. “ Proc. Fourth Japan- U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Technical Report NCEER-92-0019, M. Hamada and T. d. o'Rourke, Eds., 27-29 May, Honolulu, Hawaii, Nar. Ctr. For Earthquake Engrg. Res. Buffalo. NY, Vol, 1, pp. 177-204, 1992.

KIRKPATRICK, D.B. **“Red mud product development”**, The Minerals, Metals & Materials Society, 1996. SILVA FILHO, E.B., ALVES, M.C. M., DA MOTTA, M., Revista Matéria, V 12, n. 2, p. 322 – 338,. 336. 1996.

KLEINER, D. E. **Design and construction of an embankment dam to impound gypsum wasted**. Proceeding, 12th International Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams, Mexico City, 235-249, 1976.

KNOP, A. **Comportamento de liners atacados quimicamente**. 2007. 240p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

KOESTER, J.P. **“The Influence Of Fine Type And Content On Cyclic Strength”** Ground Failures Under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication No. 44, ASCE, pp. 17-33, 1994.

KOMNITSAS, K.; BARTZAS, G.; PASPALIARIS, I. **“Efficiency of limestone and red mud barriers: laboratory column studies”**, Minerals engineering, n. 17, p. 183-194, 2004.

KOUMANOVA, B., DRAME, M., POPANGELOVA, M. **“Phosphate removal from aqueous solutions using red mud wasted in bauxite Bayer's process”**, Resources, Conservation and Recycling, n.19, p. 11-20, 1997.

KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, 1996.

KRIZEK, R.J. Geotechnics of high water content materials; ASTM STP 1374 – **“Geotechnics of High Water Content Materials”**, T.B. Edil & P.J. Fox (editores), American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, EUA, p. 3-28, 2000.

LADE, P. V.; HERNANDEZ, S. B. **Membrane penetration effects in undrained tests**. J. Geotech. Engng Div., ASCE103, 109–125, 1977.

LADE, R. S. **Preparing test specimens using undercompaction**. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia, V1, n.1, p.16-23, 1978.

LADE, P.V.; NELSON, R.B.; ITO, Y.M. **“Nonassociated flow and stability of granular materials”**, J. Eng. Mech., ASCE, 113(9), 1302-1328, 1987.

LADE, P.V.; NELSON, R. B.; ITO, Y.M. **“Instability of granular materials with nonassociated flow”**, J. Eng. Mech., ASCE, 114(12), 2173-2191, 1988.

LADE, P.V.; PRADEL, D. **“Instability and plastic flow of soils, I: Experimental observations”**, J. Eng. Mech., ASCE, 116(11), 2532-2550, 1990.

LADE, P.V. **“Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes”**, J. Geotech. Eng., ASCE, 118(1), 51-71, 1992.

LADE, P.V. **“Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm”**, Can. Geotech. J., 30(5), 895- 904, 1993.

LADE, P.V. **“Creep effects on static and cyclic instability of granular soils”**, J. Geotech. Eng., ASCE, 120(2), 404-419, 1994a.

LADE, P.V. **“Instability and liquefaction of granular materials”**, Comput. Geotech., 16, 123-151, 1994b.

LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A. **Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands**. Canadian Geotechnical Journal, V 34, P.918-928, 1997.

LADE, P.V.; LIGGIO, C.D. JR.; YAMAMURO, J.A. **“Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand”**, Geotech. Test. J., ASTM, GTJODJ, 21(4), 336-347, 1998.

LADE, P.V.; YAMAMURO J. A. **Physics and Mechanics of Soil Liquefaction**. Rotterdam, Balkema, 1999.

LADE, P. V.; YAMAMURO, J. A.; LIGGIO. C.D, **Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand**. Geomechanics and Engineering, Vol. 1, No. 1 (2009) 1-15, 2009.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, USA. 553 p, 1979.

LARA, J. L; BARRERA, S. **Seismic Behaviour of Tailings Deposits and Alternatives for Use in The Post-Operation Stage**. Chile, 1999.

LEE, K.L.; SEED, H.B. **“Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction Of sand”** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, SM1, pp. 47-70, 1967a.

LI, L. Y. **A study of iron mineral transformation to reduce red mud tailings** -Waste Management, V 21, p.. 525 – 534, 2001.

LINS, F. F. **Flotação de minérios de ouro**.(relatório interno CETEM), 2000.

LINGS, M.L. Greening, P.D. **A novel bender/extender element for soil testing**. Geotechnique, Vol.51, No. 8, PP.713-717, 2001.

LODGE, A. L. **“Shear Wave Velocity Measurements for Subsurface Characterization,”** Ph.D. Dissertation, Univ. of Calif. At Berkeley, 1994.

MANASSERO, M. **Hydraulic conductivity assessment of slurry wall using piezocone test**. Journal of Geotechnical Engineering ASCE V 120, n. 1994.



MARTINS, F. B. **Automatização do Equipamento Triaxial** . Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 1994.

MASWOSWE, J. J. **“Stress path method for a compacted soil during collapse due to wetting.”** Ph.D. thesis, Univ. of London, London, 1985.

McCONCHIE, D.; CLARK, M.; DAVIES-McCONCHIE, F. **“New strategies for the management of bauxite refinery residues (red mud)”**, In: Proceedings of the 6th international alumina quality workshop, Brisbane, Australia, p 327-332, 2002.

McPHAIL. G.; NOBLE, A.; PAPAGEORGIOU, G.; WILKINSON, D. **Development and Implementation of Thickened Tailings Discharge at Osborne Mine, Queensland, Australia**, International Seminar on Paste and Thickened Tailings, 2004.

MELLO, L. G. **Large Strain Consolidation for Fly Wastes Deposits** - Seminari di Ingegneria Geotecnica, Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, 1985.

MELLO, J. W. V.; ABRAHÃO, W. A. P. **Geoquímica da drenagem ácida. In: DIAS, L.E. & MELLO, J.W.V., eds. Recuperação de áreas degradadas.** Viçosa, Universidade Federal de Viçosa. p.45-57, 1998.

De MELLO, L. G. F. S.; da SILVEIRA, A. A. **Leis da compressibilidade e Permeabilidade de Alguns Rejeitos Brasileiros;** Anais do II Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração (REGEO'91), Rio de Janeiro, 1991;V 1,p.67-75, 1991.

MOGAMI, T.; KUBO, K. **“The Behavior of Soil During Vibration”** Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 152-153, 1953.

MULILIS, J. P.; SEED, B.; CHAN, C.K.; MITCHELL, J. K.; ARULANANDAN, K. **“Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction”**. Journal of Geotech. Eng. Div., ASCE, vol. 103, No. GT2, February, 1977, p. 91-107.1977.

MULILIS, J.P.; TOWNSEND, F. C.; HORZ, R.C. **“Triaxial Testing Techniques and Sand Liquefaction”**. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, 1978, p. 265-279, 1978.

NOVA, R.; WOOD D.M. **A constitutive model for sand in triaxial compression.** Int.J.Num.Anal. Meth.Geomech, V 3, p. 255-278, 1979.

OKUSA, S.; ANMA, S.; MAIKUMA, H. **“Liquefaction Of Mine Tailings In The 1978 Izu-Oshima-Kinkai Earthquake, Central Japan”** Proceedings. of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, Vol. 3, pp. 89-96, 1980.

PARRA, P. C.; PEREIRA, N.T.L. **Ruptura da Barragem de Rejeitos da Mina de Fernandinho**. Anais do Simpósio - Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração. V1, p.423 – 444, 1987.

PARRA, P. C.; RAMOS, J.V. **Ruptura, Recuperação e Estabilização da Barragem de Rejeitos da Mina do Pico de São Luiz**. Anais do Simpósio - Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração. V1,p. 445 – 462, 1987.

PAREKH, B.; GOLDBERGER,W. **An Assessment of Technology for Possible Utilization of Bayer Process Muds**. U. S. EPA, EPA-600/2-76-301, 1976.

PARK, S.; JUN, B. **“Improvement of red mud polymer-matrix nanocomposites by red mud surface treatment”**, Journal of Colloid and Interface, n. 284, p. 204-209, 2005.

PEDROSA, S.B.M. **Projeto e Implantação da área de disposição de resíduos de bauxita da alumar**; Anais do IV Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, São Jose dos Campos, Brasil, 1999.

PENG, F.; LIANG, K. M.; SHAO, H.; HU, A. M. **“Nano-crystal glass-ceramics obtained by crystallization by vitrified red mud”**, Chemosfere, n. 59, p. 899-903, 2005.

PERES, C. A. E.; CHAVES,A.P.; LINS, F. A. F.; TOREM, M. L. **Beneficiamento de minérios de ouro**. Rio de Janeiro, 2002.

PEREIRA, N.T.L. **“Avaliação sobre o Desempenho de Barragens de Rejeitos”**. Curso de Controle da Poluição na Mineração. V. 2.p. 291-320, 1987.

PIGA, L.; POCHETTI F.; STOPPA, L. **“Application of thermal analysis techniques to a sample of red mud - a by-product of the Bayer process - for magnetic separation”**, Thermochimica Acta, n. 254. p 337-345, 1995.

POLITO, P. P. **The Effects Of Non-Plastic and Plastic Fines On The Liquefaction Of Sandy Soils**. Dissertation submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 1999.

PRADHAN, J.; DAS, S. N.; DAS, J.; RAO, S. B.; THAKUR, R.S. **“Characterization of Indian red muds and recovery of their metal values”**, Light Metals, p. 87-92, 1996.

REESE, K. M.; CUNDIFF, W. H. **In Aluminium Production the First Stage is Alumina**. Eng. Chem. 47, 1, 1955.

REDDY, C.O. **Particle Form and its Impact on Packing and Shear Behaviour of Particulate Materials**, A Thesis Submitted in Fulfilment of the Degree of Doctor of Philosophy in the School of Civil Engineering and the Environment of the University of Southampton May, 2008.

RIBEIRO, L.F.M.; PRESOTTI, E.S.; PEREIRA, E.L. **Influência do Teor de Ferro nos Parâmetros de Resistência de um Rejeito de Minério de Ferro.** n V REGEO, Proc...Porto Alegre, sessão 11, p 364, 2003.

ROBERTSON, A. MACG.; LLYOD, T.; ROBINS, M. **Residue Disposal at Sadiola Hill Gold Mine: Stability Evaluation by Field Testing.** In Proceedings of the International Mining Conference, Johannesburg, SA, 2003.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. **Liquefaction potential on sands using CPT,** Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 111, GT3, pp. 384-403, 1985.

ROBERTSON, P. K.; WOELLER, D. J.; FINN, W. D. L. **“ Seismic Cone Penetration Test for Evaluating Liquefaction Potential Under Cyclic Loading,** “ Canadian Geotech. H., Vol. 29, pp. 686-695, 1992.

RODRIGUES, I. L.; MOURA, L. **ALUMAR Residue Lake No 1 – Monitoring and Rehabilitation. In An Int. Bauxite Tailings Works.;** Proc...Spons by The Aust. Baux. And Alum. Producers, Perth, West. Aust., p.p. 205-220, 1992.

ROCHA NETO, E. A. **Utilização de um equipamento triaxial para estudo da liquefação de uma mistura de rejeitos de minérios de granulometria fina.** Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, UFV, 2006.

RODRIGUES, I. L.; MOURA, L. **ALUMAR Residue Lake No 1 – Monitoring and Rehabilitation. In An Int. Bauxite Tailings Works.;** Proc...Spons by The Aust. Baux. And Alum. Producers, Perth, West. Aust., p. 205-220, 1992.

ROESLER, S. **Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, No. 7, pp. 871-880.

SANTOS A. C. B.; COSTA FILHO. L. M.; DANZIGER B. R. **Caracterização Geotécnica de um Rejeito de Ouro.** V Congresso de Engenharia Civil, Juiz de Fora, MG, 2002.

SEED, H. B. **Soil Liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes.** Journal of Geotechnical Engineering, ASCE ,Vol. 105, No. 2, p. 201-255, 1979.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Simplified procedures for evaluating soil liquefaction potential,** Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 97, SM9, pp. 1249-1273, 1971.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Ground motions and soil liquefaction during earthquakes.** Earthquake Engineering Research Institute Monograph, 1982.

SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. **The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations**, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445, 1985.

SCHNAID, F. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F. BEDIN, J.; COSTA FILHO, L.M. **Drainage characterization of tailings from in situ**. Proceedings ISC-3 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, 2008.

SCHNAID, F. BEDIN, J.; COSTA FILHO, L.M. **Piezocone in silty tailing materials**. Studia geotechnical et mechanica, Polonia, Special Issue, No. 1-2,p.151-162, 2007.

SCHNAID, F.; LEHANE, B.M.; FAHEY. M. **In situ test characterization of unusual geomaterials**, 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto,(1):p. 49-74, 2004.

SCHNAID, F. **Geo-Characterization and Properties of Natural Soils by In Situ Tests**. Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, (1):p.3-47, 2005.

SHERIF, M. A.; ISHIBASHI, I.; TSUCHIYA, C. **Saturation effect on initial soil liquefaction**. J. Geotech. Engng Div., ASCE103, 914-917, 1977.

SILVA, M. G.; COELHO, C. E. S.; TEIXEIRA, J. B. G.; SILVA, R. A.; SOUZA, J. A. B. **The Rio Itapicuru greenstonebelt evolution and review of Gold Mineralization**. Mineralium Deposita, V36: p.345-357, 2001.

SINGH, S. **"Liquefaction Characteristics of Silts"**. Santa Clara University, Santa Clara, 1995.

SOMOGYI, F.; GRAY, D. **Engineering Properties Affecting Disposal of Red Muds**. In Conf. On Geotechnical Practice For Disposal Of Solid Wastes Materials, Proc... ASCE, Michigan, p. 1-22, 1977.

SOUZA PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

SHU, W.S.; YE, Z.H.; LAN, C.Y.; ZHANG, Z.Q.; WONG, M.H. **Acidification of lead/zinc mine tailings and its effect on heavy metal mobility**. Environ. Internat., 26:p.389-394, 2001.

SKEMPTON, A. W. **The Pore-pressure Coefficients A and B**. Géotechnique, London, V.4, p.143-147, 1954.

SODERBERG, R. L.; BUSCH R. A. **"Design Guide for Metal and Nonmetal Tailings Disposal"**, BuMines, IC 8755, 136 p, 1977.

SOMOGYI, F.; GRAY, D. **Engineering Properties Affecting Disposal of Red Muds**. In CONF. ON GEOTECHNICAL PRACTICE FOR DISPOSAL OF SOLID WASTES MATERIALS, Proc... ASCE, Michigan, pp. 1-22, 1977.

STINSON, J. M. Correlation of red mud consolidation with its soil properties. In Light Metals, 110th Aime Annual Meeting, Proc... Chicago, Illinois, 1981.

STOKOE, K.H.; SANTAMARINA, J. C. **Seismic-Wave-Based Testing in Geotechnical Engineering**, GeoEng 2000, Melbourne, Australia, November, pp. 1490-1536, 2000.

TAYLOR, D.W. **“Fundamental of Soil Mechanics”**. John Wiley & Sons, New York, 1948.

TERZAGHI, K., AND RALPH B. PECK, 1948, **Soil Mechanics in Engineering Practice**, John Wiley and Sons, New York. The second edition by Ralph B. Peck, 1967 The third edition by Ralph B. Peck and Gholamreza Mesri, 1996.

TERZAGHI, K.; AND PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**, Wiley, New York, 1967.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. **“Soil mechanics in engineering practice”**. John Wiley and Sons Co., New York, 3a ed., 549 p, 1996.

TIBANA, S. **Desenvolvimento de uma Célula Triaxial Cíclica Servo Controlada e Estudo da Susceptibilidade à Liquefação de um Resíduo da Lavra de Mineração de Ferro**. Tese Doutorado em Engenharia Civil. DEC PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1997.

TOKIMATSU, K.; UCHIDA, A. **“ Correlation Between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity “** Soils and Foundation., Japanese Society of Soil Mechanics and Found. Engrg., Vol. 30, No. 2 pp. 33-42, 1990.

TOWNSEND, F.C. **“A Review of Factors Affecting Cyclic Triaxial Tests”**, Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654, p 356-383, 1978.

TSUCHIDA, H. **“Prediction and Counter Measure against the Liquefaction in Sands Deposits”**. Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute, Ministry of Transport, p. 3.1 - 3.33, 1970.

VAID, Y.P.; NEGUSSEY, D. **“Relative Density of Air and Water Pluviated Sand”**. **Soils and Foundations**, vV.24, No. 2, p 101-105, 1984.

VIANA DA FONSECA, A. **“Correlating in situ parameters from different testing procedures in Oporto residual soil from granite”**. 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks'. Proc. Int. Symp., Vol. 1, pp. 841-848. Ed. Anagnostopoulos et al. A.A.Balkema, Rotterdam, 1993.

VIANA DA FONSECA, A. **Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas.** Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, 1996.

VIANA DA FONSECA, A.; COSTA, C. F. G. “**True Triaxial and Stress-Path Cell Controlled by ‘TRIAX’**”; “**Data Acquisition with Datascan of transducers used in ‘True Triaxial’ and ‘Stress-Path’ Cell**”. Manuais do sistema automáticos e de controlo de ensaios triaxiais do Laboratório de Geotecnia da FEUP. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.

VIANA DA FONSECA, A., FERREIRA, C., and FAHEY, M. “**A framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency-domain methods.**” *Geotech. Test. J.*, 32\_2\_, 91–107, 2009.

VICK, S.G. **Planning, Design and Analysis of Tailings Dams.** John Wiley & Sons, Inc., 369 p, 1983.

VICK, S.G. **Planning, design, and analysis of tailings dams.** Vancouver, BiTech. ISBN: 0921095120. 2nd Edition. xi, 369, 1990.

VILLAR, L. F.; CAMPOS, T. M. P.; AZEVEDO, R.; ZORNBERG, J. G. **Avaliação Experimental da Compressibilidade e Permeabilidade de Rejeitos Mito Moles Obtidas Via Ensaios do Tipo CRS.** VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, Proc...Recife, 2007.

VILLAR, L. F. S. **Análise do comportamento de resíduos industriais de bauxita: desenvolvimento de facilidades experimentais de campo e de laboratório.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 225p, 1990.

VILLAR, L. F. S.; DE CAMPOS, T. M.; COSTA FILHO, L. M. **Avaliação In Situ de Características de Adensamento de Resíduos Descartados sob a Forma de Lama.** In XI COBRAMSEF, Anais... Brasília, Vol 3, pp 1837 – 1844, 1998.

VILLAR, L.H.A. **Estudo do Adensamento e Ressecamento de Resíduos de Mineração e Processamento de Bauxita.** Tese de doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 461p, 2002.

YALÇIN, N.; SEVINÇ, V. “**Utilization of bauxite waste in ceramic glazes**”, *Ceramics International*, n 26, pp. 485-493, 2000.

YANG, J. **Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity.** *Geotechnique*, Vol. 52, No, 4, PP. 295-298, 2002.

YOSHIMI, Y.; TANAKA, K.; TOKIMATSU, K. **Liquefaction resistance of a partially saturated sand.** Soils Found.29, 157–162, 1989.

YOU, T. L. "**Liquefaction resistance of soils:** Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, 127(10), 817-833, 2001.

YOU, T. L.; IDRIS, I. M. Proceedings of the NCEER Workshop on **Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils**, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York, 1997.

YUNXIN Q.; SEGO D. C. **Laboratory properties of mine tailings.** Canadian. Geotechnical. Journal. V38: p183-190, 2001.

ZLATOVIC, S.; ISHIHARA, K. "Normalized behavior of very loose non-plastic soils: Effects of fabric", Soils Found., 37(4), 47-56, 1997.

ZHOU, Y.; CHEN, Y. **Laboratory investigation on assessing liquefaction resistance of Sandy soils shear wave velocity.** Agosto de 2007, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering , 13, 2007.

WANG, S.; BOYJOO, Y.; CHOUAIB, A.; ZHU, Z. H. "**Removal of dyes from aqueous solution using fly ash and red mud**", Water Research, n 39, p. 129-138, 2005.

WANG, S.L.; DAFALIAS, Y.F.; LI, X.S.; AND MAKDISI, F.I. **State pressure index for modeling sand behavior.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(6):511-519. Doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:6(511), 2002.

WANG, W. **Some findings in soil liquefaction.** Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1979.

WISSA E. Z.; CHRISTIAN, J. T.; DAVIS, E. H.; HEIBERG, S. **Consolidation at constant rate of strain.** Journal of the soil mechanics and foundations division - American Society of Civil Engineers (ASCE), 10, 1393-1412, 1971.

SITE: <http://www.world-aluminium.org>. WAO:**World Aluminium Organization** Acessado em abril de 2003.

SITE: [www.wise-uranium.org/mdaf.html](http://www.wise-uranium.org/mdaf.html), Environmental and Safety Incidents concerning Tailings Dams at Mines: Results of a Survey for the years 1980-1996 by Mining Journal Research Services; a report prepared for Paris, 1996, 129 pages [compilation of 37 tailings dam incidents.

SITE: <http://www.ibge.gov.br/home/>, **IBGE- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**, 2008.

SITE: <http://www.ipea.gov.br/sites/000/2/Mailings/12/184/Mailing184.htm>, **IPEA - Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada**, 2008.

SITE: <http://wwwchem.uwimona.edu.jm:1104/lectures/bauxite.html>, **UWINONA**, Acessado em outubro de 2005.

SITE: <http://www.cprm.gov.br/>, **CRPM**, acesso em outubro 2009.

SITE: <http://www.embrapa.gov.br/>, **EMBRAPA**, acesso em outubro 1997.



# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)