



UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO
ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL



**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO
DE BARRAGENS DE REJEITOS
DE MINÉRIO DE FERRO
ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PIEZOCONE**

AUTOR: LUIZ HELENO ALBUQUERQUE FILHO

ORIENTADOR: PROF. DR. ROMERO CÉSAR GOMES

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, Setembro de 2004.

No caminho, com Maiakóvski

Tu sabes, conheces melhor do que eu
a velha história.

Na primeira noite,
eles se aproximam
e roubam uma flor do nosso jardim.

E não dizemos nada.

Na segunda noite,
já não se escondem:
pisam as flores,
matam nosso cão
e não dizemos nada.

Até que um dia,
o mais frágil deles
entra sozinho em nossa casa,
rouba-nos a luz, e,
conhecendo nosso medo,
arranca-nos a voz da garganta.
E já não podemos dizer nada.

EDUARDO ALVES DA COSTA

AGRADECIMENTOS

A meu pai Luiz Heleno, do qual herdo o nome, a vocação pela engenharia e a dignidade.

A minha mãe Siléa, pelo amor incondicional. Sem você, certamente eu não teria conseguido esta importante conquista.

A meu melhor amigo e irmão Demócrito, pelos ensinamentos e pela cumplicidade.

A minha irmã Corina, pelo carinho e apoio ininterrupto.

A meu sobrinho Democrinho, pela alegria de sua presença.

A meu amigo e orientador Professor Romero César Gomes, por todas as oportunidades e pelo contínuo aprendizado.

A meu amigo Professor Luís Fernando Martins Ribeiro, pelo companheirismo e apoio em vários momentos difíceis.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, pelo excelente ambiente profissional. Um agradecimento especial aos professores Adilson do Lago Leite, Saulo Gutemberg, Luís Gonzaga Araújo e Antenor Barbosa.

A meus amigos Professor Walter Dornelas e Josafá.

A meus grandes amigos Eleonardo (Xis), Rafael (Termoplanta), Alexandre (Pardal), Juliano (Zamorano) e Júnio (Manjubinha).

A minhas amigas Anelisa (Moranga), Fabiana, Jussara e Celane.

Aos amigos e amigas das repúblicas Barraca Armada, Quarto Crescente e Snoopy.

Ao Grupo de Geotecnia Aplicada à Mineração.

A todos os amigos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PROPEC).

À CAPES pelo financiamento durante a primeira etapa da dissertação.

À Companhia Vale do Rio Doce, parceira e financiadora deste importante projeto.

Aos camaradas do Brasil e do mundo. A ciência como instrumento efetivo de transformação da sociedade.

E finalmente, à Ouro Preto e à Escola de Minas, por me acolher e possibilitar a reconstrução do meu futuro.

RESUMO

A mineração constitui a atividade industrial com maior potencial de degradação e agressão ao meio ambiente. Os riscos associados à eventual ruptura das barragens de contenção dos rejeitos de mineração representam uma grande preocupação dos órgãos governamentais e privados, pelos graves prejuízos econômicos, ambientais e humanos relacionados a estas possíveis ocorrências. Nesse sentido, o conhecimento do comportamento geotécnico dos rejeitos constitui um elemento fundamental para garantia de segurança e estabilidade das barragens de rejeitos, principalmente nas estruturas de contenção alteadas para montante com a utilização dos próprios rejeitos granulares através da técnica do aterro hidráulico.

Assim, diversas metodologias de laboratório têm sido desenvolvidas em todo o mundo avaliando a influência do teor e da composição mineralógica do minério lavrado, dos processos de beneficiamento, das formas de descarga da polpa e da segregação hidráulica na magnitude dos parâmetros geotécnicos dos rejeitos de minério de ferro. Entretanto, a composição majoritariamente granular dos rejeitos e as conseqüentes dificuldades associadas ao processo de coleta de amostras indeformadas motivaram a utilização de ensaios de campo para avaliação do comportamento geotécnico de barragens de rejeitos de minério de ferro.

Neste contexto, a proposta desta dissertação consistiu na implementação de um programa de investigação geotécnica de barragens de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero através da execução de ensaios de piezocone (CPTU). Estas análises tiveram por finalidade avaliar a composição e a distribuição granulométrica dos rejeitos ao longo da profundidade e a determinação dos parâmetros de resistência e das condições de fluxo dos depósitos de rejeitos.

ABSTRACT

Mining activities offer great potential for environmental impact and degradation. Risk of failure on tailings dams is concern of governments as well as private companies for their economic and environmental damages and also the lives that could be lost in such events. So, the geotechnical knowledge about the mining tailings is specially important for the safety and stability of such structures. Particularly the ones which are built via the hydraulic fill technique using the iron waste produced in the ore concentration process deserves much attention.

Many methods have been developed in laboratories worldwide so as to evaluate the influence on the geotechnical parameters of the ore mineralogical composition, its concentration process, the pulp disposal method and the hydraulic segregation. However, the tailings, which are essentially granular in their grain-size distribution, has imposed problems for collecting undisturbed samples, which motivates field tests for evaluating the geotechnical behavior of iron ore tailings dams.

The main purpose of this Dissertation was to carry out a geotechnical field test program on some tailings dams in the iron mining region known as “Quadrilátero Ferrífero”, Brazil, using the cone penetration techniques (CPTU). The tests aimed at evaluating the composition and grain-size distribution of the tailings at different depths and also the estimation of their strength parameters and flow conditions.

SUMÁRIO

CAPÍTULO	PÁGINA
1 - INTRODUÇÃO.....	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	4
1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
2 - SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO	7
2.1 - INTRODUÇÃO.....	7
2.2 - PROCESSO DE MINERAÇÃO DE FERRO	8
2.3 - RESÍDUOS DO PROCESSO DE MINERAÇÃO DE FERRO.....	10
2.3.1 - Estéreis	10
2.3.2 - Rejeitos.....	12
2.4 - FORMAS DE TRANSPORTE DOS REJEITOS	13
2.5 - FORMAS DE DEPOSIÇÃO DOS REJEITOS.....	14
2.5.1 - Deposição Subterrânea	14
2.5.2 - Deposição Subaquática.....	15
2.5.3 - Deposição Superficial.....	15
2.6 - BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS	17
2.7 - MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS BARRAGENS DE REJEITOS	20
2.7.1 - Barragens Alteadas para Montante	20
2.7.2 - Barragens Alteadas para Jusante.....	22
2.7.3 - Barragens Alteadas pela Linha de Centro.....	24
2.7.4 - Barragens Convencionais de Estéril ou Material de Empréstimo.....	25
2.8 - LIQUEFAÇÃO DE REJEITOS GRANULARES.....	26

3 - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PIEZOCONE.....	29
3.1 - INTRODUÇÃO.....	29
3.2 - HISTÓRICO	31
3.3 - DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO.....	33
3.3.1 - Sistema de Cravação.....	35
3.3.2 - Sistema de Aquisição de Dados.....	35
3.3.3 - Dispositivos de Medição.....	36
3.4 - PROCEDIMENTO DE ENSAIO	39
3.5 - INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE CONE.....	39
3.6 - APLICAÇÃO DO ENSAIO DE CONE.....	40
3.6.1 - Classificação e Estratigrafia dos Solos.....	40
3.6.2 - Estimativa de Parâmetros Geotécnicos.....	41
3.6.3 - Aplicação Direta ao Projeto de Fundações.....	42
3.6.4 - Outras Aplicações.....	42
3.7 - FATORES CONDICIONANTES	42
3.7.1 - Faixa de Trabalho das Células de Carga.....	43
3.7.2 - Variação de Temperatura	43
3.7.3 - Desvios da Vertical.....	43
3.8 - PIEZOCONE DE RESISTIVIDADE (RCPTU).....	44
3.9 - AVALIAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS	45
3.9.1 - Apresentação dos Resultados.....	45
3.9.2 - Correção da Resistência de Ponta e do Atrito Lateral	46
3.9.3 - Classificação dos Solos.....	47
3.10 - ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS GRANULARES	52
3.10.1 - Densidade Relativa.....	52
3.10.2 - Ângulo de Atrito Efetivo.....	58
3.10.3 - História e Estado de Tensões.....	60
3.10.4 - Módulos de Deformação.....	62
3.10.5 - Coeficientes de Permeabilidade	69

4 - PROGRAMA EXPERIMENTAL – ENSAIOS DE PIEZOCONE APLICADOS A BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS.....	74
4.1 - INTRODUÇÃO.....	74
4.2 - ENSAIOS DE PIEZOCONE	76
4.2.1 - Descrição do Equipamento.....	76
4.2.2 - Metodologia do Ensaio.....	78
4.3 - DESCRIÇÃO DAS BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS	79
4.3.1 - Barragem do Doutor	79
4.3.2 - Barragem de Campo Grande.....	82
4.3.3 - Barragem de Gongo Soco	84
4.3.4 - Barragem do Pontal	86
4.4 - LOCAÇÃO DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE.....	89
4.5 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	92
5 - CARACTERIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS REJEITOS	95
5.1 - INTRODUÇÃO.....	95
5.2 - AVALIAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS	97
5.3 - CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL DOS REJEITOS	99
5.3.1 - Barragem do Doutor	100
5.3.2 - Barragem de Campo Grande.....	104
5.3.3 - Barragem de Gongo Soco	108
5.3.4 - Barragem do Pontal	111
5.4 - AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA.....	113
5.5 - SÍNTESE DOS RESULTADOS	117
6 - COMPACIDADE E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	119
6.1 - INTRODUÇÃO.....	119
6.2 - AVALIAÇÃO DA DENSIDADE RELATIVA	120
6.2.1 - Barragem do Doutor	122
6.2.2 - Barragem de Campo Grande.....	124
6.2.3 - Barragem de Gongo Soco	126
6.2.4 - Barragem do Pontal	128

6.3 - AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	129
6.3.1 - Barragem do Doutor	130
6.3.2 - Barragem de Campo Grande.....	133
6.3.3 - Barragem de Gongo Soco	134
6.3.4 - Barragem do Pontal	137
6.4 - SÍNTESE DOS RESULTADOS	138
7 - CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	141
7.1 - INTRODUÇÃO.....	141
7.2 - DRENABILIDADE DOS REJEITOS	142
7.3 - ESTIMATIVA DOS COEFICIENTES E PERMEABILIDADE	144
7.4 - SÍNTESE DOS RESULTADOS	150
8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DAS PESQUISAS .	152
8.1 - CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	152
8.2 - CONCLUSÕES.....	154
8.3 - SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DAS PESQUISAS	156
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	159
APÊNDICE A - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE	171

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Fluxograma típico do processo de mineração de ferro.....	9
Figura 2.2 – Curvas granulométricas de rejeitos de minério de ferro (PEREIRA, 2001)	12
Figura 2.3 – Seção típica de uma pilha de rejeitos.....	16
Figura 2.4 – Descarga de rejeitos em linha (Adaptado – RIBEIRO, 2000).....	18
Figura 2.5 – Vista de um conjunto de hidrociclones.....	19
Figura 2.6 – Descarga de rejeitos em um único ponto (Adaptado – RIBEIRO, 2000)...	19
Figura 2.7 – Seção típica de uma barragem alteada para montante	21
Figura 2.8 – Seção de um alteamento para montante sobre barragem existente.....	22
Figura 2.9 – Seção típica de uma barragem alteada para jusante.....	23
Figura 2.10 – Seção típica de uma barragem alteada pela linha de centro	24
Figura 2.11 – Seção típica de uma barragem construída com estéril.....	25
Figura 2.12 – Seção típica de uma barragem construída com a combinação de rejeito e estéril	26
Figura 3.1 – Luva de atrito do cone proposta por BEGEMANN (1965).....	32
Figura 3.2 – Composição básica do equipamento do ensaio de cone (VELLOSO & LOPES, 1997)	34
Figura 3.3 – Detalhe de um conjunto montado sobre um caminhão (Adaptado - SCHNAID, 2000).....	35
Figura 3.4 – Composição básica do piezocone (VELLOSO & LOPES, 1997).....	36
Figura 3.5 – Modelos de ponteiros desenvolvidas para o ensaio de piezocone	37
Figura 3.6 – Principais posições do elemento poroso	38
Figura 3.7 – Composição básica do piezocone de resistividade (Adaptado - SCHNAID, 2000)	44
Figura 3.8 – Resultado de um ensaio de piezocone (GOMES <i>et al</i> , 2003).....	46
Figura 3.9 – Relação de áreas do piezocone (Adaptado - HACHICH <i>et al.</i> , 1998)	46
Figura 3.10 – Perfis da resistência de ponta e da razão de atrito (GOMES <i>et al.</i> , 2003)	48
Figura 3.11 - Proposta de classificação dos solos (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983)	49

Figura 3.12 - Proposta de classificação dos solos (SENESSET <i>et al.</i> ,1989).....	50
Figura 3.13 - Proposta de classificação dos solos (ROBERTSON <i>et al.</i> , 1986).....	51
Figura 3.14 - Proposta de classificação dos solos (ROBERTSON, 1990).....	52
Figura 3.15 – Influência da compressibilidade sobre a densidade relativa dos materiais granulares (Adaptado - ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983)	53
Figura 3.16 – Avaliação da compressibilidade de areias (JAMIOLKOWSKI <i>et al.</i> , 1985)	54
Figura 3.17 – Ábaco para avaliação da densidade relativa em depósitos normalmente consolidados (Adaptado - BALDI <i>et al.</i> , 1986)	55
Figura 3.18 – Ábaco para avaliação da densidade relativa em depósitos previamente consolidados (Adaptado - BALDI <i>et al.</i> , 1986)	56
Figura 3.19 – Ábaco para determinação do ângulo de atrito de pico (Adaptado - SCHMERTMANN, 1978)	59
Figura 3.20 – Ábaco para determinação do ângulo de atrito efetivo (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983)	60
Figura 3.21 – Ábaco para avaliação do módulo edométrico (Adaptado - ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983)	65
Figura 3.22 – Ábaco para avaliação do módulo de deformabilidade (Adaptado - ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983)	67
Figura 3.23 – Ábaco para avaliação do módulo de deformabilidade secante (Adaptado - BELLOTTI <i>et al.</i> , 1989)	68
Figura 3.24 – Ábaco para avaliação do módulo de cisalhamento máximo (Adaptado - ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)	69
Figura 3.25 – Curva de dissipação das poropressões dinâmicas (ALBUQUERQUE FILHO, 2001).....	70
Figura 4.1 – Penetrômetro utilizado nos ensaios de piezocone	77
Figura 4.2 – Detalhe da sonda cone penetrométrica utilizada	78
Figura 4.3 – Cravação dos trados mecânicos.....	79
Figura 4.4– Vista do talude de jusante da Barragem do Doutor.....	81
Figura 4.5 – Vista parcial do reservatório da Barragem do Doutor.....	81
Figura 4.6 – Vista do talude de montante e da praia de deposição da Barragem de Campo Grande	83

Figura 4.7 – Vista frontal do talude de jusante da Barragem de Campo Grande.....	84
Figura 4.8 – Vista do reservatório 1 da Barragem de Gongo Soco.....	85
Figura 4.9 – Vista do dique principal e praia de disposição da Barragem de Gongo Soco	86
Figura 4.10 – Barragem do Pontal e diques auxiliares (GOUVÊA, 2004)	87
Figura 4.11 – Vista lateral da Barragem do Pontal.....	88
Figura 4.12 – Locação dos ensaios de piezocone na Barragem do Doutor.....	89
Figura 4.13 – Locação dos ensaios de piezocone na Barragem do Campo Grande.....	90
Figura 4.14 – Locação dos ensaios de piezocone na Barragem de Gongo Soco	90
Figura 4.15 – Execução do pré-furo na berma de alteamento da Barragem de Gongo Soco.....	91
Figura 4.16 – Locação dos ensaios de piezocone na Barragem do Pontal.....	92
Figura 4.17 – Curvas granulométricas dos rejeitos.....	93
Figura 5.1 – Perfis da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito do ensaio PraiaCD2.....	97
Figura 5.2 – Perfil da resistência de ponta corrigida do ensaio PraiaGS1	98
Figura 5.3 – Perfis da resistência de ponta corrigida dos ensaios CristaCG2 e BermaGS2	98
Figura 5.4 – Perfis da resistência de ponta corrigida dos ensaios CristaCD1 e CristaCD2	99
Figura 5.5 – Perfis de poropressão dinâmica dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3	101
Figura 5.6 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCD2	101
Figura 5.7 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCD3	102
Figura 5.8 – Perfis da razão de atrito da seqüência dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3	102
Figura 5.9 – Proposta de classificação de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) aplicada aos resultados do ensaio PraiaCD1	103
Figura 5.10 – Proposta de classificação dos solos de ROBERTSON (1990) aplicada aos resultados do ensaio PraiaCD1.....	104

Figura 5.11 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCG1	105
Figura 5.12 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCG2	105
Figura 5.13 – Perfis do coeficiente de poropressão dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2	106
Figura 5.14 – Proposta de classificação dos solos de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) aplicada aos resultados do ensaio PraiaCG1	107
Figura 5.15 – Proposta de classificação de SENESSET <i>et al.</i> (1989) para o ensaio PraiaCG1	107
Figura 5.16 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaGS1	108
Figura 5.17 – Perfil do coeficiente de poropressão do ensaio PraiaGS1	109
Figura 5.18 – Proposta de classificação dos solos de SENESSET <i>et al.</i> (1989) aplicada aos resultados do ensaio PraiaGS1	110
Figura 5.19 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio CristaGS1	110
Figura 5.20 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio Pontal 1	111
Figura 5.21 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio Pontal 2	112
Figura 5.22 – Perfil do coeficiente de poropressão do ensaio Pontal 1	112
Figura 5.23 – Processo de segregação hidráulica dominado pelo peso das partículas (Modificado - RIBEIRO, 2000)	114
Figura 5.24 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3	115
Figura 5.25 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 (1)	115
Figura 5.26 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 (2)	116
Figura 5.27 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 (3)	116

Figura 6.1 – Perfil da densidade relativa do ensaio PraiaCD1 - Proposta de JAMIOLKOWSKI <i>et al.</i> (1985)	122
Figura 6.2 – Perfil da densidade relativa do ensaio PraiaCD1 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)	123
Figura 6.3 – Perfil conjunto da densidade relativa dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990).....	124
Figura 6.4 – Perfis da densidade relativa dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990).....	125
Figura 6.5 – Perfil da densidade relativa do ensaio CristaCG2 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990).....	126
Figura 6.6 – Perfil da densidade relativa do ensaio PraiaGS1 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)	127
Figura 6.7 – Perfil da densidade relativa do ensaio CristaGS1 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990).....	127
Figura 6.8 – Perfil da densidade relativa do ensaio Pontal 1 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)	128
Figura 6.9 – Perfil da densidade relativa do ensaio Pontal 2 - Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)	129
Figura 6.10 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaCD1 - Proposta de MELLO (1971).....	130
Figura 6.11 – Perfil do ângulo de atrito estimado para o ensaio PraiaCD1 - Proposta de MEYERHOF (1976).....	131
Figura 6.12 – Proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) para estimativa do ângulo de atrito do ensaio PraiaCD1.....	132
Figura 6.13 – Perfil conjunto do ângulo de atrito dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3 - Proposta de MEYERHOF (1976)	132
Figura 6.14 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaCG1 - Proposta de MEYERHOF (1976)	133
Figura 6.15 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio CristaCG2 - Proposta de MEYERHOF (1976)	134
Figura 6.16 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaGS1 - Proposta de MEYERHOF (1976)	135

Figura 6.17 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaGS1 - Proposta de MELLO (1971).....	135
Figura 6.18 – Proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) para estimativa do ângulo de atrito do ensaio PraiaGS1	136
Figura 6.19 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio CristaGS1 - Proposta de MEYERHOF (1976)	137
Figura 6.20 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio Pontal 1 - Proposta de MEYERHOF (1976)	137
Figura 6.21 – Proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) para estimativa do ângulo de atrito do ensaio Pontal 1	138
Figura 7.1 – Variação da condutividade hidráulica em um depósito de rejeitos (SANTOS, 2004).....	143
Figura 7.2 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio PraiaCD2 (Profundidade – 17,95 metros / Nível d’água – 2 metros).....	147
Figura 7.3 – Comparação entre as curvas experimental e teórica do ensaio PraiaCD2 (Profundidade – 17,95 metros / Nível d’água – 2 metros).....	147
Figura A1 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio PraiaCD1.....	171
Figura A2 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCD1	171
Figura A3 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio PraiaCD2.....	172
Figura A4 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCD2	172
Figura A5 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio PraiaCD3.....	173
Figura A6 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCD3	173
Figura A7 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCD1	174
Figura A8 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCD1.....	174
Figura A9 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCD2.....	175
Figura A10 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCD2.....	175
Figura A11 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio PraiaCD2 (Profundidade – 17,95 metros / Nível d’água – 2 metros).....	176
Figura A12 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio PraiaCD3 (Profundidade – 14,10 metros / Nível d’água – 2 metros).....	176
Figura A13 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio PraiaCG1.....	177

Figura A14 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCG1	177
Figura A15 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio PraiaCG2....	178
Figura A16 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCG2	178
Figura A17 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCG1 ...	179
Figura A18 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCG1.....	179
Figura A19 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCG2...	180
Figura A20 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCG2.....	180
Figura A21 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio PraiaGS1	181
Figura A22 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaGS1	181
Figura A23 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaGS1....	182
Figura A24 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio CristaGS1	182
Figura A25 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio BermaGS1...	183
Figura A26 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio BermaGS1	183
Figura A27 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio BermaGS2...	184
Figura A28 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio BermaGS2	184
Figura A29 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio PraiaGS1 (Profundidade – 4,01 metros / Nível d’água – 1,5 metros).....	185
Figura A30 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio PraiaGS1 (Profundidade – 9,91 metros / Nível d’água – 1,5 metros).....	185
Figura A31 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio BermaGS1 (Profundidade – 10,43 metros / Nível d’água – 10 metros).....	186
Figura A32 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio BermaGS1 (Profundidade – 11,24 metros / Nível d’água – 10 metros).....	186
Figura A33 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio BermaGS1 (Profundidade – 13,29 metros / Nível d’água – 10 metros).....	187

Figura A34 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio BermaGS2 (Profundidade – 12,64 metros / Nível d'água – 10 metros)	187
Figura A35 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio BermaGS2 (Profundidade – 14,16 metros / Nível d'água – 10 metros)	188
Figura A36 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio Pontal 1	189
Figura A37 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio Pontal 1	189
Figura A38 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio Pontal 2	190
Figura A39 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio Pontal 2	190
Figura A40 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio Pontal 2 (Profundidade – 8,62 metros / Nível d'água – 3 metros)	191

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Proposta de classificação dos solos de BEGEMANN (1965).....	48
Tabela 3.2 – Quadro complementar da proposta de classificação dos solos (SENESSET <i>et al.</i> , 1989)	50
Tabela 3.3 – Quadro complementar da proposta de classificação dos solos (ROBERTSON <i>et al.</i> , 1986)	51
Tabela 3.4 – Quadro complementar da proposta de classificação dos solos (ROBERTSON, 1990)	52
Tabela 3.5 – Características das amostras (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983).	54
Tabela 3.6 – Coeficientes recomendados para expressão de BALDI <i>et al.</i> (1986).....	56
Tabela 3.7 – Coeficientes de compressibilidade recomendados por KULHAWY & MAYNE (1990)	57
Tabela 3.8 – Quadro complementar do ábaco proposto por SCHMERTMANN (1978)	59
Tabela 3.9 – Valores propostos para o coeficiente m da expressão 3.16 (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983).....	61
Tabela 3.10 – Valores do fator tempo (T^*) propostos por HOULSBY & TEH (1988) .	71
Tabela 3.11 – Valores do fator α propostos por MITCHELL & GARDNER (1975)	72
Tabela 3.12 – Valores da razão de permeabilidade (JAMIOLKOWSKI <i>et al.</i> , 1985) ...	73
Tabela 4.1 – Distribuição granulométrica dos rejeitos.....	93
Tabela 4.2 – Coeficientes granulométricos dos rejeitos.....	93
Tabela 4.3 – Parâmetros geotécnicos dos rejeitos.....	94
Tabela 7.1 – Quadro-resumo dos coeficientes de adensamento horizontal	148
Tabela 7.2 – Valores dos coeficientes de variação volumétrica e permeabilidade.....	149

LISTA DE ABREVIACÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

γ	Distorção
ν	Coefficiente de Poisson
τ	Tensão cisalhante
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo
σ'_{ho}	Tensão efetiva horizontal <i>in situ</i>
σ'_m	Tensão efetiva média
σ'_{vo}	Tensão efetiva vertical <i>in situ</i>
ϵ_1	Deformação axial
σ_1	Tensão axial
ϵ_2 e ϵ_3	Deformações laterais
σ_h	Tensão horizontal
Δu	Diferença de poropressão
σ_v	Tensão vertical
γ_w	Peso específico da água
a	Relação de áreas do cone
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_L	Área lateral da luva de atrito
A_{sb}	Área da base da luva de atrito
A_{st}	Área do topo da luva de atrito
ASTM	American Society for Testing and Materials
B_q	Coefficiente de poropressão
c'	Coesão efetiva
CC	Coefficiente de curvatura
c_h	Coefficiente de adensamento horizontal
CNU	Coefficiente de não uniformidade
CPT	Ensaio de Cone
CPTU	Ensaio de Piezocone
c_v	Coefficiente de adensamento vertical

CVRD	Companhia Vale do Rio Doce
D_{10}	Diâmetro efetivo
D_{15}	Diâmetro correspondente a 15% do material passante
D_{50}	Diâmetro médio
DMT	Dilatômetro de Marchetti
D_r	Densidade relativa
E	Módulo de deformabilidade ou de Young
e	Índice de vazios natural
E'_s	Módulo de deformabilidade drenado secante correspondente a 0,1% da deformação axial
E_{25}	Módulo de deformabilidade correspondente a 25% da tensão de ruptura
E_{50}	Módulo de deformabilidade correspondente a 50% da tensão de ruptura
e_{\max}	Índice de vazios máximo
e_{\min}	Índice de vazios mínimo
ESDH	Equipamento de Simulação da Deposição Hidráulica
FR	Razão de atrito
f_s	Atrito lateral
f_T	Atrito lateral corrigido
G	Módulo de cisalhamento
G_o	Módulo de cisalhamento máximo
G_s	Densidade dos grãos
ICOLD	International Congress on Large Dams
I_R	Índice de rigidez
ISSMFE	International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering
ISSMGE	International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
k	Coeficiente de permeabilidade
k_{20}	Coeficiente de permeabilidade para 20°C
k_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal
k_o	Coeficiente de empuxo no repouso
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
M	Módulo de deformação confinado ou oedométrico

m^3	Metro cúbico
m_h	Coefficiente de variação volumétrica horizontal
m_v	Coefficiente de variação volumétrica vertical
NA	Nível d'água
OCR	Razão de pré-adensamento
p_a	Pressão atmosférica
Q	Parâmetro de classificação dos solos de ROBERTSON (1990)
q_c	Resistência de ponta
q_{c1}	Resistência de ponta normalizada
q_T	Resistência de ponta corrigida
R	Resistividade
R	Raio do piezocone
RCPTU	Ensaio de Piezocone de Resistividade
SCPTU	Ensaio de Piezocone Sísmico
SPT	Sondagem à percussão
S_t	Sensibilidade
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
t	Tempo de dissipação das poropressões dinâmicas
T^*	Fator tempo
t_{50}	Tempo de dissipação correspondente a 50 % do adensamento
U	Poropressão normalizada
u_0	Pressão hidrostática
u_1	Elemento poroso posicionado na ponta do cone
u_2	Elemento poroso posicionado atrás da ponta do cone
u_3	Elemento poroso posicionado atrás da luva de atrito
UFOP	Universidade Federal de Ouro Preto
σ_{vo}	Tensão vertical <i>in situ</i>

INTRODUÇÃO

1.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As atividades industriais de mineração representam um dos segmentos mais importantes para o desenvolvimento econômico de um país. De maneira geral, o processo de mineração pode ser definido como o conjunto de atividades relacionadas à extração econômica de bens minerais da crosta terrestre que provocam grandes transformações ao meio ambiente (CHAMMAS, 1989). Qualquer atividade agrícola ou industrial, seja no campo da metalurgia, da indústria química, da construção civil ou do cultivo da terra, necessariamente utiliza os minerais lavrados ou seus respectivos produtos derivados. Dessa forma, com o aumento significativo da população mundial, torna-se cada vez mais importante a produção de maior quantidade de matéria-prima para atender às crescentes necessidades de consumo do ser humano.

A região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, constitui a maior concentração mineral do mundo na atualidade, com volumes movimentados de minério e estéril na ordem de 450 milhões de toneladas por ano (GERMANI, 2002). Adicionalmente, o crescente aprimoramento das técnicas de lavra e beneficiamento dos minérios de ferro tem proporcionado o aproveitamento de jazidas com teor metálico cada vez mais baixo. O resultado deste avanço é caracterizado pelo aumento significativo do volume de resíduos gerados (rejeitos) e conseqüentemente da quantidade e porte das estruturas utilizadas para sua contenção.

Nesse sentido, a disposição dos rejeitos de mineração em superfície através do seu lançamento direto em reservatórios contidos por diques ou barragens tem se constituído a forma mais usual e econômica de contenção destes resíduos industriais. Estas estruturas são normalmente executadas a partir de um dique de partida de terra compactada ou enrocamento, com os alteamentos sucessivos para montante sendo realizados pela equipe técnica e equipamentos da própria mineradora.

No processo de alteamento das barragens, a utilização do próprio rejeito granular como material constituinte do maciço representa a técnica mais utilizada. A grande vantagem deste procedimento executivo reside na possibilidade de amortização dos custos envolvidos na construção da barragem ao longo da vida útil da estrutura.

Apesar de bastante popular, a construção de barragens de rejeitos por alteamentos sucessivos à montante tem sido desaconselhada em muitos países. O principal agravante deste método construtivo reside no fato de que os alteamentos são realizados sobre materiais depositados em curto intervalo de tempo e conseqüentemente encontram-se pouco consolidados. Assim, sob condição saturada e fofa, estes rejeitos tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade ao fenômeno de liquefação sob carregamentos dinâmicos ou estáticos.

Somente nas últimas décadas, principalmente depois da ocorrência de graves acidentes provocados pela ruptura de barragens e pilhas de rejeitos, os projetos destas estruturas de contenção passaram a contar com maior atenção das mineradoras. A elaboração de legislações ambientais mais rígidas em todo mundo, acrescido dos impactos negativos decorrentes da eventual ruptura destas barragens, motivou o desenvolvimento de novas abordagens de caracterização tecnológica dos rejeitos de mineração.

De maneira geral, estas metodologias e técnicas de investigação de laboratório e de campo objetivaram fundamentalmente aumentar a confiabilidade nos parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica dos rejeitos de mineração. Adicionalmente, estas pesquisas buscaram analisar a variação destes parâmetros geotécnicos ao longo da praia de deposição e no interior do maciço e sua conseqüente influência sobre o comportamento global e a estabilidade das barragens de rejeitos.

RIBEIRO (2000), através de ensaios de simulação física realizados em laboratório, comprovou a ocorrência de um padrão atípico de segregação hidráulica nos rejeitos de minério de ferro de Morro Agudo. Os resultados obtidos com a utilização do equipamento de simulação de deposição hidráulica (ESDH) indicaram a predominância de partículas finas nas proximidades do ponto de descarga e a maior concentração de partículas grossas na parte central do canal. A análise da densidade dos grãos e do teor de ferro ao longo de todo o depósito indicou que as partículas finas correspondiam aos minerais de ferro, enquanto o material granular era basicamente constituído por grãos de quartzo.

PEREIRA (2001) realizou diversos ensaios triaxiais não drenados com medida de poropressão em rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, objetivando avaliar a susceptibilidade destes materiais a liquefação. Este fenômeno está associado à perda repentina da resistência dos solos arenosos finos, em condição fofa e saturada, induzida por carregamentos estáticos ou dinâmicos. Dessa forma, a liquefação é considerada um dos principais mecanismos responsáveis por rupturas de barragens de rejeitos, principalmente dos aterros hidráulicos.

SANTOS (2004) implementou uma extensa campanha de ensaios de laboratório e de campo para avaliação da condutividade hidráulica saturada dos rejeitos de Morro Agudo. Os resultados dos ensaios indicaram a influência direta das partículas de minério de ferro na condutividade hidráulica dos rejeitos. As amostras com teor de ferro mais elevado apresentaram menor drenabilidade em todos os ensaios realizados. Adicionalmente, este comportamento mostrou-se mais significativo nas amostras moldadas com estado de compactação fofa.

Entretanto, a composição majoritariamente granular dos rejeitos e as conseqüentes dificuldades envolvidas no processo de coleta de amostras indeformadas e de moldagem destas amostras em laboratório normalmente impossibilitam a verificação de algumas características destes materiais. Nesse sentido, os ensaios geotécnicos de campo, particularmente de piezocone, podem constituir uma ferramenta especialmente interessante para determinação dos parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos rejeitos.

1.2 – OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação de mestrado intitulada “Avaliação do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro Através de Ensaios de Piezocone” é parte integrante de um amplo projeto de caracterização tecnológica de rejeitos de mineração que vem sendo desenvolvido pelo Núcleo de Geotecnia Aplicada da Universidade Federal de Ouro Preto (NGA/UFOP).

O principal objetivo deste trabalho consiste na implementação de um programa de investigação geotécnica de barragens de rejeitos de minério de ferro através da execução de ensaios de piezocone em pontos da crista, dos alteamentos e da praia de deposição. A interpretação dos resultados destes ensaios tem por finalidade, primeiramente, avaliar a composição e a distribuição dos rejeitos ao longo da profundidade, em diferentes pontos do maciço e do reservatório das barragens.

Adicionalmente, a análise conjunta dos registros de resistência de ponta, da razão de atrito e das poropressões ao longo da praia de deposição pode permitir a identificação do processo de segregação hidráulica dos rejeitos e a consequente formação de estratos heterogêneos no depósito. Em uma etapa posterior, objetiva-se a determinação da densidade relativa, do ângulo de atrito efetivo e dos coeficientes de permeabilidade dos rejeitos de minério de ferro.

1.3 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi estruturada em oito capítulos e um apêndice. O Capítulo 1 apresenta as considerações iniciais a respeito das barragens de contenção de rejeitos de mineração, enfatizando algumas metodologias utilizadas para caracterização tecnológica dos rejeitos de minério de ferro. Os objetivos desta dissertação também são apresentados neste capítulo, juntamente com a organização da dissertação.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão completa dos sistemas de disposição superficial de rejeitos, destacando os conceitos básicos do processo de mineração de ferro, as características dos resíduos gerados (estéreis e rejeitos) e as formas de transporte e deposição dos rejeitos. Além disso, são descritas as diferentes metodologias

construtivas utilizadas nos alteamentos das barragens de rejeitos, indicando suas respectivas especificidades, limitações e vantagens.

No Capítulo 3 é apresentada uma revisão sobre os ensaios de piezocone (CPTU), destacando o desenvolvimento do equipamento, os componentes constituintes e a normalização e metodologia do ensaio. Adicionalmente, são apresentadas as diversas potencialidades e fatores condicionantes relacionados à interpretação e execução dos ensaios de piezocone. Para finalizar, são descritas as diferentes formulações empíricas e semi-empíricas propostas para classificação dos solos e determinação dos parâmetros de resistência, estado de tensões, deformabilidade e condições de fluxo dos solos granulares.

O Capítulo 4 apresenta o programa experimental executado nas quatro barragens de rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, enfatizando a descrição do equipamento de piezocone utilizado nos ensaios, as características das barragens do Doutor, de Campo Grande, de Gongo Soco e do Pontal. Além disso, são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório realizados para caracterização dos rejeitos de minério de ferro.

O Capítulo 5 apresenta algumas análises realizadas para avaliação do comportamento global dos rejeitos depositados nas barragens de contenção. A análise conjunta dos perfis de resistência de ponta, da razão de atrito e das poropressões permitiu identificar a ocorrência de significativas lentes de materiais heterogêneos no interior da matriz de rejeitos esperada. Para finalizar, são apresentadas algumas análises para avaliação do processo de segregação hidráulica das partículas na região da praia de deposição.

No Capítulo 6 desta dissertação são apresentadas diferentes análises para avaliação da densidade relativa e do ângulo de atrito efetivo dos rejeitos de minério de ferro a partir dos ensaios de piezocone.

O Capítulo 7 apresenta algumas considerações relacionadas à drenabilidade dos rejeitos de minério de ferro e aos modelos normalmente utilizados para avaliação das condições de fluxo nos depósitos formados. Além disso, são apresentados os valores dos

coeficientes de permeabilidade determinados através de formulações desenvolvidas a partir dos ensaios de dissipação das poropressões.

O Capítulo 8 reúne as considerações finais e conclusões obtidas a partir das análises realizadas nesta dissertação. Adicionalmente, são apresentadas algumas sugestões para desenvolvimento de pesquisas futuras.

O Apêndice A desta dissertação apresenta todos os resultados dos ensaios de piezocone realizados nas barragens estudadas, destacando os perfis de resistência de ponta, atrito lateral, poropressão dinâmica e razão de atrito determinados em cada ensaio realizado. Adicionalmente, são apresentadas as curvas de dissipação do excesso das poropressões geradas durante a cravação do piezocone.

SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

2.1 – INTRODUÇÃO

O crescente aprimoramento das técnicas de lavra e beneficiamento dos minérios de ferro, motivado pela necessidade de redução dos custos de produção envolvidos no processo de mineração, tem proporcionado o aproveitamento de jazidas com teor metálico cada vez mais baixo. O resultado deste avanço é caracterizado pelo aumento significativo do volume de resíduos gerados (rejeitos) e conseqüentemente da quantidade e porte das estruturas utilizadas para sua contenção.

No passado, a disposição destes resíduos era realizada de forma quase empírica e sem controle regular de operação, levando-se em consideração apenas a conveniência técnica e o menor custo possível envolvido no processo (VICK, 1983). Dessa forma, o lançamento direto dos rejeitos em cursos d'água ou em calhas de drenagem natural próximas à planta de beneficiamento constituía a forma mais freqüente de disposição destes resíduos.

Entretanto, o assoreamento de cursos d'água, a necessidade de reaproveitamento da água proveniente das operações de beneficiamento mineral e a crescente preocupação com as questões ambientais resultaram no aprimoramento dos sistemas de disposição de rejeitos. Nesse sentido, a adoção do confinamento de rejeitos através de diques e barragens de terra representou um importante avanço no processo de disposição final dos resíduos do beneficiamento mineral. Nestas estruturas, no entanto, ainda persistiam

uma série de deficiências técnicas de concepção e execução que comprometiam consideravelmente sua estabilidade e segurança.

Somente nas últimas décadas, principalmente depois da ocorrência de graves acidentes provocados pela ruptura de barragens e pilhas de rejeitos, os projetos destas estruturas de contenção passaram a contar com maior atenção das mineradoras. A elaboração de legislações ambientais mais rígidas em todo mundo, acrescido dos impactos negativos decorrentes da eventual ruptura destas barragens, implicou a necessidade de investimentos vultosos por parte das empresas de mineração para o atendimento das especificações e normas reguladoras (FAHEY *et al.*, 2002).

Dessa forma, a concepção atual de barragens e pilhas de rejeitos preconiza a adoção de projetos mais específicos, considerando as peculiaridades do beneficiamento e as características do minério lavrado. Dentre estes elementos locais, deve-se destacar as características físicas e químicas dos resíduos gerados, a previsão da vida útil da mina, o sistema de drenagem interno, o plano de lavra e os equipamentos disponíveis na mina (PARRA *et al.*, 1991). Adicionalmente, fatores climáticos, topográficos, geológicos e hidrogeológicos também constituem importantes condicionantes para elaboração de projetos de disposição superficial de rejeitos de mineração.

Além disso, o aumento do controle ambiental e da pressão da opinião pública implicou a necessidade do desenvolvimento de projetos de disposição de rejeitos que contemplem, não apenas o estágio de operação efetiva da mina, mas também as fases posteriores de abandono (GARGA & TRANCOSO, 1990).

2.2 – PROCESSO DE MINERAÇÃO DE FERRO

De maneira geral, o processo de mineração pode ser definido como o conjunto de atividades relacionadas à extração econômica de bens minerais da crosta terrestre que, através da lavra e beneficiamento dos minérios, provocam grandes transformações no meio ambiente (CHAMMAS, 1989). Dentre estas atividades, estão envolvidas uma série de tratamentos físicos e químicos realizados nos minerais com objetivo de

possibilitar a separação da parcela passível de aproveitamento econômico (minério) daquela com baixo valor agregado (ganga).

A Figura 2.1 apresenta um fluxograma geral de uma usina de minério de ferro, destacando todas as etapas envolvidas no processo, tais como a lavra e a conseqüente disposição de estéreis, as operações de beneficiamento (tratamento) e os respectivos produtos finais e resíduos gerados. Entretanto, o esquema apresentado abaixo tem apenas caráter ilustrativo devido principalmente à diversidade de fatores que podem influenciar nas operações e nos conseqüentes produtos do processo de mineração. Dentre estes fatores, destacam-se as características mineralógicas e os teores do minério de ferro explorado em cada mina.

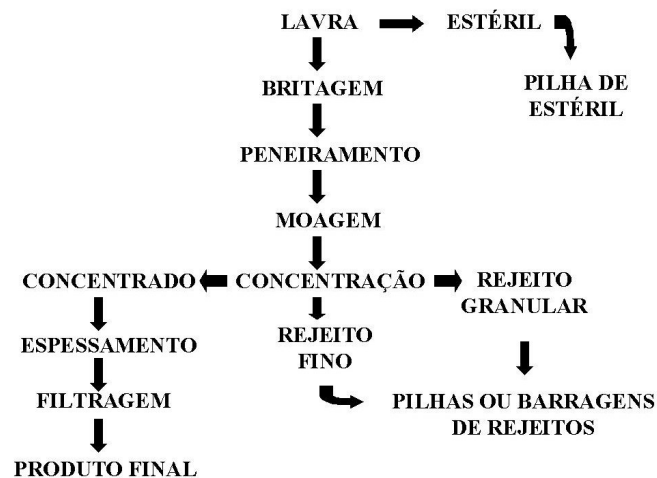


Figura 2.1 – Fluxograma típico do processo de mineração de ferro

A atividade de beneficiamento ou tratamento dos minérios pode ser definida como o conjunto de operações que objetivam modificar a granulometria, a forma e a concentração das espécies minerais presentes sem, contudo, alterar sua identidade química. Neste sentido, de acordo com o fluxograma apresentado na Figura 2.1, o beneficiamento mineral enquadraria todas as etapas pós-lavra, tais como a cominuição (britagem, peneiramento e moagem), a concentração, o espessamento, a filtragem e a secagem. Alguns autores, no entanto, apresentam um conceito bem mais amplo para tratamento, abrangendo inclusive processos de decomposição térmica e operações pirometalúrgicas (LUZ *et al.*, 1995).

A operação de concentração exige que as partículas do minério de ferro estejam fisicamente liberadas, isto é, que apresentem apenas uma espécie mineralógica. A liberação do mineral é normalmente realizada através de operações sucessivas de redução do tamanho dos grãos (cominuição), podendo resultar em partículas com tamanho variando de centímetros até micrômetros. Entretanto, o alto custo envolvido nas operações de redução do tamanho das partículas (consumo de energia, meio moedor e revestimento) implica a limitação da utilização da operação de moagem ao estritamente necessário. Dessa forma, reforça-se a importância de outros processos de separação por tamanho, como o peneiramento e a ciclonagem, nas plantas de beneficiamento mineral.

Na operação de concentração ocorre a separação seletiva de minerais, realizada através de diferenças nas propriedades das partículas do minério e dos minerais de ganga. Dentre estas propriedades destacam-se a densidade, a susceptibilidade magnética, a condutividade elétrica, a cor, a forma e a superfície.

As atividades de concentração são geralmente realizadas sob forma úmida, tornando necessária a eliminação de parte da água do concentrado até o final do processo. Estas operações são denominadas de desaguamento (espessamento e filtragem) e secagem. Assim, no final do beneficiamento do minério de ferro podem ser gerados três subprodutos, sendo um concentrado, um rejeito granular e um rejeito fino, com características e destinos de disposição e transporte distintos dentro da planta industrial.

2.3 – RESÍDUOS DO PROCESSO DE MINERAÇÃO DE FERRO

2.3.1 - Estéreis

Os estéreis constituem todo o material, momentaneamente sem valor econômico, extraído na operação da lavra com intuito de possibilitar o aproveitamento do minério. Este material é formado normalmente por rochas ou solos provenientes do decapeamento da jazida.

O conceito de estéreis anteriormente apresentado evidencia sua conotação essencialmente econômica, visando destacar o dinamismo ao qual o processo de

mineração está sujeito. Dessa forma, pode-se afirmar que o que se constitui estéril numa determinada época ou região pode representar o minério a ser explorado em outra (ABRÃO & OLIVEIRA, 1998).

A disposição destes resíduos é normalmente realizada através da estocagem em forma de pilha nos talwegues e encostas próximas da área de lavra. O procedimento para execução destas estruturas pode contar com controle bastante variável em função das necessidades e da disponibilidade de equipamentos das empresas mineradoras (CHAMMAS, 1989).

As pilhas de estéreis controladas são construídas de forma ascendente com uma geometria definida que garanta a estabilidade do maciço do aterro. Além disso, pressupõe-se a execução de drenos profundos ao longo do talwegue em etapa anterior ao início da deposição do estéril.

CHAMMAS (1989) destaca ainda a importância da execução de um eficiente sistema de drenagem superficial e de obras de proteção dos taludes (cobertura vegetal e pinturas impermeabilizantes) realizadas gradativamente com o crescimento da pilha. A adoção destas medidas visa reduzir os efeitos das ações erosivas pluviais e eólicas sobre os taludes, impedindo o carreamento excessivo do particulado sólido e o conseqüente assoreamento de cursos d'água.

Já as pilhas executadas sem controle operacional constituem basicamente aterros de ponta tipo bota-fora onde o basculamento do estéril é realizado de forma direta sobre a encosta, sem qualquer tratamento da fundação ou execução prévia do sistema de drenagem (superficial e profunda).

Dessa forma, as pilhas sem controle são caracterizadas geotecnicamente por sua grande instabilidade e sujeitas, potencialmente, a movimentos de massa como escorregamentos e rupturas generalizadas. Além disso, a significativa erodibilidade do aterro implica a ocorrência de uma série de problemas relacionados principalmente ao assoreamento de nascentes na proximidades da área de disposição.

2.3.2 – Rejeitos

A definição de rejeitos relaciona-se basicamente aos resíduos gerados diretamente na planta de beneficiamento de minérios. Sua constituição é caracterizada pela presença bem definida de uma fração líquida e sólida, com concentração normalmente compreendida na faixa de 30 a 50% em peso. As características químicas da água liberada pela polpa são função do processo industrial de concentração do minério e poderão ter grande influência no projeto final de disposição dos rejeitos. Na condição do efluente líquido apresentar níveis elevados de substâncias tóxicas, o sistema de disposição deverá prever a recirculação da água ou tratamento prévio para descarga no ambiente (VICK, 1983).

A fração sólida é constituída por partículas com composição granulométrica, mineralógica e físico-química variadas e diretamente condicionadas às características da jazida e ao processo de exploração e beneficiamento ao qual as mesmas são submetidas. Assim, os rejeitos de mineração podem variar de materiais arenosos não plásticos até solos muito finos e de alta plasticidade.

Para ilustrar os efeitos destes condicionantes citados anteriormente, a Figura 2.2 apresenta as curvas granulométricas de diferentes amostras de rejeitos de minério de ferro da região do Quadrilátero Ferrífero (PEREIRA, 2001).

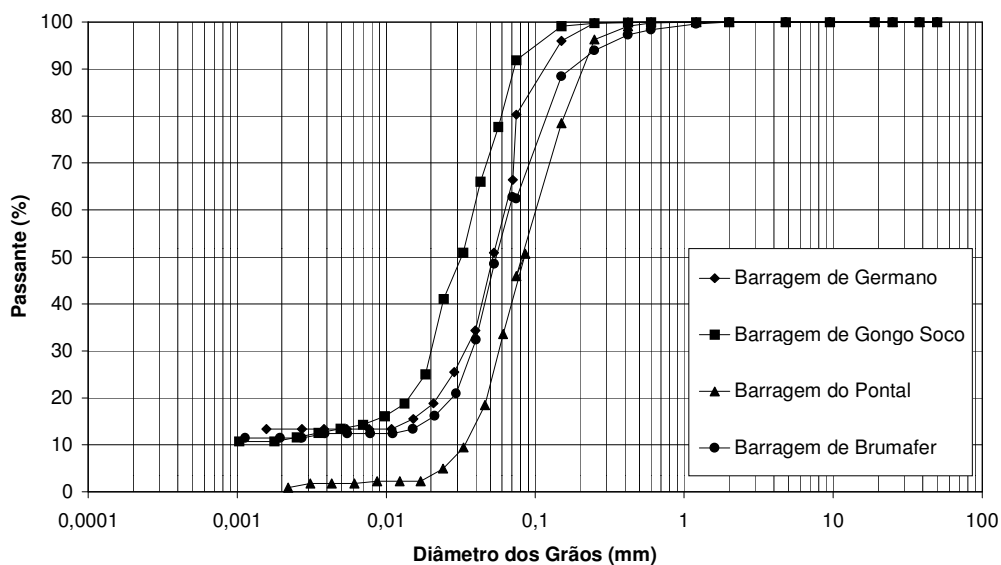


Figura 2.2 – Curvas granulométricas de rejeitos de minério de ferro (PEREIRA, 2001)

Os rejeitos ditos granulares normalmente apresentam alta permeabilidade e conseqüentemente baixa compressibilidade. Além disso, pode-se afirmar que os parâmetros de resistência ao cisalhamento destes materiais encontram-se na faixa de 25 a 35° para o ângulo de atrito e coesão muita baixa ou nula. Adicionalmente, a densidade dos grãos (G_s) apresenta valores elevados, com influência direta das partículas de minério de ferro remanescentes no rejeito.

Dessa forma, os rejeitos granulares tendem a apresentar rápida consolidação com liberação imediata da água da polpa, garantindo boa capacidade de suporte aos equipamentos de terraplenagem utilizados na sua manipulação.

As características favoráveis, quanto a resistência e condutividade hidráulica, e a disponibilidade de grandes volumes dos rejeitos granulares têm justificado a sua utilização como material de construção nos próprios alteamentos das estruturas de contenção de resíduos em superfície (pilhas e barragens).

Neste sentido, a demanda de utilização dos rejeitos como material de construção nos alteamentos implicou a necessidade de estudos específicos para determinação de suas propriedades. Esta preocupação fundamenta-se no fato de que, embora os rejeitos de mineração apresentem composições granulométricas bem definidas, seu comportamento não pode ser caracterizado unicamente pelos fundamentos da mecânica dos solos convencional. O lançamento sob forma hídrica, as mudanças contínuas nos pontos de descarga, a dificuldade de compactação e a susceptibilidade à liquefação, erosão interna e *piping* constituem condicionantes fundamentais para o desenvolvimento de metodologias e análises específicas para os rejeitos de mineração.

2.4 – FORMAS DE TRANSPORTE DOS REJEITOS

O descarte dos rejeitos da unidade de beneficiamento pode ser feito na forma seca (pasta ou granel) ou líquida (polpa). Na primeira situação, o transporte dos resíduos é realizado através de caminhões ou correias transportadoras para áreas específicas onde serão depositados em pilhas de contenção. Este método, no entanto, apresenta grandes limitações de ordem econômica relacionadas principalmente à dificuldade de secagem

dos rejeitos, além dos elevados custos operacionais envolvidos no processo de reescavação, transporte e lançamento deste material (CHAMMAS, 1989).

Assim, a forma mais usual de descarte dos rejeitos provenientes da planta industrial consiste no transporte sob forma de polpa. A facilidade deste método reside no fato de que as atividades de concentração dos minérios geralmente já ocorrem sob forma úmida. Neste sentido, o transporte dos resíduos pode ser feito por gravidade através de canaletas ou por tubulações (mangotes), com ou sem a necessidade de bombeamento.

O espessamento da polpa constitui uma variante do processo tradicional de descarte de rejeitos na forma úmida. Seu princípio consiste no aumento da concentração de sólidos da polpa para valores na faixa de 60 a 70% em peso, permitindo a disposição direta do rejeito em pilhas através da execução de um pequeno dique de pé. Este dique, normalmente executado de terra compactada ou enrocamento, tem por objetivo a retenção e posterior encaminhamento, por drenos e canais, do efluente líquido proveniente da pilha e da bacia hidrográfica correspondente.

Entretanto, a utilização desta técnica encontra-se condicionada a uma série de fatores, tais como a topografia regular e plana da área, a ocorrência de clima árido e a composição essencialmente arenosa do rejeito. Além disso, o alto custo e as dificuldades relacionadas ao processo de bombeamento pela tubulação do rejeito espessado, ocasionando freqüentes entupimentos e desgaste prematuro das peças, são fatores ainda limitadores para utilização desta técnica.

2.5 – FORMAS DE DEPOSIÇÃO DOS REJEITOS

De maneira geral, a deposição dos rejeitos provenientes das atividades de mineração pode ser realizada em cavidades subterrâneas, em ambientes subaquáticos ou mais comumente na superfície dos terrenos.

2.5.1 – Deposição Subterrânea

Na deposição subterrânea, os rejeitos retornam às cavidades anteriormente lavradas (*back-filling*), onde possibilitam maior estabilidade das paredes e tetos das galerias,

reduzindo sensivelmente possíveis abatimentos ou subsidências na região. A limitação das características geotécnicas do rejeito para função de preenchimento das cavidades pode ser contornada através da eventual mistura com outros materiais. A utilização de cimento, estéreis, cinzas volantes (*flying ashes*) ou poliuretanos permitem uma melhoria considerável nas propriedades mecânicas e dinâmicas dos materiais de preenchimento (NIEBLE, 1987).

Esta forma de deposição de rejeitos apresenta relevantes vantagens relacionadas principalmente à redução do passivo ambiental das atividades de mineração e à preservação de áreas adjacentes à planta industrial normalmente utilizadas para construção das barragens de contenção (controle da poluição física do ar e do solo). Entretanto, a utilização desta técnica encontra-se pouco difundida em nosso país, com registros de disposição subterrânea encontrados apenas nas minas de carvão mineral do sul de Santa Catarina.

2.5.2 – Deposição Subaquática

Na deposição subaquática, os rejeitos, na forma de polpa, são lançados diretamente no fundo dos corpos d'água receptores (mares, lagos ou reservatórios específicos) através de sistemas de tubulação.

Embora questionável em termos ambientais, a utilização desta técnica pode representar a única alternativa para disposição de rejeitos em regiões costeiras. Nesta situação, fatores combinados, como elevados índices pluviométricos, topografia acidentada e uso extensivo do solo para fins mais nobres (habitações, agricultura e áreas de preservação ambiental), podem inviabilizar o empreendimento mineiro, caso esta solução não seja adotada (FERRAZ, 1993).

2.5.3 – Deposição Superficial

Na superfície dos terrenos, os rejeitos de mineração podem ser depositados em forma de pilha (em pasta ou granel) ou em reservatórios contidos por diques (áreas planas ou com pequena inclinação) e barragens (regiões de vale). A disposição dos rejeitos sob forma

de polpa é normalmente realizada através da técnica do aterro hidráulico com os alteamentos sucessivos sendo realizados com a utilização do próprio rejeito.

A deposição em forma de pilha é realizada através da secagem prévia e posterior empilhamento dos rejeitos com auxílio de equipamentos de terraplenagem, com procedimento executivo similar àquele utilizado em pilhas de estéril ou por lançamento de rejeito espessado. Assim, estas estruturas apresentam as mesmas restrições e características já descritas anteriormente.

FERRAZ (1993) descreve um sistema de deposição de rejeitos que também pode ser definido como pilha. O lançamento de rejeitos essencialmente granulares em regiões topográficas que não constituam uma bacia hidrográfica representativa também pode caracterizar uma deposição por empilhamento, desde que não ocorra acúmulo de água no reservatório. Este comportamento pode ser conseguido através de um eficiente sistema de drenagem interna e garantia de fluxo gravitacional ao longo do depósito de rejeitos (Figura 2.3). Adicionalmente, deve-se se prover a estrutura com extravasores e sistemas auxiliares de bombeamento que permitam a rápida remoção de água em períodos com incidência de precipitações mais intensas.

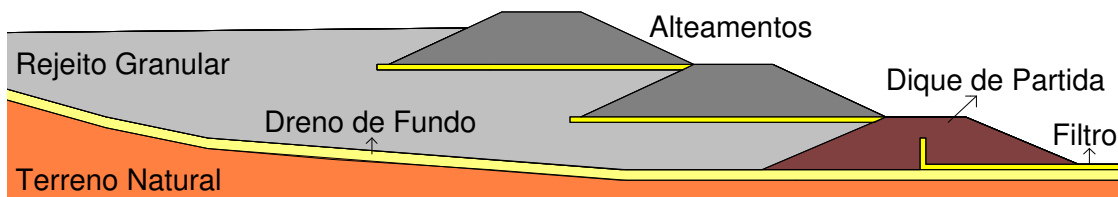


Figura 2.3 – Seção típica de uma pilha de rejeitos

Além destas formas convencionais, a utilização de cavas, comumente frentes de lavra exauridas de mineração, tem se constituído uma prática bastante comum e viável para deposição dos rejeitos (GOMES *et al.*, 1999).

Além das razões ambientais relacionadas à reabilitação de uma área anteriormente degradada, podem ser destacadas uma série de vantagens econômicas na adoção deste procedimento. Do ponto de vista técnico, não existem restrições significativas ao enchimento de cavas exauridas. Entretanto, algumas recomendações devem ser

observadas ainda na fase de projeto, como por exemplo, a possível instabilidade dos taludes internos e das encostas de contorno da mina durante o lançamento dos rejeitos.

Outra questão a ser contornada reside na dificuldade de recirculação da água liberada pela polpa para a planta industrial. A forma e as dimensões da cava podem comprometer consideravelmente o processo de clarificação da água (decantação dos sólidos em suspensão). Para reduzir estes efeitos, o seccionamento do interior do reservatório, através da construção de diques auxiliares, constitui uma medida consistente para aumentar a distância de sedimentação das partículas.

2.6 – BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS

A forma mais comum de disposição dos rejeitos úmidos em superfície consiste no lançamento direto em reservatórios contidos por diques (áreas com pequena inclinação) ou barragens (vales). Estas estruturas de contenção são normalmente executadas a partir de um dique de partida constituído de terra compactada ou enrocamento, com os alteamentos sucessivos sendo realizados com a utilização do próprio rejeito através da técnica do aterro hidráulico.

A construção destas barragens de contenção de rejeitos é normalmente realizada pela equipe técnica e equipamentos da própria mineradora com seus alteamentos sendo executados em etapas de acordo com a necessidade de armazenamento. A grande vantagem deste procedimento executivo reside na possibilidade de amortização dos custos envolvidos na construção da barragem ao longo da vida útil da estrutura, com otimização dos métodos construtivos em virtude da experiência anterior e utilização dos próprios resíduos contidos como material de construção.

A utilização de barragens de rejeitos projetadas com a técnica de aterro hidráulico apresenta, no entanto, alguns condicionantes relacionados principalmente aos aspectos construtivos e de segurança, provocados pela insuficiência de especificações que normalizem este tipo de estrutura. O procedimento de lançamento do material é feito geralmente de forma quase aleatória, não sendo estabelecido nenhum controle das variáveis que influenciam o processo de deposição (RIBEIRO, 2000).

Diversos estudos desenvolvidos em todo mundo recomendam a adoção de algumas providências no sentido de aumentar a segurança de estruturas que utilizem o rejeito como constituinte principal de seu maciço. A separação das frações grossa e fina (ciclonagem), a instalação de drenos e filtros internos, a proteção superficial dos taludes contra a ação erosiva e a execução de processos de compactação primária com intuito de aumentar a densidade relativa e a resistência ao *piping* representam algumas medidas de segurança a serem adotadas (KLOHN, 1981).

O lançamento dos rejeitos no interior dos reservatórios pode ser realizado em linha (Figura 2.4) ou em um único ponto com auxílio de hidrociclones ou canhões (spigots). Os hidrociclones são dispositivos que tem por objetivo promover a separação granulométrica dos rejeitos de mesma densidade. Seu princípio de funcionamento está relacionado à ação da força centrífuga que provoca o movimento relativo das partículas mais grossas (*underflow*) e mais finas (*overflow*) permitindo sua separação dentro do ciclone (Figura 2.5).

A parcela conhecida como *overflow* apresenta granulometria fina e representa a parcela sólida da lama lançada no interior do reservatório. Já o *underflow* é constituído por partículas mais granulares com características de resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica elevadas, justificando seu lançamento nas áreas próximas à crista do barramento, onde pode ser utilizado como material de construção nos alteamentos posteriores.

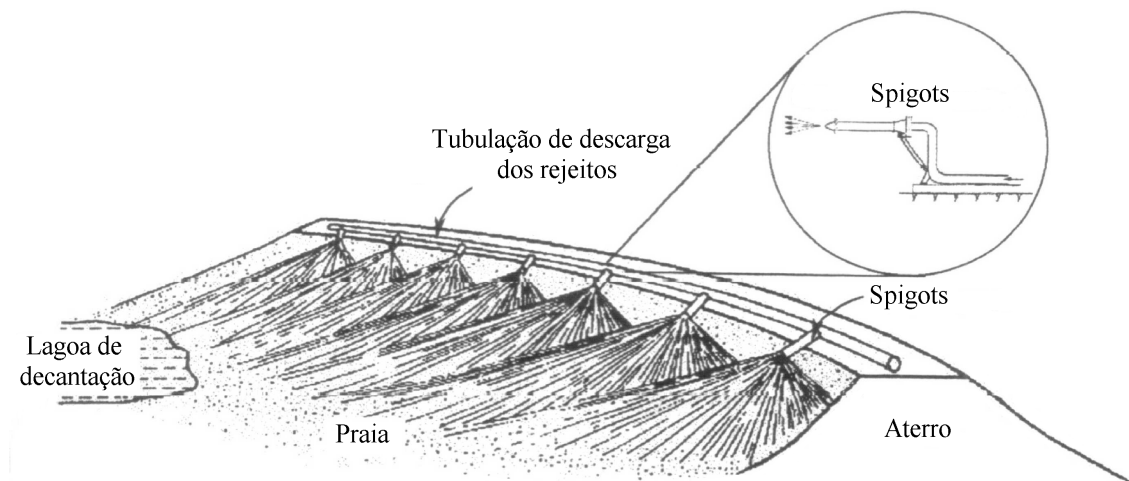


Figura 2.4 – Descarga de rejeitos em linha (Adaptado – RIBEIRO, 2000)



Figura 2.5 – Vista de um conjunto de hidrociclones

A separação dos grãos realizada pelos hidrociclones representa um elemento fundamental para estabilidade da estrutura de contenção. Esta operação permite o controle da elevação da linha freática e da percolação dentro do maciço, bem como, a possibilidade de aumento da compacidade dos alteamentos construídos com os rejeitos granulares devido à movimentação contínua dos equipamentos de terraplenagem.

Outra forma de disposição de rejeitos bastante usual nas plantas industriais de mineração reside no lançamento direto dos resíduos na região da praia em um único ponto da barragem através de tubulações localizadas ao longo da crista (Figura 2.6). A adoção deste procedimento implica a ocorrência de um processo de segregação de partículas bastante complexo na praia, em função principalmente da velocidade de descarga, da concentração e das diferentes densidades dos minerais presentes no rejeito (basicamente, sílica e óxidos de ferro). Adicionalmente, a utilização de um único ponto de descarga requer a movimentação periódica da tubulação sobre a crista da barragem visando reduzir a elevação desigual de suas seções.

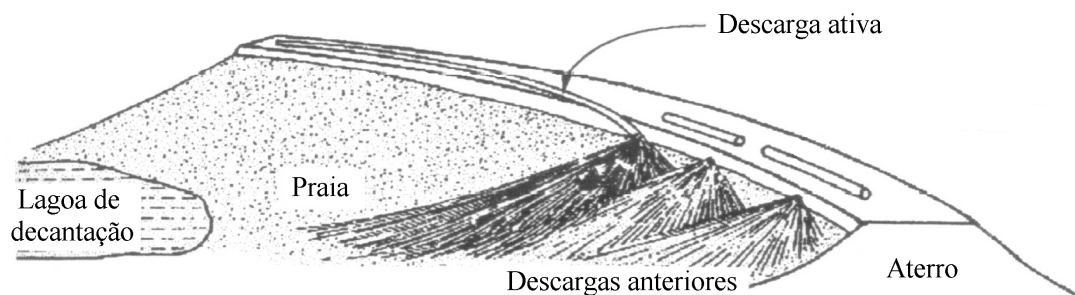


Figura 2.6 – Descarga de rejeitos em um único ponto (Adaptado – RIBEIRO, 2000)

2.7 – MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS BARRAGENS DE REJEITOS

A tipificação das barragens de contenção de rejeitos relaciona-se basicamente aos procedimentos construtivos e aos materiais utilizados no processo de alteamento. Nesse sentido, considerando o uso do próprio rejeito como material de construção através da técnica do aterro hidráulico, podem-se destacar três métodos construtivos com especificidades de projeto e vantagens operacionais que serão discutidas a seguir:

- } Método de Montante;
- } Método de Jusante;
- } Método da Linha de Centro.

Além dos métodos apresentados anteriormente, as barragens de rejeitos também podem ser construídas de forma convencional, com projetos, materiais constituintes e procedimentos executivos similares àqueles desenvolvidos para estruturas com a finalidade de acumulação de água.

2.7.1 – Barragens Alteadas para Montante

A construção de barragens de rejeitos com a técnica de aterro hidráulico pelo método de montante constitui a forma mais antiga e simples, caracterizando-se como uma evolução natural dos procedimentos empíricos de disposição de rejeitos. A etapa inicial de construção deste tipo de barragem consiste normalmente na execução de um dique de partida de terra compactada ou enrocamento. Por razões técnicas e construtivas, o rejeito é então lançado a montante da periferia da crista por canhões ou hidrociclones formando uma praia de deposição, que servirá como fundação e fornecerá material para execução dos alteamentos subsequentes (Figura 2.7). Este processo é repetido continuamente até que a cota final prevista para a barragem seja atingida.

O método de montante apresenta como principais vantagens o baixo custo de sua construção, a necessidade de menor volume de materiais, a rapidez e a simplicidade na execução dos alteamentos, normalmente realizados pela equipe técnica da própria mineradora (VICK, 1983).

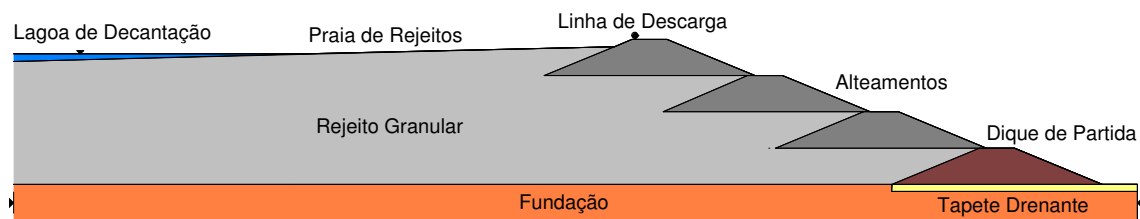


Figura 2.7 – Seção típica de uma barragem alteada para montante

Além disso, a adoção dos ciclones no processo de disposição possibilitou uma melhoria das características geotécnicas do material construtivo (rejeito) na região da praia e conseqüentemente otimizou de forma significativa a velocidade de execução dos alteamentos (KLOHN, 1981).

Apesar de bastante popular e utilizada pela maioria das mineradoras, a construção de barragens de rejeitos por alteamentos sucessivos à montante tem sido desaconselhada (ABNT, 1993) e até mesmo proibida em alguns países. No passado, o precário controle de qualidade empregado na construção destas barragens implicou a ocorrência de numerosos fenômenos de ruptura (ICOLD, 1989).

O principal agravante relacionado à adoção do método de montante reside no fato de que os alteamentos são realizados sobre materiais (rejeitos) depositados em curto intervalo de tempo e conseqüentemente encontram-se pouco consolidados. Neste sentido, sob condição saturada e estado de compactidade fofo, estes rejeitos tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade à liquefação sob carregamentos dinâmicos ou estáticos.

Adicionalmente, a dificuldade na implantação de um sistema eficiente de drenagem interna para controle do nível d'água e da percolação dentro da barragem constitui um problema adicional, com reflexos diretos na estabilidade global da estrutura e riscos de *piping* no talude de jusante.

Todas estas restrições, no entanto, não inviabilizam a utilização do método construtivo de montante. Nesse sentido, CARRIER (1991) destaca uma série de cuidados a serem tomados ainda na fase de concepção da estrutura visando reduzir seu potencial risco. A realização de análises de estabilidade em condição drenada e não drenada durante todas as etapas do alteamento, a limitação da altura da estrutura para evitar a ocorrência de

rupturas por cisalhamento na direção de montante e o estabelecimento de uma perfeita integração entre o projeto e a execução da barragem constituem medidas recomendadas para o aumento da segurança das barragens de rejeitos alteadas para montante.

Adicionalmente, CHAMMAS (1989) destaca a importância da implantação de uma praia de rejeitos finos (lama) na região compreendida entre o talude de montante e o reservatório. A adoção desta medida visa reduzir a percolação e os riscos de *piping* devido ao eventual rebaixamento rápido da linha freática.

O elevado custo envolvido na construção de barragens convencionais e a escassez de novas áreas para disposição dos rejeitos têm motivado as empresas mineradoras do Quadrilátero Ferrífero a otimizar a capacidade de armazenamento de algumas estruturas existentes. Assim, a Figura 2.8 apresenta a seção típica de um alteamento para montante utilizando uma barragem de rejeitos com vida útil esgotada como dique de partida.

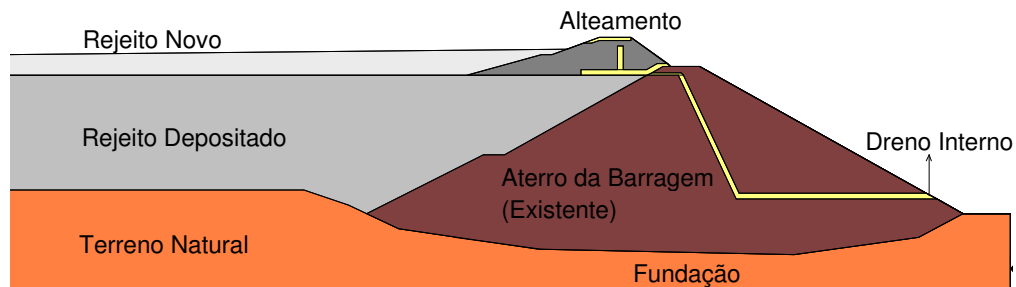


Figura 2.8 – Seção de um alteamento para montante sobre barragem existente

Neste projeto observa-se um nítido cuidado com a estabilidade e a percolação de água no interior do maciço da barragem. A adoção de filtros verticais e de um tapete horizontal para montante, a suavização da inclinação dos taludes e a execução de bermas estabilizadoras no talude de montante representam medidas adotadas para conferir maior segurança à estrutura.

2.7.2 – Barragens Alteadas para Jusante

A construção de barragens de rejeitos pelo método de jusante representa um desenvolvimento relativamente novo. Sua origem relaciona-se à necessidade de que os alteamentos sucessivos não fossem executados sobre o rejeito previamente depositado e pouco consolidado (Figura 2.9).

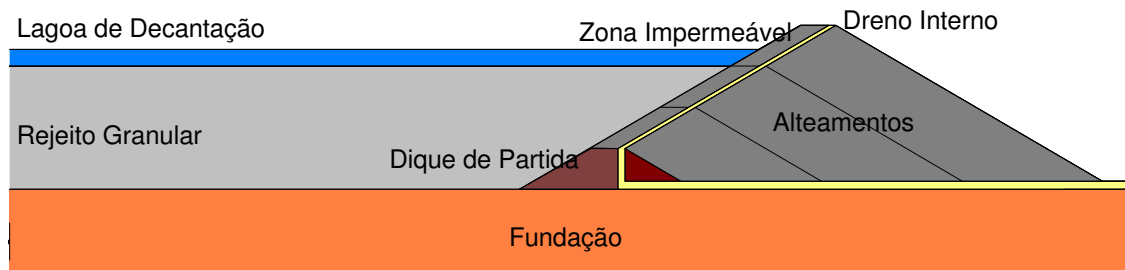


Figura 2.9 – Seção típica de uma barragem alteada para jusante

Nesse sentido, a adoção de estruturas construídas pela técnica de alteamento para jusante possibilitou a execução de barragens de rejeitos de maior porte e com fatores de segurança mais satisfatórios.

KLOHN (1981) relaciona uma série de vantagens envolvidas no processo de construção de barragens de rejeitos com alteamentos sucessivos à jusante. Dentre elas, destacam-se:

- } nenhuma parte da barragem é construída sobre o rejeito previamente depositado e conseqüentemente pouco consolidado;
- } o processo de lançamento e compactação da barragem pode ser controlado pelas técnicas convencionais de construção;
- } o sistema de drenagem interna pode ser executado durante a construção da barragem, permitindo o controle sobre a linha de saturação e aumentando a estabilidade da estrutura;
- } a barragem de rejeitos construída pelo método de jusante resiste satisfatoriamente a efeitos dinâmicos, como forças sísmicas;
- } a construção pode ser escalonada sem comprometimento da segurança da estrutura;
- } as atividades de construção da barragem não provocam interferência na operação dos rejeitos;
- } não existe limitação técnica quanto a altura máxima da barragem.

FERRAZ (1993) destaca ainda como vantagem do método de jusante a possibilidade de redução significativa das dimensões do extravasor de cheias. A inexistência de restrições ao contato da lâmina d'água junto à crista da barragem, devido a presença de uma zona impermeável no talude de montante, justifica esta afirmação. Assim, o

reservatório pode acumular volumes muito maiores de água, seja para recirculação de água na planta industrial, seja para retenção de cheias ou de possíveis fluidos tóxicos liberados pelo rejeito.

Entretanto, como principal desvantagem na construção de barragens de rejeitos pelo método de jusante destaca-se a necessidade de grandes volumes de material e conseqüentemente o alto custo envolvido na execução destas estruturas. Nesse sentido, a insuficiência de rejeito granular (*underflow*), principalmente nas fases iniciais de operação, pode implicar a necessidade de execução de um dique de partida mais elevado ou utilização de materiais alternativos provenientes de áreas de empréstimo ou do estéril da mina.

2.7.3 – Barragens Alteadas pela Linha de Centro

A construção de barragens de rejeitos pelo método da linha de centro representa basicamente uma variação do método de jusante em que o alteamento da crista é realizado de forma vertical. O primeiro alteamento é executado lançando-se o aterro sobre o limite montante da praia e o talude de jusante do maciço do dique de partida, com os alteamentos subseqüentes devendo ser coincidentes a este eixo durante toda a vida útil da barragem.

De maneira geral, o método da linha de centro pode ser considerado uma solução geometricamente intermediária entre os dois métodos anteriormente descritos, agregando assim vantagens e desvantagens de ambos (Figura 2.10). Entretanto, o comportamento estrutural destas estruturas encontra-se mais próximo das barragens construídas pelo método de jusante.

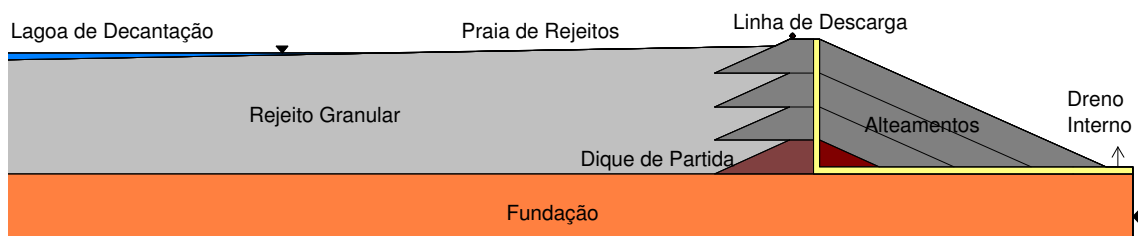


Figura 2.10 – Seção típica de uma barragem alteada pela linha de centro

A facilidade construtiva e a exigência de volumes relativamente menores de material no processo de construção da barragem são fatores favoráveis à adoção do método da linha de centro. Adicionalmente, destaca-se a possibilidade de execução do sistema de drenagem interna, permitindo maior controle da linha de saturação e da percolação dentro do maciço da barragem.

2.7.4 – Barragens Convencionais de Estéril ou Material de Empréstimo

Além dos procedimentos descritos anteriormente, onde o próprio rejeito granular é utilizado como material construtivo, as barragens de contenção também podem ser executadas de forma convencional com a utilização de estéreis, enrocamento ou materiais provenientes de áreas de empréstimo (Figura 2.11).

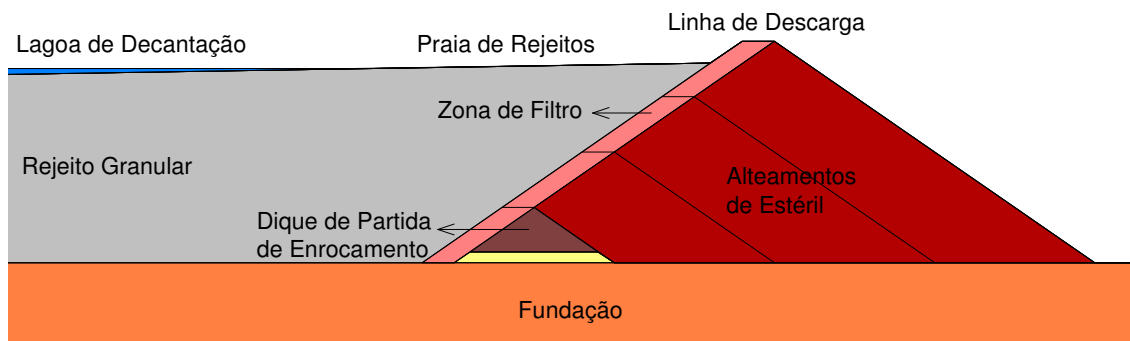


Figura 2.11 – Seção típica de uma barragem construída com estéril

Nas últimas décadas, o rigor das exigências e legislações ambientais, relacionadas principalmente ao controle de qualidade do efluente líquido proveniente do beneficiamento mineral e à segurança global das barragens de contenção de rejeitos, tem implicado a adoção de projetos e procedimentos executivos similares àqueles desenvolvidos para estruturas de reservação de água.

A combinação de estéril com rejeitos granulares também pode ser utilizada para construção de barragens de contenção. Nestas estruturas observa-se a necessidade de separação dos materiais constituintes do maciço através da execução de uma zona de filtro no interior do maciço. A Figura 2.12 apresenta o perfil de uma barragem de contenção zonada construída com a utilização combinada de rejeitos e estéreis. A

numeração das faixas presentes na figura indica a seqüência construtiva utilizada para execução desta barragem de rejeitos.

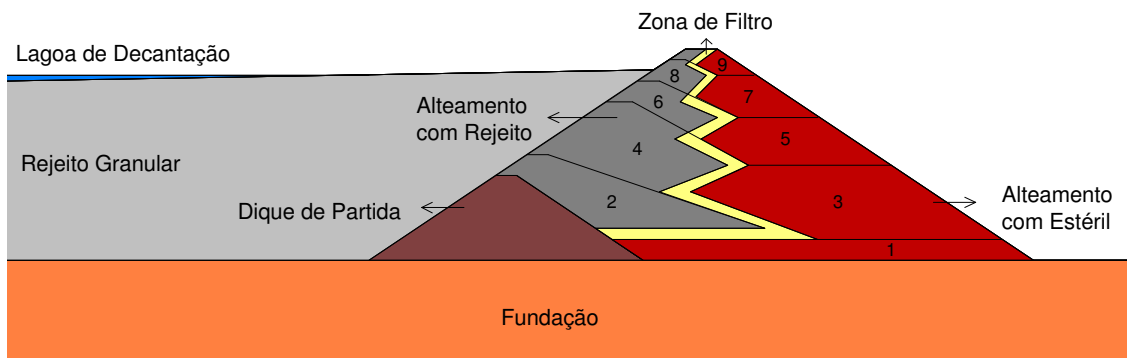


Figura 2.12 – Seção típica de uma barragem construída com a combinação de rejeito e estéril

2.8 – LIQUEFAÇÃO DE REJEITOS GRANULARES

O fenômeno de liquefação pode ser genericamente definido como a perda repentina da resistência ao cisalhamento de materiais granulares, em condições não-drenadas, resultante da aplicação de carregamentos estáticos ou dinâmicos sobre o depósito (TERZAGHI & PECK, 1997).

Em termos gerais, a causa deste fenômeno relaciona-se basicamente ao desenvolvimento de elevadas poropressões no interior da massa de solo, provocando redução substancial das tensões efetivas para valores concordantes à linha de ruptura. Dessa forma, a parcela de solo sujeita à liquefação comporta-se temporariamente como uma massa fluida com consistência de líquido pesado.

De acordo com as características e condições dos materiais sujeitos à ocorrência deste fenômeno, CASAGRANDE (1975) identificou dois tipos distintos de liquefação, denominadas cíclica e estática.

A liquefação cíclica é característica de solos granulares saturados de média a alta densidade (comportamento dilatante) submetidos à aplicação repetida de pequenos incrementos e decrementos de tensões cisalhantes. Em condições de campo, este fenômeno está associado à ocorrência de carregamentos dinâmicos provocados por sismos ou vibrações causadas por explosões.

Já a liquefação estática ou efetiva apresenta maior susceptibilidade de ocorrência nos depósitos arenosos finos de baixa condutividade hidráulica, onde a presença da fração argila não confira significativa plasticidade ao maciço. A presença de partículas finas plásticas no interior da massa de solo impede a separação dos grãos de areia, conferindo maior resistência à liquefação.

Dessa forma, o fenômeno de liquefação efetiva apresenta maior possibilidade de ocorrência em depósitos não-coesivos, sob condição saturada e fofa, sujeitos à aplicação de carregamentos estáticos. Estes carregamentos, causados normalmente por sobrecargas no depósito, tendem a provocar uma contração (redução de volume) na massa de solo.

Entretanto, a condição saturada do material e o curto intervalo de aplicação da carga impedem esta tendência, elevando consideravelmente as poropressões. Assim, caso a tensão total não tenha sofrido um incremento durante o carregamento, a tensão efetiva sofre grande redução, resultando na perda de resistência do maciço e ruptura por liquefação (HOLTZ & KOVACS, 1981).

CASTRO & POULOS (1977) demonstraram que as características granulométricas, o estado de densidade e a tensão confinante dos materiais representam os principais condicionantes que influenciam o fenômeno de liquefação. Adicionalmente, GOMES *et al.* (2002b) reforça a importância de outros fatores neste processo, tais como, a forma dos grãos e a composição química e mineralógica das partículas.

Neste contexto, deve-se destacar que os rejeitos granulares de mineração constituem materiais particularmente susceptíveis aos fenômenos de liquefação por carregamento estático ou dinâmico. Sua composição essencialmente arenosa e sua condição normalmente saturada e fofa na região da praia de deposição representam importantes condicionantes para ocorrência destes fenômenos.

Além disso, a ausência de sistemas de drenagem interna e as dificuldades de compactação (densificação) dos rejeitos utilizados nos alteamentos, principalmente no método para montante, reforçam o risco de ruptura por liquefação nas estruturas de contenção de rejeitos de minério de ferro (barragens e pilhas).

DAVIES *et al.* (2002) apontaram a liquefação como a principal causa de ruptura de inúmeras barragens de rejeitos em todo o mundo. A ruptura das barragens da Mina do Pico São Luiz e da Mina do Fernandinho constituem alguns exemplos de ocorrência deste fenômeno na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais (PARRA & RAMOS, 1987 e PARRA & LASMAR, 1987).

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE PIEZOCONE

3.1 – INTRODUÇÃO

A elaboração de projetos geotécnicos das mais diferentes magnitudes implica necessariamente o conhecimento das características e propriedades dos solos, utilizados como material construtivo ou como elemento de suporte das demais estruturas. De maneira geral, a determinação destas características pode ser realizada através de ensaios de laboratório e de campo.

O desenvolvimento da Mecânica dos Solos tem indicado que os efeitos da retirada, transporte e reconsolidação das amostras em laboratório, especialmente no caso de solos arenosos, podem causar alterações significativas no comportamento tensão-deformação dos materiais ensaiados (WROTH, 1984). Além disso, as condições de moldagem das amostras em laboratório normalmente impossibilitam a verificação de algumas características de compressibilidade e do maciço, fundamentais para previsão de seu comportamento.

Nesse sentido, os ensaios geotécnicos de campo têm se mostrado uma ferramenta especialmente interessante para determinação das propriedades de resistência, deformabilidade e permeabilidade dos solos, reduzindo os efeitos de perturbação ao qual estão normalmente submetidas as amostras. Esta necessidade de uma melhor caracterização das condições do subsolo têm impulsionado, principalmente nas últimas

décadas, o desenvolvimento e aperfeiçoamento de equipamentos e técnicas de investigação geotécnica *in situ* em todo o mundo.

A rapidez de execução dos ensaios de campo possibilita a realização de um programa de investigação mais completo da área de estudo. Adicionalmente, a visualização imediata dos resultados dos ensaios permite o ajuste e eventuais modificações no planejamento da investigação. Todos estes fatores conferem viabilidade econômica aos ensaios de campo em comparação com as metodologias convencionais de laboratório (LANCELLOTA, 1995).

Dentre as várias metodologias e técnicas de investigação geotécnica *in situ* indiretas e semi-diretas disponíveis, deve-se destacar os ensaios de cone (CPT) e piezocone (CPTU) pelo grande potencial na determinação do perfil estratigráfico e estimativa de parâmetros geomecânicos dos solos.

Na Europa, nos Estados Unidos, no Canadá e no Japão, a utilização dos ensaios cone penetrométricos encontra-se bastante difundida, com uso identificado em diversas situações e materiais. A avaliação do estado de contaminação de solos por resíduos industriais e domésticos (DAVIES & CAMPANELLA, 1995), o controle de compactação de regiões de aterros de vias terrestres (KONRAD & LACHANCE, 2001), a determinação de propriedades geomecânicas de solos residuais e de resíduos provenientes do beneficiamento mineral (CAMPANELLA *et al.*, 1984) constituem algumas aplicações desta técnica.

No Brasil, o ensaio de cone é empregado desde a década de 50 do século passado, mais notadamente na investigação de depósitos petrolíferos em plataformas marítimas. Nos últimos anos, devido ao desenvolvimento de protótipos de piezocone em algumas universidades e ao crescente interesse comercial, o ensaio de cone vem experimentando grande expansão em nosso país, principalmente na caracterização de solos tropicais, na área de fundações e na geotecnia ambiental (ORTIGÃO *et al.*, 1996; SCHNAID *et al.*, 1997; COUTINHO *et al.*, 1998; BEZERRA *et al.*, 1998; POLITANO *et al.* 2001; ALBUQUERQUE FILHO & GOMES, 2002; GOMES *et al.*, 2002a).

3.2 – HISTÓRICO

O ensaio de cone foi pioneiramente desenvolvido no Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft, na Holanda, em meados da década de 30 do século passado. Seu objetivo original relacionava-se à avaliação do comportamento de um perfil de solo característico constituído por depósitos argilosos aluviais sobrepostos a estratos arenosos. O estudo deste perfil, bastante comum no oeste daquele país, amparava-se na necessidade de determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade visando, respectivamente, a construção de estradas e assentamento de estacas das edificações holandesas (SILVA, 1999).

O procedimento básico do ensaio consistia na cravação vertical, lenta e constante de uma haste com ponta cônica no solo, permitindo o conseqüente registro da resistência encontrada na ponta e do atrito lateral ao longo de todo o perfil. Ao longo dos anos, várias modificações foram introduzidas em relação ao equipamento original e aos procedimentos do ensaio, expandindo significativamente as potencialidades do ensaio de cone na engenharia geotécnica.

Na década de 40, ocorreram mudanças relevantes no projeto original do cone com intuito de impedir a entrada de grãos de areia entre a haste e o tubo de revestimento (VERMEIDEN, 1948, citado por HACHICH *et al.*, 1998). A adoção de um manto na forma de tronco na base do cone reduziu consideravelmente os erros nas leituras dos ensaios realizados em estratos arenosos.

Posteriormente, BEGEMANN (1965) propôs a introdução de uma luva de atrito lateral imediatamente atrás da base do cone com intuito de aumentar a acurácia dos resultados (Figura 3.1). A adoção desta luva, denominada “friction jacket cone”, relacionava-se à necessidade de reduzir os efeitos do atrito gerado pela passagem das hastes durante o processo de cravação.



Figura 3.1 - Luva de atrito do cone proposta por BEGEMANN (1965)

Com o desenvolvimento de um sistema de medição da resistência de ponta e atrito lateral por meio de células de carga elétricas, na década de 70, ocorreu outro grande avanço no ensaio de cone. A adoção destas células de carga ao equipamento resultou na transformação do cone mecânico em elétrico (DE RUITER, 1971). Esta modificação permitiu o registro automático dos valores de resistência de ponta e do atrito lateral, eliminando falhas na transmissão do cone (SCHAAP & ZUIDBERG, 1982).

O desenvolvimento de cones de atrito com diferentes dimensões e procedimentos na Europa e nos Estados Unidos implicou a necessidade de padronização internacional do equipamento (ISSMFE - *International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1977, 1989; ASTM - *American Society for Testing and Materials*, 1979). Estas normas definiram as principais características da geometria do cone, com suas respectivas tolerâncias, possibilitando maior intercâmbio dos resultados dos ensaios em todo o mundo.

No início da década de 80, a introdução de um transdutor de pressão de água associado a um elemento poroso localizado nas proximidades da ponta do cone possibilitou também o registro das poropressões dinâmicas geradas durante o ensaio (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1981). DE RUITER (1982) destaca que a combinação de medidas de resistência e poropressão adicionou uma nova dimensão à interpretação analítica dos dados, ampliando consideravelmente as potencialidades do equipamento. Este novo tipo de equipamento passou a ser designado internacionalmente como piezocone (CPTU).

Dentre as principais vantagens do piezocone em relação ao ensaio de cone convencional destacam-se (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1988):

- ‖ Capacidade de distinção da penetração em condições drenada, parcialmente drenada e não-drenada;
- ‖ Capacidade de correção dos dados do ensaio devido a ocorrência de forças d'água não balanceadas;
- ‖ Capacidade de avaliação do fluxo d'água, do lençol freático e das características de adensamento dos depósitos;
- ‖ Melhoria na identificação dos perfis estratigráficos;
- ‖ Melhoria significativa na avaliação dos parâmetros geotécnicos.

No Brasil, a normatização do ensaio de cone ocorreu apenas em junho de 1991 através da NBR 12069 (ABNT, 1991a).

3.3 – DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O equipamento para a realização do ensaio de piezocone deve satisfazer a requisitos técnicos relacionados essencialmente à repetibilidade das leituras, à acurácia dos valores medidos e à resolução de escala. A ASTM (1979) e a ISSMFE (1989) normatizaram as principais características da geometria do cone. As dimensões e tolerâncias admitidas nos elementos do piezocone são apresentadas abaixo:

- ‖ Diâmetro do cone (d_c) deve ser igual a 35,7 mm;
Tolerância aceitável: $34,8 \text{ mm} \leq d_c \leq 36,0 \text{ mm}$.
- ‖ Área basal correspondente (A_c) deve ser igual 1000 mm^2 ;
Tolerância aceitável: -5% ou +2%.
- ‖ Comprimento de extensão cilíndrica acima do cone não deve ultrapassar 5 mm.
- ‖ Ângulo do ápice do cone deve ser igual a 60° .
- ‖ Altura da parte cônica deve estar compreendida entre 24 mm e 31,2 mm.

- } Espaço existente entre a parte cônica e os outros elementos do penetrômetro não deve ultrapassar 5 mm.
- } Diâmetro da luva de atrito não deve ser menor que o diâmetro basal do cone.
- } Área superficial da luva de atrito deve ser igual a $1,5 \times 10^4 \text{ mm}^2$;
- } Localização do elemento poroso (filtro) do piezocone ainda não está padronizada.

De maneira geral, pode-se destacar três partes principais constituintes de um equipamento para realização do ensaio de piezocone:

- } Sistema de cravação;
- } Sistema de aquisição de dados;
- } Dispositivos de medição da resistência de ponta, do atrito lateral e da poropressão dinâmica.

A Figura 3.2 apresenta a composição básica do equipamento necessário para realização do ensaio de piezocone com sistema de cravação e ancoragem realizado através de um penetrômetro. Já a Figura 3.3 destaca um conjunto montado sobre um caminhão com sistema de reação realizado pelo peso próprio do equipamento.

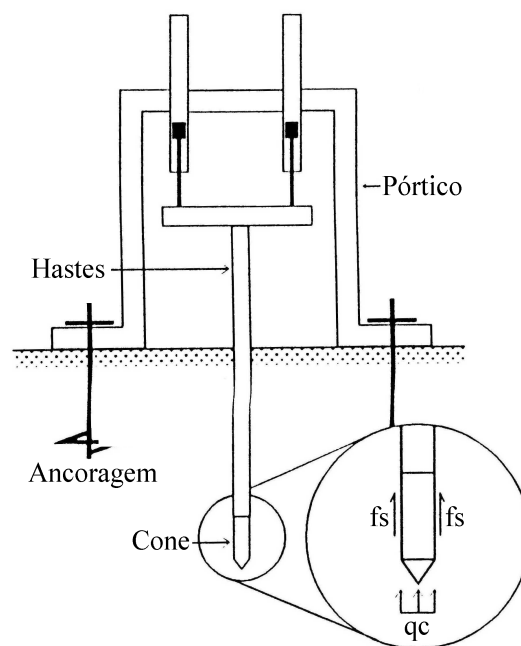


Figura 3.2 – Composição básica do equipamento do ensaio de cone (VELLOSO & LOPES, 1996)

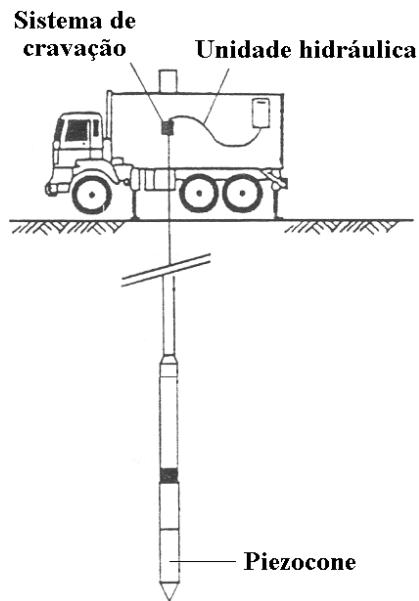


Figura 3.3 – Detalhe de um conjunto montado sobre um caminhão (Adaptado – SCHNAID, 2000)

3.3.1 – Sistema de Cravação

O sistema de cravação para execução do ensaio de cone consiste de um equipamento hidráulico que pode reagir em uma placa fixada ao solo por meio de âncoras helicoidais (ancoragem) ou através de um sistema de lastreamento formado pelo peso do próprio caminhão ou reboque responsável pelo transporte do equipamento. O sistema de cravação é normalmente acionado por um motor à combustão ou elétrico responsável por acionar e controlar o equipamento. Assim, por intermédio de uma chave de reversão, pode-se executar a cravação ou retirada do conjunto de hastes metálicas conectadas à ponteira cônica.

3.3.2 – Sistema de Aquisição de Dados

Os sistemas automáticos de aquisição de dados são amplamente empregados nos ensaios de piezocone, sendo constituídos basicamente de um equipamento responsável pela leitura, registro e armazenamento dos resultados (microcomputador), de uma placa amplificadora de sinais e de um conversor analógico/digital (*datalogger*). A incorporação destes dispositivos na rotina de execução dos ensaios possibilitou grande autonomia funcional devido principalmente à qualidade de armazenamento dos dados e à velocidade implementada aos cálculos e resultados.

Além disso, a utilização de um gatilho automático, localizado entre a haste de cravação e o pistão hidráulico, permite o fechamento do circuito elétrico ao princípio da cravação, dando início às leituras. Dessa forma, a interferência dos operadores na aquisição de dados torna-se bastante limitada (SCHNAID, 2000).

Outra importante inovação no processo de aquisição de dados do ensaio consistiu na incorporação da transmissão dos sinais por meio sônico. Este dispositivo permitiu o aumento da produtividade e eliminou os inconvenientes gerados pelo rompimento ou danificação dos fios elétricos durante o manuseio das hastes. Assim, a utilização de cabos para transmissão de dados ficou condicionada a situações bastante específicas onde o sinal se apresente muito fraco ou seja necessária a realização de ensaios de dissipação com longa duração.

3.3.3 – Dispositivos de Medição

A ponteira cônica utilizada no ensaio de piezocone é constituída basicamente por sensores do tipo *strain gauges*, localizados na região de sua ponteira, com intuito de permitir a medição da resistência de ponta, do atrito lateral e da poropressão dinâmica. Para ilustrar os dispositivos de medição, a Figura 3.4 apresenta a ponteira padrão adotada nos ensaios de piezocone.

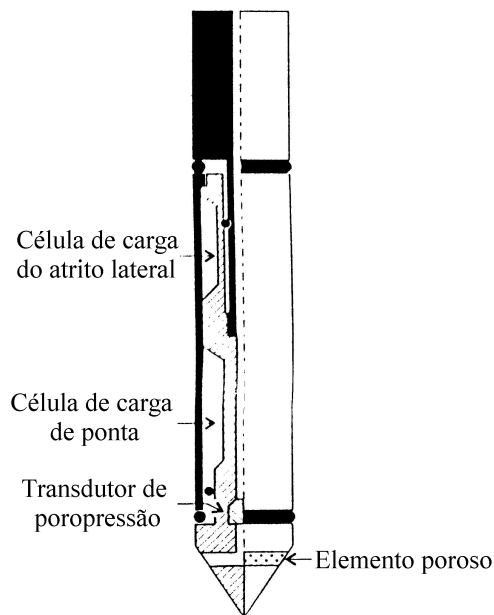


Figura 3.4 – Composição básica do piezocone (VELLOSO & LOPES, 1996)

3.3.3.1 – Elemento poroso

O elemento poroso ou filtro tem por objetivo garantir a medida correta da poropressão do solo em um tempo mínimo de resposta do transdutor de pressão. Assim, o projeto deste elemento deve conceber a existência de uma pequena cavidade de fluido, preferencialmente de baixa viscosidade e conveniente permeabilidade.

A permeabilidade do elemento poroso representa papel fundamental na qualidade dos resultados dos ensaios. Normalmente, o aumento da permeabilidade proporciona melhor tempo de resposta do transdutor de pressão. Em contra partida, filtros com baixa permeabilidade tendem a apresentar maior resistência à entrada de ar no sistema, garantindo um tempo maior de saturação. Dessa forma, os projetos atuais de piezocone tem procurado uma permeabilidade intermediária que satisfaça estes dois comportamentos (SMITS, 1982).

Diante do exposto, CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) propuseram a utilização de dois grupos distintos de materiais como filtro (cerâmica e aço - permeabilidade reduzida e polipropileno - maior permeabilidade). Como fluido de saturação do elemento poroso são normalmente utilizados os óleos de silicone e glicerina, devido a sua baixa compressibilidade e viscosidade. A água, embora com uso bastante restrito, também pode ser empregada.

Quanto à posição do elemento poroso para registro das poropressões, não existe consenso na comunidade científica internacional. CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) apresentaram os variados modelos de geometria e localização do filtro desenvolvidos nos projetos de piezocone (Figura 3.5).

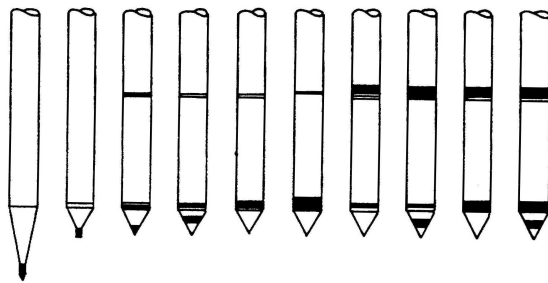


Figura 3.5 – Modelos de ponteiros desenvolvidas para o ensaio de piezocone

De maneira geral, admite-se que o elemento poroso seja posicionado na região da ponta (u_1), imediatamente atrás da ponta (u_2) ou atrás da luva de atrito (u_3) do cone, com especificidades e vantagens diretamente relacionadas às características do solo ensaiado e aos resultados de poropressão objetivados (Figura 3.6).

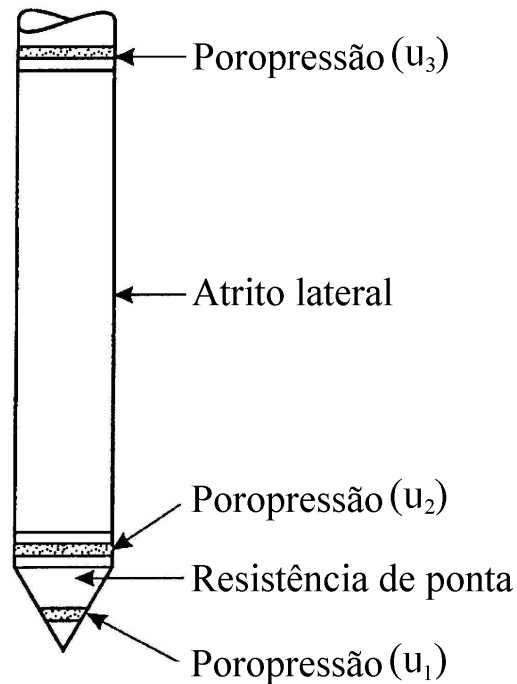


Figura 3.6 – Principais posições do elemento poroso

CAMPANELLA & ROBERTSON (1988) destacaram algumas vantagens no posicionamento do filtro na base imediatamente atrás da ponta cônica (u_2):

- } Menor possibilidade de danificação do filtro;
- } Estabilidade dos valores de poropressão medidos;
- } Sensibilidade ao registro das poropressões dinâmicas;
- } Possibilidade de correção da área efetiva no cálculo da resistência de ponta e do atrito lateral.

Como principal limitação da utilização do filtro nesta posição, destaca-se a impossibilidade de registro dos valores máximos da poropressão dinâmica e da tensão total na região de cisalhamento.

3.4 – PROCEDIMENTO DE ENSAIO

A primeira etapa na realização do ensaio de piezocone reside na fixação do sistema responsável pela aplicação de cargas. A utilização de penetrômetros garantiu grande autonomia aos ensaios por permitir a execução desta tarefa através da cravação de âncoras helicoidais com sistemas elétrico-hidráulicos, posteriormente ligadas à uma placa de apoio. No caso do sistema utilizado nos ensaios ser constituído por um conjunto montado sobre um caminhão, utilitário ou reboque deve-se necessariamente realizar o nivelamento e sua posterior fixação através do peso próprio do equipamento (lastreamento) ou ancoragem manual.

Terminada a fixação do equipamento, ocorre a execução de um pré-furo até a profundidade do nível d'água do terreno ser atingida. Em seguida, procede-se a cravação do piezocone devidamente calibrado com seu elemento poroso saturado e protegido por uma membrana impermeável de borracha preenchida com óleo de glicerina ou silicone. Esta metodologia, proposta por ROBERTSON (1989), tem por finalidade garantir que o filtro se mantenha saturado até que o piezocone atinja o nível d'água. O processo de saturação das pedras porosas realiza-se previamente através da aplicação de vácuo, em câmara de saturação, por um período de 2 a 3 horas.

A penetração do cone realiza-se de forma contínua e quase-estática, a uma velocidade constante de 2 cm/s, interrompida apenas para conexão de novas hastes e para realização do ensaio de dissipação do excesso de poropressão em algumas profundidades específicas. Assim, procede-se, por meio dos sensores, a medição da resistência de ponta, do atrito lateral e da poropressão ao longo de todo o perfil de solo em intervalos regulares.

3.5 – INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO DE CONE

O estado de tensões e deformações gerado no solo devido à cravação da ponteira durante o ensaio de cone constitui um processo bastante complexo. Assim, a análise das condições de contorno deste problema relaciona-se necessariamente à adoção de hipóteses simplificadoras e métodos semi-empíricos de interpretação.

SCHNAID (2000) apresenta as variadas proposições utilizadas para interpretação dos resultados do ensaio de piezocone:

-)} Método do equilíbrio;
-)} Método da expansão da cavidade;
-)} Método de penetração contínua;
-)} Métodos numéricos;
-)} Método da trajetória de deformações;
-)} Métodos empíricos.

3.6 – APLICAÇÃO DO ENSAIO DE CONE

A qualidade das informações geradas pelo ensaio de cone possibilita sua utilização com diferentes objetivos. A obtenção de parâmetros geotécnicos e sua correlação direta com o comportamento de estacas constituíram suas aplicações iniciais. Posteriormente, a classificação e a identificação da estratigrafia dos solos também foram incorporadas como aplicações destes ensaios.

3.6.1 – Classificação e Estratigrafia dos Solos

A utilização dos resultados da resistência de ponta (q_c) e do atrito lateral (f_s) para identificação da estratigrafia dos solos foi realizada pioneiramente por BEGEMANN (1965). O autor, utilizando considerações teóricas e numerosos resultados de ensaios realizadas em toda Holanda, propôs a utilização de uma grandeza denominada razão de atrito (FR) para avaliação da estratigrafia do perfil de solo. Esta grandeza é definida como o quociente do atrito lateral pela resistência de ponta e expressa na forma de percentagem.

Na identificação da estratigrafia do solo, o cone mecânico tende a apresentar perfis exageradamente homogêneos. O desenvolvimento do cone elétrico ampliou a sensibilidade do equipamento, permitindo a detecção de camadas de pequena espessura, anteriormente não registradas. Adicionalmente, a incorporação de um transdutor de

pressão de água associado a um elemento poroso levou o piezocone a ser considerado por muitos especialistas como “o mais poderoso instrumento para determinação detalhada da estratificação dos solos” (SMITS, 1982).

3.6.2 – Estimativa de Parâmetros Geotécnicos

No caso de solos granulares, o ensaio de cone pode fornecer uma grande quantidade de parâmetros geotécnicos, devendo ser destacados: densidade relativa (D_r), ângulo de atrito efetivo (ϕ'), módulo de deformabilidade ou de Young (E), módulo de deformação confinado ou oedométrico (M), módulo de cisalhamento máximo (G_o), indicação do estado de tensões *in situ* (σ_h e K_o) e de sua história (OCR).

Entretanto, a utilização destas correlações, principalmente em depósitos naturais, na maioria das vezes envelhecidos, deve ser realizada de forma bastante criteriosa. Esta preocupação justifica-se pelo fato de que a maioria das propostas de correlação é geralmente obtida através de procedimentos empíricos, utilizando amostras frescas em câmaras de calibração. Dessa forma, o efeito do envelhecimento (*aging*) dos depósitos granulares naturais pode não necessariamente ser avaliado.

No caso de solos argilosos, principalmente em depósitos essencialmente moles, a utilização do piezocone justifica-se pela ineficiência e imprecisão das medidas do índice de resistência à penetração (N) da sondagem de simples reconhecimento (SPT). Outro ponto favorável à utilização do piezocone nestes materiais reside na gravidade dos problemas geotécnicos associados a solos de alta compressibilidade.

Nesse sentido, o ensaio de piezocone possibilita a estimativa de uma série de parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade de solos coesivos, tais como a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), os parâmetros efetivos de resistência (c' e ϕ'), a sensibilidade (S_t), a razão de pré-adensamento (OCR), o coeficiente de empuxo no repouso (k_o), os coeficientes de adensamento (c_h e c_v), os coeficientes de permeabilidade (k_h e k_v) e os módulos de deformabilidade (E), confinado ou oedométrico (M) e de cisalhamento máximo (G_o).

3.6.3 – Aplicação Direta ao Projeto de Fundações

A principal aplicação dos resultados obtidos no ensaio de cone reside na estimativa da capacidade de carga de estacas. Vários métodos propostos na literatura internacional (SCHMERTMANN, 1978, por ex.) e nacional (AOKI & VELLOSO, 1975, por ex.) apresentam correlação direta com as grandezas medidas no ensaio de cone. Entretanto, cuidados devem ser tomados na utilização desses métodos, principalmente no caso de argilas saturadas, onde a diferença dos valores entre a resistência de ponta e a resistência total pode ser significativa. Este cuidado justifica-se pelo fato de que todos os métodos propostos para estimativa da capacidade de carga dos solos por meio dos resultados do ensaio de cone foram elaborados quando ainda não eram disponíveis os valores da poropressão dinâmica.

3.6.4 – Outras Aplicações

A estimativa da capacidade de carga e previsão de recalques de fundações superficiais, a avaliação do potencial de liquefação de materiais granulares (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1985 e LEE *et al.*, 2001), o controle de compactação de solos arenosos profundos e a avaliação do comportamento geotécnico de depósitos de resíduos sólidos urbanos e de mineração (CAMPANELLA *et al.*, 1984) representam potencialidades adicionais do ensaio de cone.

3.7 – FATORES CONDICIONANTES

A utilização inadequada do equipamento, a ação de agentes externos como a temperatura e as condições específicas de alguns tipos de solo tendem a gerar algumas incorreções nas leituras da resistência de ponta e do atrito lateral. Nesse sentido, são apresentados a seguir os principais fatores que ocasionam essas incorreções, com suas respectivas causas e formas de eliminar ou reduzir sua magnitude sobre os resultados finais do ensaio de cone.

3.7.1 – Faixa de Trabalho das Células de Carga

A maioria dos penetrômetros atuais apresenta capacidade das células de carga situada na faixa de 50 a 80 kN. Dessa forma, é esperado que no registro da resistência de ponta em estratos arenosos compactos esses equipamentos tenham uma boa resposta. Já no caso de depósitos de argilas moles e médias, onde se trabalha numa faixa de carga muito baixa, ocorre naturalmente uma perda de precisão.

Pesquisas recentes, porém, tem revelado que a magnitude das imprecisões geradas são inexpressivas. Assim, não se justificaria a redução da capacidade das células de carga, visto que a robustez dos cones representa um elemento fundamental para penetração nos solos arenosos mais compactos, bem como, para evitar que obstáculos como blocos rochosos e pedras danifiquem o equipamento.

3.7.2 – Variação de Temperatura

Na leitura zero dos ensaios de cone é comum que ocorra variações significativas de escala em função da temperatura. Esse efeito está mais susceptível a acontecer em ensaios realizados em camadas de argila mole e em perfis caracterizados pela alternância de solos congelados e não congelados, onde podem haver gradientes de temperatura significativos. Assim, na realização dos ensaios devem ser adotados cuidados como manter o cone protegido do sol quando da realização da leitura inicial.

3.7.3 – Desvios da Vertical

O desvio das hastes em relação à vertical constitui a principal fonte de erros do ensaio de cone, principalmente no caso de investigações profundas. Estes desvios são geralmente provocados por obstruções como a presença de blocos ou matacões na direção da penetração. Adicionalmente, a utilização de hastes não retilíneas, sobretudo nas proximidades do penetrômetro, e a ocorrência de perfis tipificados pela sucessão alternada de camadas de solo mole e compacto também são fatores que podem ocasionar este efeito. Dessa forma, recomenda-se o correto posicionamento inicial do penetrômetro para dirimir estes erros.

O desvio vertical nos ensaios de cone é aceitável até 1 grau por metro linear, com valor total máximo de 15 graus. A ocorrência de uma deflexão superior a 5 graus em um metro linear de ensaio pode representar a provável danificação das hastes metálicas (CUNHA, 1998).

Nesse sentido, visando reduzir os efeitos do desvio da vertical nos ensaios de cone, os equipamentos modernos incorporaram a utilização de inclinômetros em sua rotina. A NBR 12069 também recomenda o uso de inclinômetros na realização de ensaios com profundidade superior a 25 metros.

3.8 – PIEZOCONE DE RESISTIVIDADE (RCPTU)

O piezocone de resistividade consiste no acréscimo ao piezocone padrão de um módulo responsável pela medida da resistividade elétrica do solo (Figura 3.7). A incorporação deste recurso ao equipamento original permitiu o registro contínuo da resistência a um fluxo de corrente elétrica aplicada ao solo.

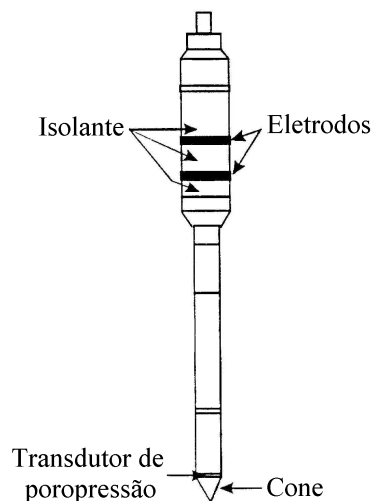


Figura 3.7 – Composição básica do piezocone de resistividade (Adaptado – SCHNAID, 2000)

Assim, tornou-se possível identificar a concentração de certas substâncias presentes no solo e no lençol freático, avaliando se sua magnitude encontra-se superior a um determinado valor de referência. A determinação deste valor é normalmente realizada por meio de experiências de campo ou através da comparação com ambientes geológicos similares (MONDELLI, 2003).

Os preparativos do ensaio com piezocone resistivo são idênticos àqueles promovidos para qualquer outro ensaio convencional de cone. O único procedimento diferenciado na execução do ensaio reside na conexão de um gerador de sinal ao sistema de aquisição de dados. A finalidade deste gerador consiste no controle do nível da corrente e da frequência para as medidas da resistência elétrica.

Os resultados dos ensaios RCPTU atestam uma ampla variação da resistividade em uma faixa majoritariamente compreendida entre 10^{-2} e $10^4 \Omega\text{m}$ (DAVIES & CAMPANELLA, 1995). De maneira geral, os sistemas de medição da resistividade são caracterizados pelo número e geometria dos eletrodos instalados no cone. Piezocones de resistividade com apenas 2 eletrodos tendem a sofrer grandes interferências nos resultados devido aos efeitos da polarização. Já os sistemas de medição com 4 eletrodos podem operar normalmente a baixas frequências sem o efeito deste fenômeno.

3.9 – AVALIAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS

No ensaio de piezocone (*Cone Penetration Test Undrained – CPTU*) são continuamente medidas as seguintes grandezas: resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão gerada durante a cravação (u). A partir desses valores são usualmente determinados dois parâmetros fundamentais para identificação do tipo de solo (razão de atrito, FR e coeficiente de poropressão, Bq). Estas análises podem ser realizadas através de diferentes sistemas de classificação, permitindo a consequente caracterização estratigráfica do perfil de solo.

3.9.1 – Apresentação dos Resultados

A Figura 3.8 apresenta os resultados de um ensaio de piezocone (CPTU) realizado em uma cava exaurida de mineração localizada na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais. Este ensaio foi executado próximo aos taludes do limite oeste da cava, correspondendo a uma espessura de depósito da ordem de 9 metros. O resultado obtido permitiu atestar a seqüência contínua de horizontes com variada granulometria, definidos em função das contribuições dos sedimentos provenientes do intemperismo dos itabiritos e filitos constituintes dos taludes da cava (GOMES *et al.*, 2003).

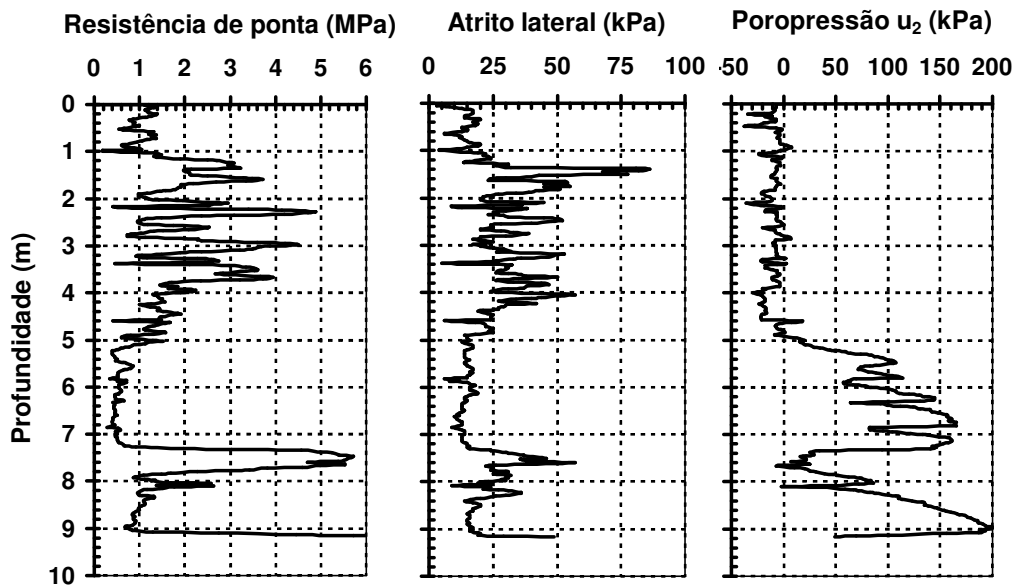


Figura 3.8 – Resultado de um ensaio de piezocone (GOMES *et al.*, 2003)

3.9.2 – Correção da Resistência de Ponta e do Atrito Lateral

A poropressão atuando em áreas desiguais da geometria do cone (Figura 3.9) tende a influenciar diretamente as medidas de resistência de ponta e do atrito lateral. Em depósitos argilosos moles, onde a poropressão apresenta magnitude significativa em relação à resistência de ponta, este efeito torna-se muito importante. Nesse sentido, CAMPANELLA *et al.* (1982) recomendam a correção da resistência de ponta e do atrito lateral através de alguns coeficientes de área e das poropressões dinâmicas u_2 e u_3 .

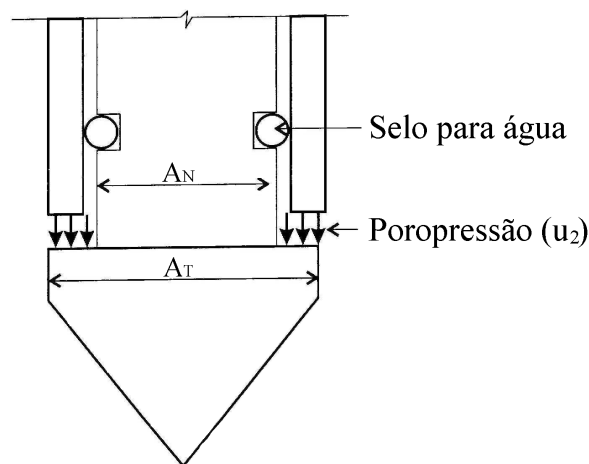


Figura 3.9 – Relação de áreas do piezocone (Adaptado – HACHICH *et al.*, 1998)

No caso da resistência de ponta, procede-se a correção de seus valores através da seguinte expressão:

$$q_T = q_c + (1 - a)u_2 \quad (3.2)$$

onde a representa a relação de áreas do cone (A_N / A_T) e q_T a resistência de ponta real mobilizada (corrigida).

Para determinação da relação de áreas do piezocone, recomenda-se que seu procedimento de determinação não envolva apenas as características geométricas dos elementos do piezocone. A realização de campanhas de calibração em câmaras com água tende a melhorar significativamente a qualidade dos resultados.

Para correção do atrito lateral, utiliza-se a expressão proposta por KONRAD (1987):

$$f_T = f_s - u_2 \left(\frac{A_{sb}}{A_T} \right) + u_3 \left(\frac{A_{st}}{A_L} \right) \quad (3.3)$$

onde f_T representa o atrito lateral corrigido, A_{sb} a área da base da luva de atrito, A_{st} a área do topo da luva de atrito e A_L a área lateral da luva de atrito.

Na prática de engenharia, a correção do atrito lateral não constitui uma rotina devido à escassez de medidas de poropressão dinâmica na região da luva de atrito (u_3).

3.9.3 – Classificação dos Solos

O primeiro parâmetro utilizado para identificação do perfil estratigráfico dos solos por meio do ensaio de cone foi a razão de atrito. Esta grandeza, proposta originalmente por BEGEMANN (1965), relaciona a resistência de ponta e o atrito lateral ao longo da profundidade através da expressão abaixo:

$$FR(\%) = 100 \left(\frac{f_s}{q_c} \right) \quad (3.4)$$

Assim, baseado neste parâmetro, BEGEMANN (1965) elaborou uma proposta de classificação dos solos (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Proposta de classificação dos solos de BEGEMANN (1965)

Tipo de solo	FR (%)
Areia fina e grossa	1,2 – 1,6
Areia siltosa	1,6 – 2,2
Areia silto-argilosa	2,2 – 4,0
Argila	> 4,0

A incorporação do registro da poropressão dinâmica ao ensaio de cone motivou a determinação da razão de atrito em função dos valores da resistência de ponta e atrito lateral devidamente corrigidos. Assim, para ilustrar este procedimento, a Figura 3.10 apresenta os perfis da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito construídos a partir dos resultados do ensaio realizado em uma cava exaurida de mineração do Quadrilátero Ferrífero (Figura 3.7).

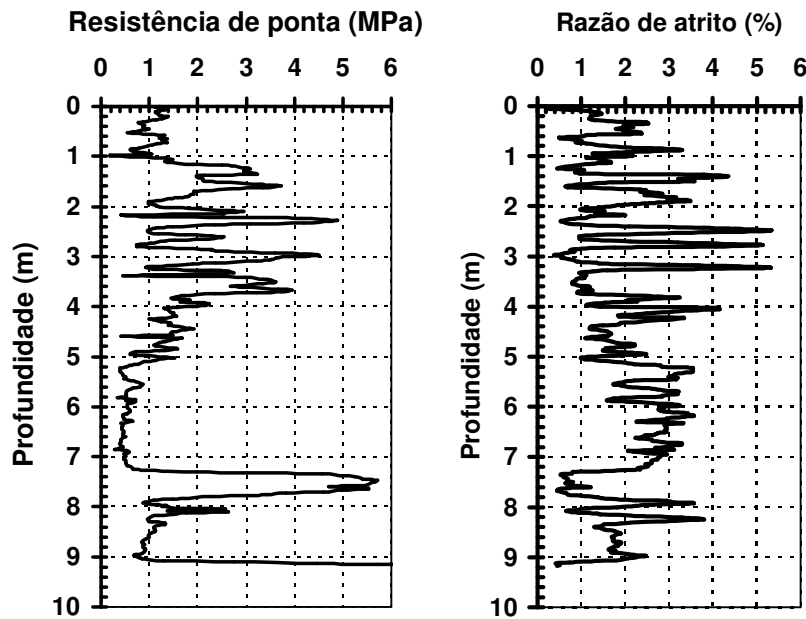


Figura 3.10 – Perfis da resistência de ponta e da razão de atrito (GOMES *et al.*, 2003)

Estudos mais recentes realizados por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) em solos sedimentares resultaram em uma proposta de classificação que relaciona a resistência de ponta e a razão de atrito através do ábaco apresentado na Figura 3.11. Esta formulação foi utilizada em diversos trabalhos posteriores, com resultados bastante consistentes (ÁRABE, 1995; ALBUQUERQUE FILHO & GOMES, 2002).

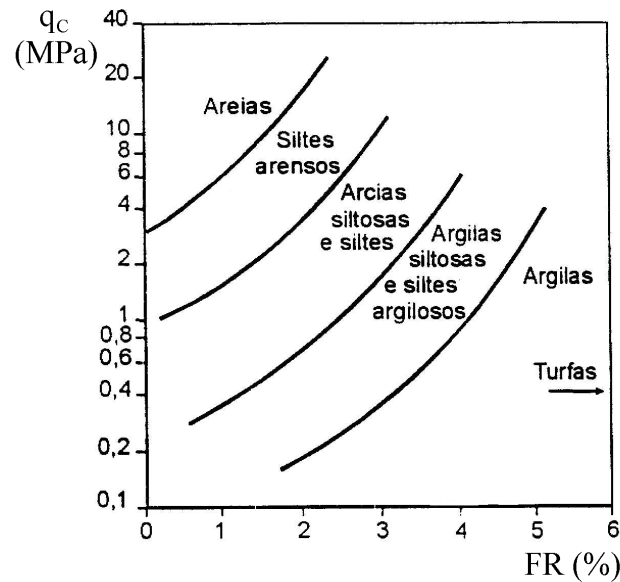


Figura 3.11 - Proposta de classificação dos solos (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)

A menor acurácia e insegurança identificada nas medidas do atrito lateral motivaram o desenvolvimento de diversas propostas de classificação dos solos baseadas apenas na resistência de ponta e na poropressão dinâmica (LUNNE *et al.*, 1986).

SENNESET & JANBU (1984) propuseram a determinação do parâmetro conhecido como coeficiente de poropressão (B_q) para auxiliar no processo de classificação dos solos. Este parâmetro é definido através da seguinte expressão:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_T - \sigma_{v0})} \quad (3.5)$$

onde u_0 representa a pressão hidrostática, u_2 a poropressão medida no ensaio de piezocone, q_T a resistência de ponta corrigida e σ_{v0} a tensão vertical *in situ*.

Vale destacar que a proposta original apresentada pelos autores relacionava-se à utilização da resistência de ponta (q_c). Entretanto, atualmente existe um consenso indicando a utilização de seu valor corrigido como o procedimento mais adequado.

Assim, amparado nos valores do coeficiente de poropressão e na resistência de ponta corrigida, foi apresentada, por SENESSET & JANBU (1984) e posteriormente modificada por SENESSET *et al.* (1989), uma nova proposta de classificação dos solos baseada nos ensaios de piezocone (Figura 3.12 e Tabela 3.2).

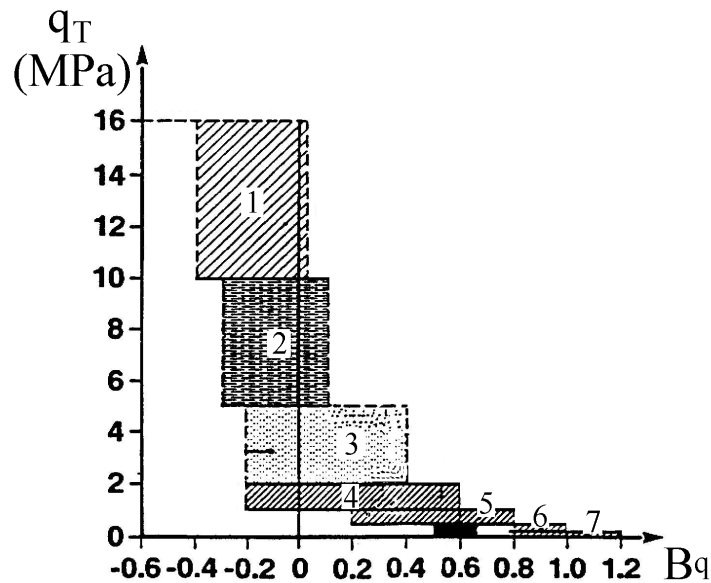


Figura 3.12 - Proposta de classificação dos solos (SENESSET *et al.*, 1989)

Tabela 3.2 – Quadro complementar da proposta de classificação dos solos (SENESSET *et al.*, 1989)

Zona	Tipo de Solo
1	Solos duros (pré-adensamento)
2	Areias compactas
3	Areias fofas
4	Siltes e argilas rígidas
5	Siltes finos e argilas médias
6	Argilas moles
7	Argilas muito moles

A versão final desta proposta contemplou a ocorrência de valores negativos de coeficiente de propressão ($\Delta u < 0$). Esta característica relaciona-se basicamente ao comportamento dilatante de alguns estratos arenosos densificados ou de solos coesivos pré-adensados (CAMPANELLA *et al.*, 1982).

Embora as medidas de propressão tenham dado uma nova dimensão ao processo de classificação dos solos, ROBERTSON *et al.* (1986) destacaram a importância da utilização conjunta das três grandezas medidas no ensaio de piezocone. Nesse sentido, apresentaram uma proposta relacionando a resistência de ponta corrigida com a razão de atrito e com o coeficiente de propressão (Figura 3.13).

A Tabela 3.3 apresenta as características das respectivas zonas de solo definidas nos ábacos indicados na Figura 3.13.

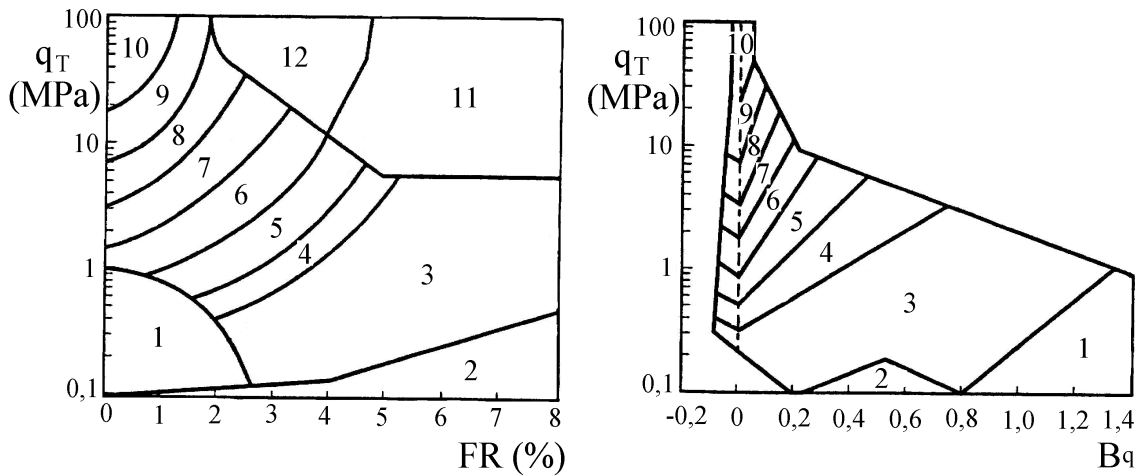


Figura 3.13 - Proposta de classificação dos solos (ROBERTSON *et al.*, 1986)

Tabela 3.3 – Quadro complementar da proposta de classificação dos solos (ROBERTSON *et al.*, 1986)

Zona	Tipo de Solo
1	Solo fino sensível
2	Matéria orgânica
3	Argila
4	Argila siltosa a argila
5	Silte argiloso a argila siltosa
6	Silte arenoso a silte argiloso
7	Areia siltosa a silte arenoso
8	Areia a areia siltosa
9	Areia
10	Areia grossa a areia
11	Solo fino duro
12	Areia a areia argilosa (com cimentação)

Posteriormente, ROBERTSON (1990) apresentou uma versão modificada para classificação dos solos baseada apenas na relação direta do coeficiente de poropressão com o parâmetro Q (Figura 3.14 e Tabela 3.4). Este parâmetro é definido através da seguinte expressão:

$$Q = (q_T - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo} \quad (3.6)$$

onde q_T representa a resistência de ponta corrigida e σ_{vo} a tensão vertical *in situ*.

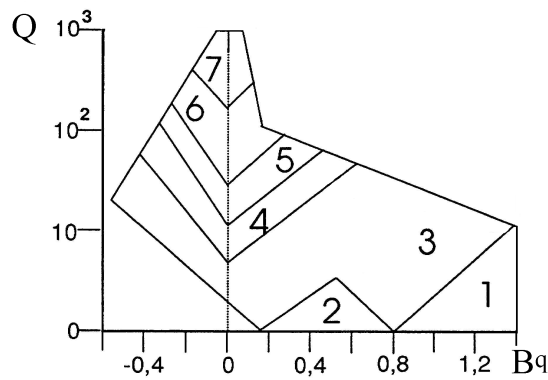


Figura 3.14 - Proposta de classificação dos solos (ROBERTSON, 1990)

Tabela 3.4 – Quadro complementar da proposta de classificação dos solos (ROBERTSON, 1990)

Zona	Tipo de Solo
1	Solo fino, sensível
2	Solo orgânico
3	Argila pura a argila siltosa
4	Mistura de siltes: silte argiloso a argila siltosa
5	Mistura de areias: areia siltosa a silte arenoso
6	Areia pura a areia siltosa
7	Areia com pedregulho

3.10 – ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE SOLOS GRANULARES

3.10.1 – Densidade Relativa

A avaliação da compactidade é normalmente utilizada apenas como um parâmetro intermediário dos solos granulares. As dificuldades envolvidas na determinação dos índices de vazios máximo (e_{max}), mínimo (e_{min}) e natural (e) atestam a limitação da correlação direta da densidade relativa (D_r) com outras propriedades dos solos. Adicionalmente, pesquisas têm demonstrado que o comportamento tensão-deformação dos materiais granulares constitui um fenômeno extremamente complexo para ser representado unicamente em função da compactidade.

Entretanto, a prática da engenharia popularizou a utilização da densidade relativa para avaliação da resistência dos depósitos arenosos. Nesse sentido, apesar das limitações, diversas correlações têm sido propostas para determinação destes parâmetros a partir das medidas de resistência de ponta do ensaio de cone.

O processo básico para determinação destas correlações consiste na execução de extensas campanhas experimentais em câmaras de calibração. Estas pesquisas indicaram a inexistência de uma relação única entre a densidade, a tensão efetiva vertical e a resistência de ponta para todos os tipos de areias. Assim, fatores como o tamanho da caixa de calibração, as condições de contorno e particularmente a compressibilidade das amostras podem influenciar de forma significativa os resultados destas correlações. Além disso, a composição mineralógica e a forma das partículas podem representar importantes condicionantes para avaliação da resistência de depósitos granulares.

A influência da compressibilidade das areias sobre a densidade relativa foi verificada através de um estudo comparativo desenvolvido por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) com base nos resultados de campanhas de calibração realizadas em diferentes materiais. A Figura 3.15 apresenta o resultado deste estudo, demonstrando que, numa mesma compacidade e tensão efetiva vertical *in situ*, as areias com elevada compressibilidade tendem a apresentar menores valores de resistência de ponta. A Tabela 3.5 apresenta as características mineralógicas e a forma dos grãos das amostras utilizadas no estudo desenvolvido por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a).

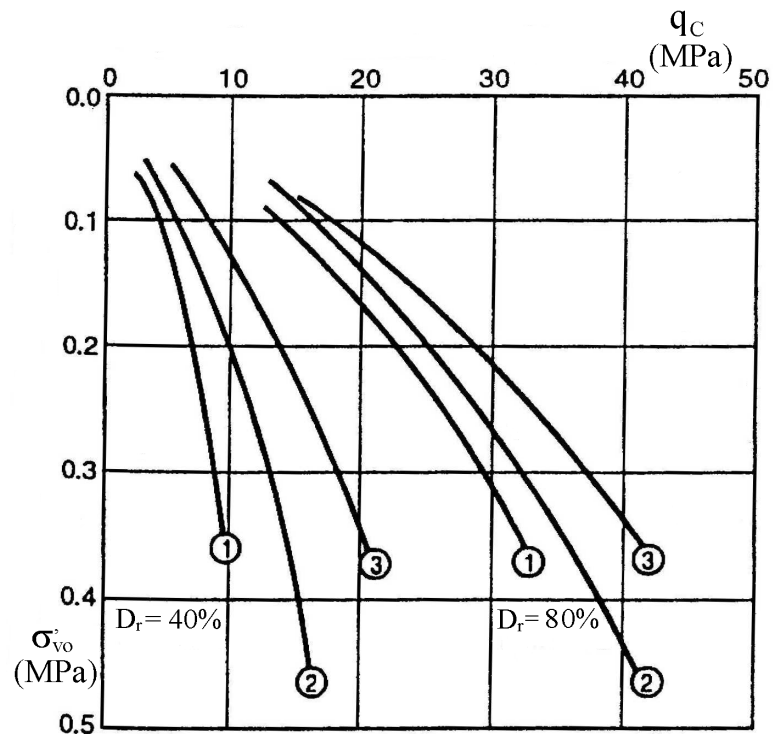


Figura 3.15 – Influência da compressibilidade sobre a densidade relativa dos materiais granulares (Adaptado – ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)

Tabela 3.5 – Características das amostras (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)

Amostra	Identificação	Forma dos grãos	Composição mineralógica	Compressibilidade
1	Hilton Mines	Angular	Quartzo, feldspato e mica	Elevada
2	Ticino Sand	Sub angular	Feldspato, quartzo e mica	Moderada
3	Monterey Sand	Sub circular	Quartzo	Baixa

JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985), amparados em resultados de câmaras de calibração, propuseram a utilização da expressão 3.7 para avaliação da densidade relativa de areias normalmente consolidadas, granulometricamente uniformes, moderadamente compressíveis, limpas e sem cimentação entre suas partículas.

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \left[\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{vo}}} \right] \quad (3.7)$$

onde a resistência de ponta e a tensão vertical efetiva *in situ* são expressas em tf/m^2 .

Para depósitos em condição previamente consolidada recomenda-se a substituição da tensão efetiva vertical *in situ* (σ'_{vo}) pela tensão efetiva horizontal *in situ* (σ'_{ho}). Adicionalmente, JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) construíram um ábaco com os resultados obtidos em campanhas de calibração realizadas em diferentes amostras. Este gráfico pode ser extremamente útil para avaliação preliminar da compressibilidade de depósitos arenosos (Figura 3.16).

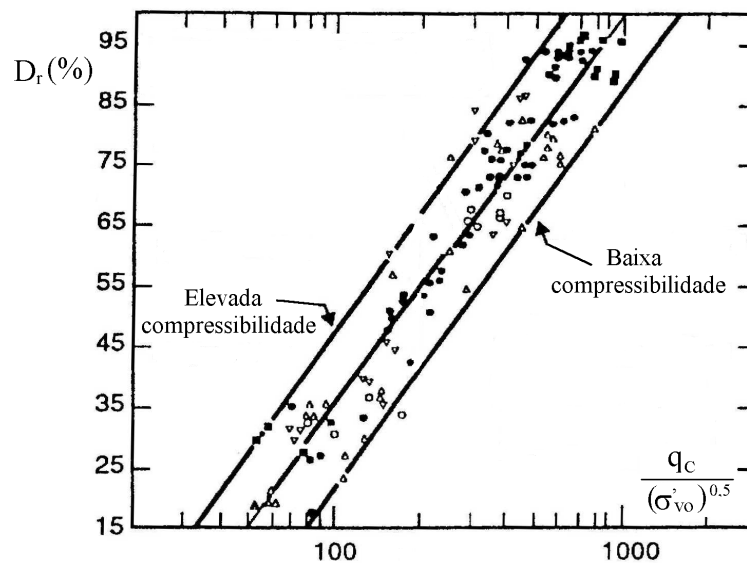


Figura 3.16 – Avaliação da compressibilidade de areias (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985)

BALDI *et al.* (1986) ampliaram os estudos com o ensaio de cone, procurando avaliar a influência do processo de consolidação, do envelhecimento e da cimentação das partículas sobre a compacidade dos materiais granulares. Dessa forma, foram construídos dois ábacos relacionando a resistência de ponta do ensaio de cone, a tensão efetiva vertical e a densidade relativa para amostras das areias de Ticino em condição normalmente consolidada (Figura 3.17) e pré-consolidada (Figura 3.18). Na condição de consolidação prévia, recomenda-se a utilização da tensão efetiva média (σ'_m) fornecida pela seguinte expressão:

$$\sigma'_m = \frac{(\sigma'_{vo} + 2\sigma'_{ho})}{3} \quad (3.8)$$

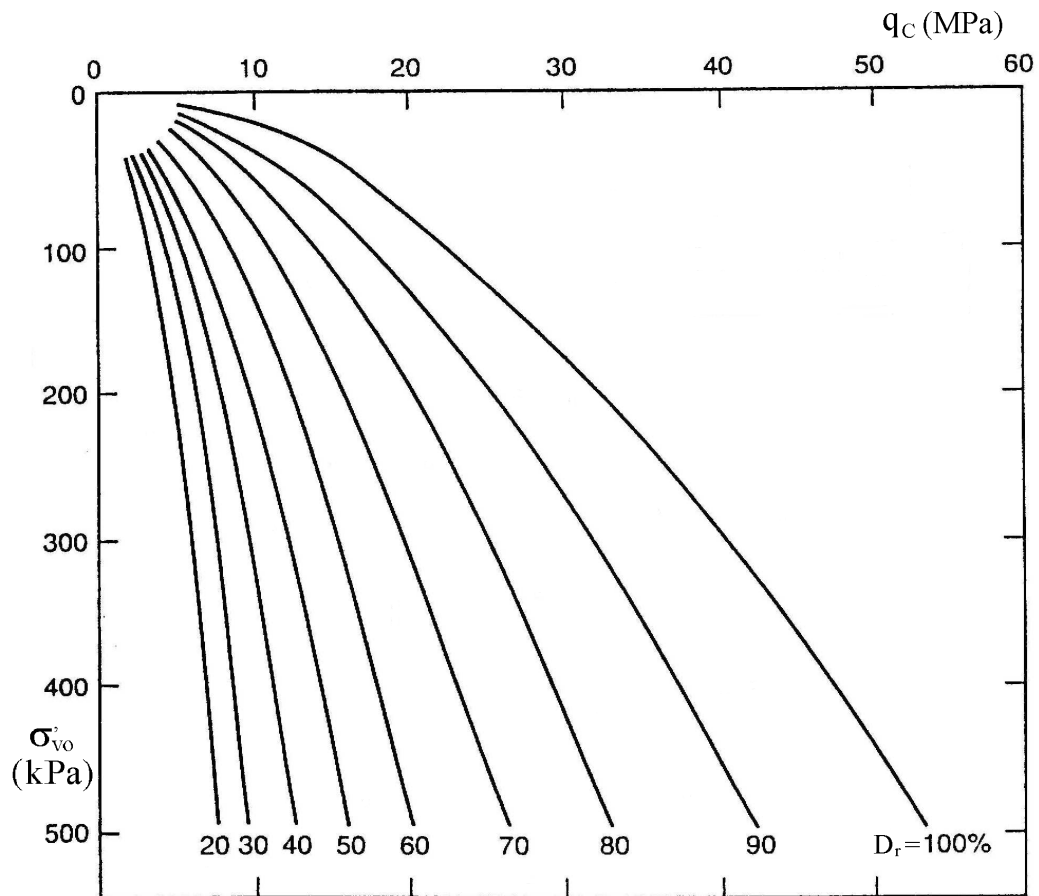


Figura 3.17 – Ábaco para avaliação da densidade relativa em depósitos normalmente consolidados (Adaptado – BALDI *et al.*, 1986)

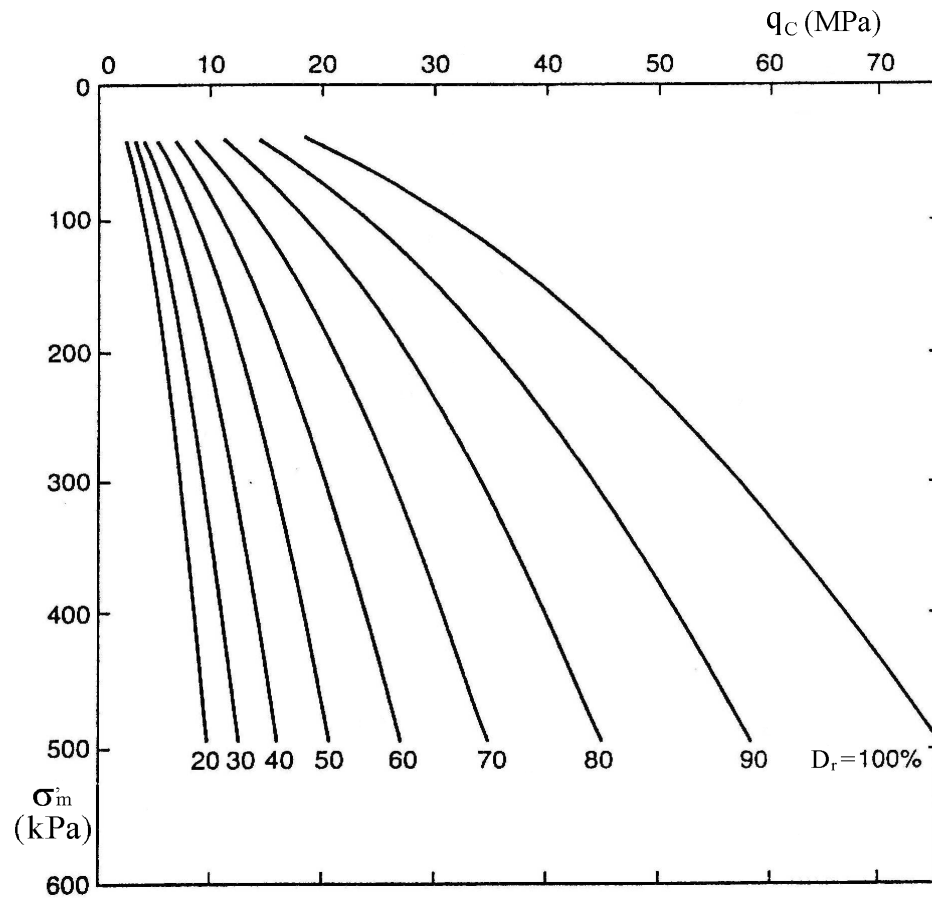


Figura 3.18 – Ábaco para avaliação da densidade relativa em depósitos previamente consolidados (Adaptado – BALDI *et al.*, 1986)

A necessidade de otimizar o processo de avaliação da densidade relativa dos materiais granulares motivou a construção de expressões para as condições normalmente e previamente consolidadas. Nesse sentido, os ábacos desenvolvidos por BALDI *et al.* (1986) puderam ser sintetizados pela relação apresentada abaixo, com valores de seus coeficientes (C_0 , C_1 e C_2) e de tensão efetiva de referência definidos de acordo com o processo de consolidação (Tabela 3.6).

$$D_r = \frac{1}{C_2} \times \ln \left[\frac{q_c}{(C_0 \times \sigma')^{C_1}} \right] \quad (3.9)$$

Tabela 3.6 – Coeficientes recomendados para expressão de BALDI *et al.* (1986)

Processo de Consolidação	C_0	C_1	C_2	σ'
Normalmente consolidado	157	0,55	2,41	σ'_{vo}
Pré-consolidado ou envelhecido	181	0,55	2,61	σ'_m

KULHAWY & MAYNE (1990) propuseram um método mais geral para avaliação da densidade relativa de solos granulares baseado nas experiências de ensaios de sondagem de simples reconhecimento. Nesta formulação foram incorporados alguns fatores relacionados à compressibilidade, ao estado de consolidação e ao envelhecimento dos depósitos naturais.

$$D_r = \sqrt{\frac{q_{C1}}{305 \times Q_C \times Q_{OCR} \times Q_A}} \quad (3.10)$$

O termo q_{C1} representa a resistência de ponta normalizada e adimensionalizada pela expressão 3.11.

$$q_{C1} = \frac{q_C / p_a}{\sqrt{\sigma'_v / p_a}} \quad (3.11)$$

onde p_a representa a pressão atmosférica e σ'_v a tensão efetiva vertical.

Os coeficientes Q_C , Q_{OCR} e Q_A representam, respectivamente, os fatores de compressibilidade, de pré-consolidação e envelhecimento. Os valores do fator de compressibilidade Q_C são apresentados na tabela abaixo para materiais com diferentes composições mineralógicas.

Tabela 3.7 – Coeficientes de compressibilidade recomendados por KULHAWY & MAYNE (1990)

Q_C	Compressibilidade	Composição mineralógica
0,91	Baixa	Areias predominantemente quartzosas com baixa porcentagem de finos
1,00	Mediana	Areias quartzosas com feldspato e razoável porcentagem de finos
1,09	Elevada	Elevado teor de finos, mica e outros minerais compressíveis

Para determinação do fator de pré-consolidação recomenda-se a utilização da relação

$$Q_{OCR} = OCR^{0,18}.$$

O fator de envelhecimento (Q_A) é fornecido pela expressão 3.12.

$$Q_A = 1,2 + 0,05 \times \log\left(\frac{t}{100}\right) \quad (3.12)$$

3.10.2 – Ângulo de Atrito Efetivo

A estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos granulares a partir dos resultados de ensaio de cone relaciona-se basicamente à determinação do ângulo de atrito interno de pico e à estimativa da compactidade dos depósitos. Esta estimativa é realizada através de correlações com a densidade relativa ou diretamente com a resistência de ponta medida no ensaio.

Diversas teorias e correlações empíricas e semi-empíricas têm sido propostas para avaliação do ângulo de atrito efetivo (ϕ') dos depósitos arenosos. De maneira geral, estas formulações podem ser baseadas na teoria da capacidade de suporte ou na teoria da expansão de cavidades (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a).

MELLO (1971) apresentou, baseado nos resultados de seus ensaios, uma correlação empírica relacionando diretamente o ângulo de atrito efetivo com a densidade relativa.

$$\phi' = \arctg\left(\frac{0,712}{1,49 - D_r}\right) \quad (3.13)$$

onde a densidade relativa (D_r) deve ser expressa em decimais.

Esta formulação mostrou-se bastante limitada por não considerar a influência da composição granulométrica, da compressibilidade e da eventual dilatância dos grãos sobre a resistência dos depósitos arenosos.

MEYERHOF (1976) apresentou a seguinte proposta de correlação para determinação do ângulo de atrito interno:

$$\phi' = 29^\circ + 2,5\sqrt{q_c} \quad (3.14)$$

onde a resistência de ponta deve ser expressa em MPa.

Segundo MEYERHOF (1976), em solos arenosos caracterizados pela presença acentuada de pedregulhos, o ângulo de atrito interno determinado na expressão 3.14 deve receber acréscimo de 5 graus. Já para depósitos silto-arenosos recomenda-se a redução de 5 graus.

Posteriormente, SCHMERTMANN (1978) apresentou uma proposta mais criteriosa para avaliação do ângulo de atrito, incorporando a influência do tamanho dos grãos (Figura 3.19 e Tabela 3.8), através da incorporação de faixas granulométricas limitadas pelas linhas numeradas de 1 a 4.

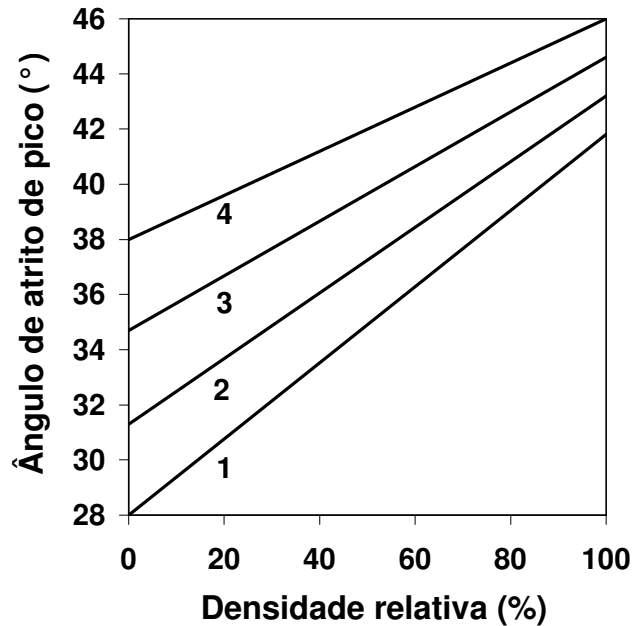


Figura 3.19 – Ábaco para determinação do ângulo de atrito de pico (Adaptado – SCHMERTMANN, 1978)

Tabela 3.8 – Quadro complementar do ábaco proposto por SCHMERTMANN (1978)

Linha	Parte inferior	Parte superior
1	-----	Areia fina e uniforme
2	Areia fina e bem graduada	Areia média e uniforme
3	Areia média e bem graduada	Areia grossa e uniforme
4	Areia com pedregulho bem graduada	Pedregulho uniforme

ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) propuseram, amparados nos resultados de ensaios em câmaras de calibração realizados por DURGUNOGLU & MITCHELL (1975), uma correlação relacionando a resistência de ponta e a tensão efetiva vertical (Figura 3.20). Segundo os autores, esta formulação deve conduzir a resultados razoavelmente precisos para depósitos normalmente consolidados, moderadamente compressíveis e constituídos por partículas quartzosas e não cimentadas. Para depósitos com elevada compressibilidade, os valores do ângulo de atrito de pico tendem a sofrer significativa minoração.

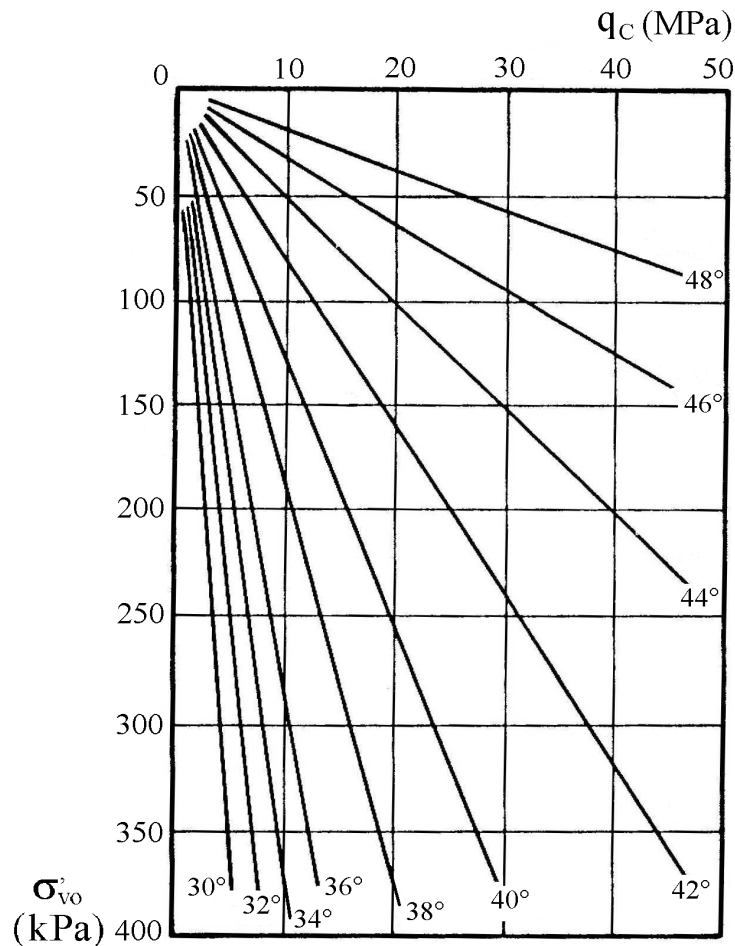


Figura 3.20 – Ábaco para determinação do ângulo de atrito efetivo (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)

Adicionalmente, ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) recomendaram a substituição da tensão efetiva vertical pela horizontal no processo de avaliação do ângulo de atrito de depósitos submetidos à consolidação prévia de suas camadas.

3.10.3 – História e Estado de Tensões

A avaliação da história de tensões de solos granulares por meio dos dados obtidos no ensaio de cone apresenta grandes limitações. A afirmação baseia-se no fato de que o processo de penetração do cone caracteriza-se pelo desenvolvimento de elevadas tensões de compressão e descompressão. A geração contínua destas tensões no interior do solo tende a provocar a destruição parcial do arranjo original das partículas e conseqüentemente mascarar a história de tensões do depósito (JAMIOLKOWSKI & ROBERTSON, 1988).

Adicionalmente, deve ser destacada a dificuldade no processo de obtenção de amostras indeformadas em depósitos granulares. Os efeitos da retirada, transporte e reconsolidação das amostras em laboratório podem causar alterações significativas no comportamento tensão-deformação dos materiais ensaiados (WROTH, 1984).

Entretanto, a importância da avaliação do estado de tensões iniciais e do processo de consolidação dos solos granulares motivou o desenvolvimento de diferentes formulações para determinação do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) e da razão de pré-consolidação (OCR).

JAKY (1944), citado por SCHNAID (2000), apresentou uma proposição empírica para estimativa inicial do coeficiente de empuxo no repouso para depósitos normalmente consolidados.

$$k_{0(NC)} = 1 - \text{sen } \phi' \quad (3.15)$$

onde ϕ' representa o ângulo de atrito efetivo do solo.

Para condições de consolidação prévia, LUNNE & CHRISTOPHERSEN (1983), extraído de ISSMGE (1999), recomendaram a utilização de uma expressão mais geral:

$$k_{o(PC)} = OCR^m (1 - \text{sen } \phi') \quad (3.16)$$

onde OCR representa a razão de pré-consolidação e m o coeficiente de ajuste.

A Tabela 3.9 apresenta alguns valores de coeficiente m recomendados por diferentes pesquisadores (ISSMGE, 1999).

Tabela 3.9 – Valores propostos para o coeficiente m da expressão 3.16

Coeficiente m	Autor
0,42	SCHMERTMANN (1978)
0,65	MAYNE & KULHAWY (1982)
0,45	LUNNE & CHRISTOPHERSEN (1983)

HOULSBY & HITCHMAN (1988), extraído de ISSMGE (1999), amparados nos resultados de ensaios de cone realizados nas areias de Leighton Buzzard, apresentaram a seguinte proposta de correlação:

$$\frac{q_c}{p_a} = A \times \left(\frac{\sigma'_{ho}}{p_a} \right)^{0,6} \quad (3.17)$$

onde p_a representa a pressão atmosférica e o fator A está relacionado à compacidade do depósito.

KULHAWY & MAYNE (1990) apresentaram uma proposta de correlação para obtenção da tensão efetiva horizontal através da estimativa da densidade relativa dos materiais granulares.

$$\frac{\sigma'_{ho}}{p_a} = \frac{\left(\frac{q_c}{p_a} \right)^{1,25}}{35 \exp\left(\frac{D_r}{20} \right)} \quad (3.18)$$

onde p_a representa a pressão atmosférica.

Posteriormente, MAYNE (1992) sugeriu a utilização de uma expressão simplificada relacionando diretamente o coeficiente de empuxo no repouso à razão de pré-consolidação. A utilização desta formulação nos resultados de uma campanha de cone realizada nas areias de Estocolmo conduziu a um excelente ajuste dos perfis de k_o e OCR. Segundo o autor, o ajuste encontrado mostrou-se superior aquele obtido a partir de ensaios pressiométricos realizados na área.

$$k_o = 0,35OCR^{0,65} \quad (3.19)$$

3.10.4 – Módulos de Deformação

A avaliação dos módulos de deformação dos solos arenosos a partir dos resultados do ensaio de cone também apresenta grandes restrições. A significativa influência da história de tensões e deformações, da compressibilidade, do nível médio de tensões e do nível das deformações cisalhantes do depósito tende a limitar sensivelmente a precisão das medidas de deformabilidade (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985).

Entretanto, a necessidade de avaliação destes parâmetros em alguns projetos implicou o desenvolvimento de diversas correlações empíricas e semi-empíricas, relacionando os módulos de deformação com a resistência de ponta e com a densidade relativa dos solos granulares.

De maneira geral, estas formulações foram construídas através de campanhas experimentais de calibração realizadas em depósitos normalmente consolidados, constituídos de partículas predominantemente quartzosas e sem cimentação. Assim, a utilização direta destas correlações em materiais submetidos a consolidação prévia tende a subestimar significativamente os valores dos módulos de deformação.

3.10.4.1 – Módulo de deformação edométrica

O módulo de deformação edométrico ou confinado (M) de um material pode ser definido como a relação entre a tensão aplicada (σ_1) e sua respectiva deformação axial (ϵ_1), em uma condição de limitação das deformações nas direções normais ao carregamento (ϵ_2 e ϵ_3). Assim, o módulo edométrico de um material pode ser expresso da seguinte forma:

$$M = \frac{\sigma_1}{\epsilon_1} \quad (3.20)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0 \quad (3.21)$$

ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) destacaram que a interpretação do módulo de deformação edométrica por meio da resistência de ponta do ensaio de cone apresenta as seguintes limitações:

- } O solo não é linear elástico e o módulo edométrico varia com o nível de tensão e deformação;
- } O módulo edométrico é geralmente aplicado em problemas com condições de deformação não unidimensionais.

Diante destas limitações, ROBERTSON & CAMPANELLA (1988) indicaram o dilatômetro de Marchetti (DMT) como o equipamento mais apropriado para avaliação da razão de pré-consolidação (OCR) e do módulo de deformação edométrico (M) dos solos granulares.

De maneira geral, as correlações entre a resistência de ponta e o módulo edométrico são expressas da seguinte forma:

$$M = \alpha \times q_c \quad (3.22)$$

onde α representa o coeficiente de ajuste desta equação.

VESIC (1970), extraído de ISSMGE (1999), sugeriu a expressão 3.21 para determinação do coeficiente α .

$$\alpha = 2 \left[1 + \left(\frac{D_r}{100} \right)^2 \right] \quad (3.23)$$

MITCHELL & GARDNER (1975) propuseram a utilização do coeficiente α em uma faixa de variação compreendida entre 1,5 e 4.

LUNNE & KLEVEN (1981), extraído de ISSMGE (1999), amparados em extensas campanhas de calibração, registraram valores de coeficiente α em depósitos arenosos normalmente consolidados variando entre 3 e 11. Para condição de pré-consolidação, foram observados valores muito superiores.

WEBB *et al.* (1982), extraído de ISSMGE (1999), recomendaram a determinação do módulo edométrico através das respectivas formulações:

$$M(MPa) = 2,5(q_c + 3,2) \quad (3.24)$$

$$M(MPa) = 1,7(q_c + 1,6) \quad (3.25)$$

Segundo os autores, a expressão 3.24 deve ser utilizada somente para materiais puramente arenosos. A presença de finos no depósito em valores superiores a 20% em peso implica a determinação do módulo edométrico através da expressão 3.25.

ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) desenvolveram, a partir dos resultados de calibração das areais de Ticino (BALDI *et al.*, 1981), um ábaco para avaliação do módulo edométrico de solos granulares, relacionando diretamente a resistência de ponta e a tensão efetiva vertical (Figura 3.21). Segundo os autores, o procedimento recomendado para utilização deste ábaco consiste na estimativa inicial da média das tensões efetivas verticais e das resistências de ponta na zona de influência do cone, objetivando a determinação do módulo edométrico tangente por camada. Posteriormente, o coeficiente α deve ser estimado através da expressão geral 3.22, comparando-o com os valores típicos normalmente adotados.

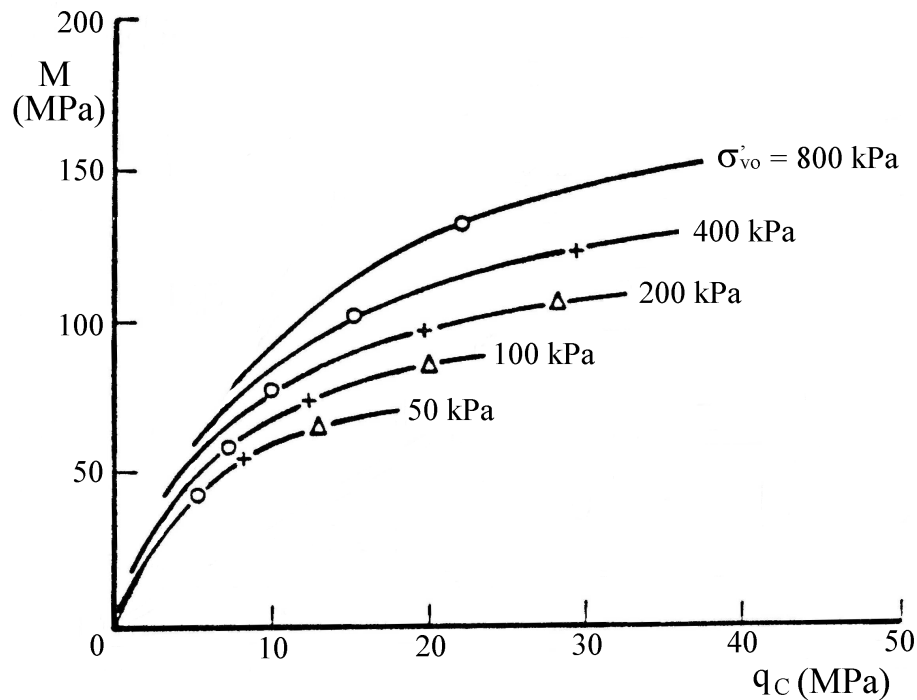


Figura 3.21 – Ábaco para avaliação do módulo edométrico (Adaptado – ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)

3.10.4.2 – Módulo de deformabilidade

O módulo de deformabilidade ou de Young (E) pode ser definido como a relação entre a tensão atuante em uma seção transversal do material (σ_1) e sua respectiva deformação

axial (ε_1), em uma condição de liberdade das deformações laterais (ε_2 e ε_3) provocadas pelo carregamento. Assim, o módulo de deformabilidade de um material pode ser expresso da seguinte forma:

$$E = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -v\varepsilon_1 \quad (3.27)$$

onde v representa o coeficiente de Poisson.

Algumas limitações destacadas anteriormente para avaliação do módulo edométrico por meio dos resultados do ensaio de cone não se aplicam ao módulo de deformabilidade. Assim, para situações de deformação não unidimensional, SCHMERTMANN (1970) destacou a potencialidade de utilização, em projetos de engenharia, do módulo de deformabilidade determinado a partir do ensaio de piezocone como um parâmetro lógico do solo.

ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) propuseram, a partir dos resultados de câmara de calibração das areais normalmente consolidadas de Ticino (BALDI *et al.*, 1981), um ábaco para estimativa dos módulos de deformabilidade drenado de solos granulares correspondentes a 25% e 50% da tensão de ruptura do material. Neste gráfico, os módulos de deformabilidade (E_{25} e E_{50}) relacionam-se diretamente à resistência de ponta e à tensão efetiva vertical do solo (Figura 3.22).

Os resultados de ensaios em câmara de calibração realizados por BALDI *et al.* (1981) permitiram identificar um razoável ajuste da relação E_{25} / q_c para valores variando entre 1,5 e 3. Para depósitos previamente consolidados, recomenda-se cuidado com a utilização deste ábaco em virtude principalmente do efeito da compactidade e do grau de pré-consolidação ao qual os depósitos foram submetidos. Dessa forma, nestas condições, os resultados da calibração indicaram uma variação da relação E_{25} / q_c compreendida entre 6 a 18.

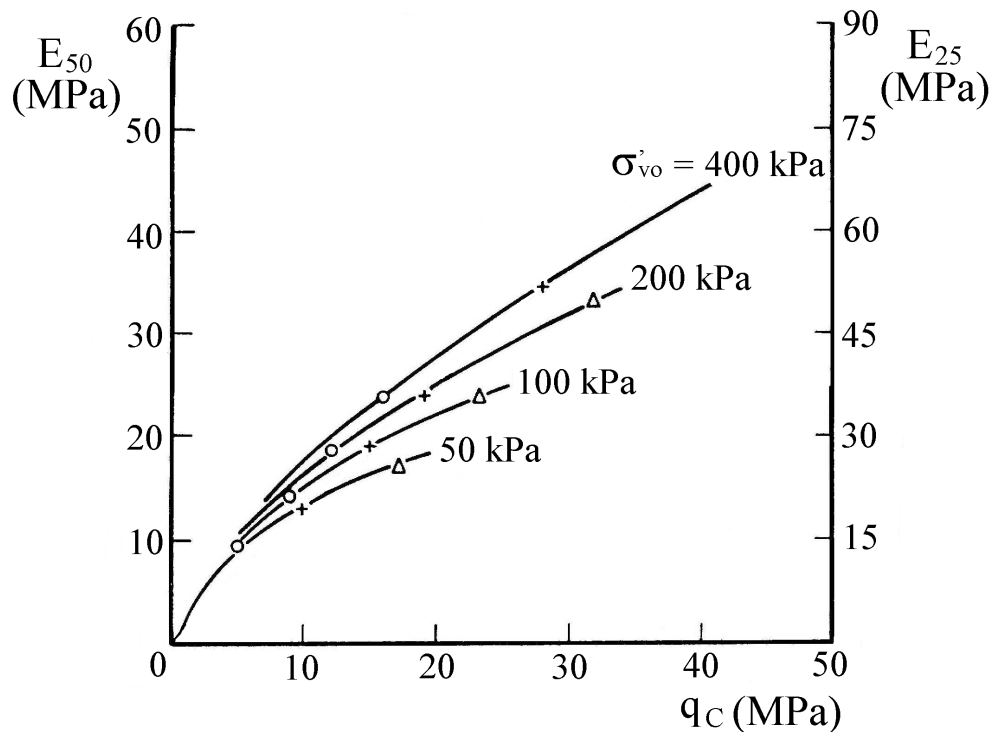


Figura 3.22 – Ábaco para avaliação do módulo de deformabilidade (Adaptado – ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)

BELLOTTI *et al.* (1989), amparados em resultados de calibração realizados em depósitos quartzosos, propuseram a determinação do módulo de deformabilidade drenado secante correspondente a 0,1% de deformação axial (E'_s) através da construção de um ábaco relacionando diretamente a resistência de ponta normalizada (q_{c1}), o nível de tensões médias e o processo de consolidação do depósito (Figura 3.22).

Adicionalmente, os autores desta formulação procuraram diferenciar os depósitos normalmente consolidados com idade superior a 1000 anos, buscando representar os efeitos do envelhecimento no aumento da rigidez das camadas. No ábaco proposto, a resistência de ponta deve ser normalizada e adimensionalizada pela expressão 3.11 e a tensão efetiva média obtida através da equação 3.8.

A escolha do nível de deformação adotado (0,1%) objetivou representar uma faixa consistente de deformações usualmente encontradas em projetos de fundações residenciais e industriais (BELLOTTI *et al.*, 1989).

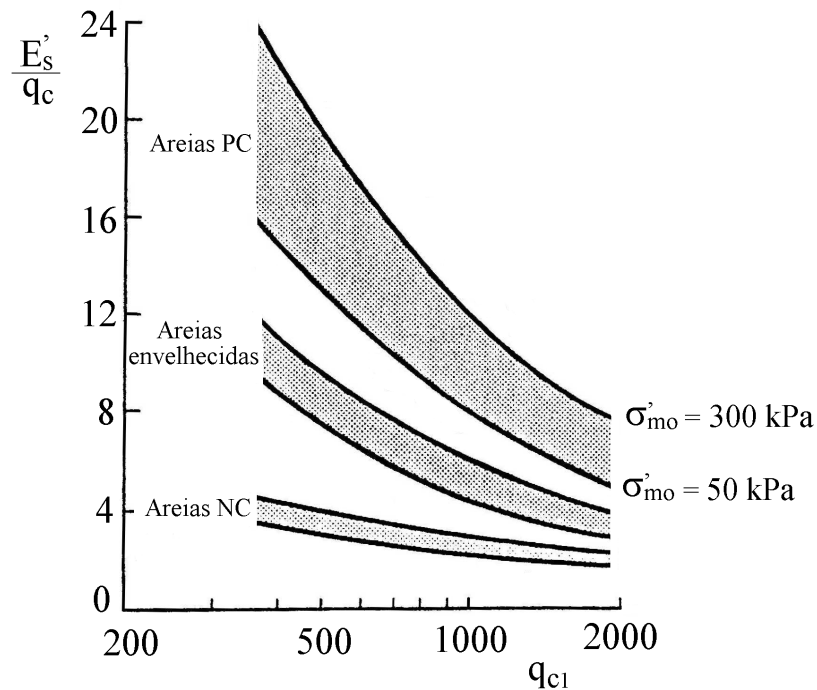


Figura 3.23 – Ábaco para avaliação do módulo de deformabilidade secante (Adaptado – BELLOTTI *et al.*, 1989)

3.10.4.3 – Módulo de cisalhamento

O módulo de cisalhamento (G) de um material pode ser definido como a relação entre a tensão cisalhante aplicada (τ) e a conseqüente distorção por ela provocada (γ). A avaliação da magnitude deste módulo de deformação pode ser realizada por meio de campanhas experimentais de laboratório ou de campo como o ensaio de piezocone.

O valor máximo do módulo de cisalhamento (G_o) apresenta relação direta com algumas propriedades índices dos solos granulares (índice de vazios, tensão efetiva vertical e porcentagem de finos), permitindo a proposição de algumas correlações baseadas exclusivamente em ensaios de laboratório (SEED & IDRISSE, 1970, extraído de ISSMGE, 1999).

ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a), amparados nos resultados de ensaios em câmaras de calibração com as areias de Ticino (BALDI *et al.*, 1981), propuseram um ábaco para avaliação do módulo de cisalhamento máximo relacionando a resistência de ponta do cone e a tensão efetiva vertical dos solos (Figura 3.24).

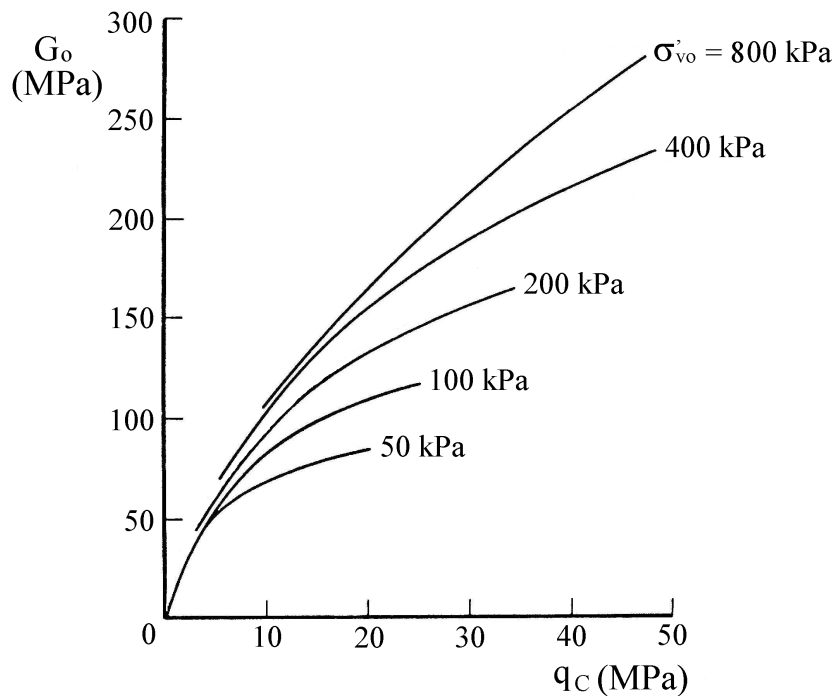


Figura 3.24 – Ábaco para avaliação do módulo de cisalhamento máximo (Adaptado – ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a)

JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) destacaram que a maior vantagem da formulação proposta por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) reside na limitada influência da história de tensões na avaliação do módulo de cisalhamento máximo, tornando, dessa forma, esta correlação significativamente mais confiável.

3.10.5 – Coeficientes de Permeabilidade

A avaliação preliminar das condições de fluxo dentro de uma massa de solo através dos ensaios de piezocone (CPTU) relaciona-se basicamente à determinação do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) do depósito e sua consequente relação com os coeficientes de permeabilidade.

O registro da poropressão dinâmica gerada durante a cravação do cone e sua respectiva dissipação ao longo do tempo em uma profundidade específica permite identificar as características de adensamento e compressibilidade dos materiais. Adicionalmente, admitindo algumas hipóteses simplificadoras, pode-se avaliar a magnitude dos coeficientes de permeabilidade nas direções horizontal e vertical (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983b).

A presença de frações com granulometria fina no interior de uma matriz arenosa pode conferir ao depósito determinadas características que permitam sua análise sob uma condição parcialmente drenada. A Figura 3.25 ilustra o resultado de um ensaio de dissipação do excesso de poropressões realizado em um depósito sedimentar de granulometria silto-arenosa (ALBUQUERQUE FILHO, 2001).

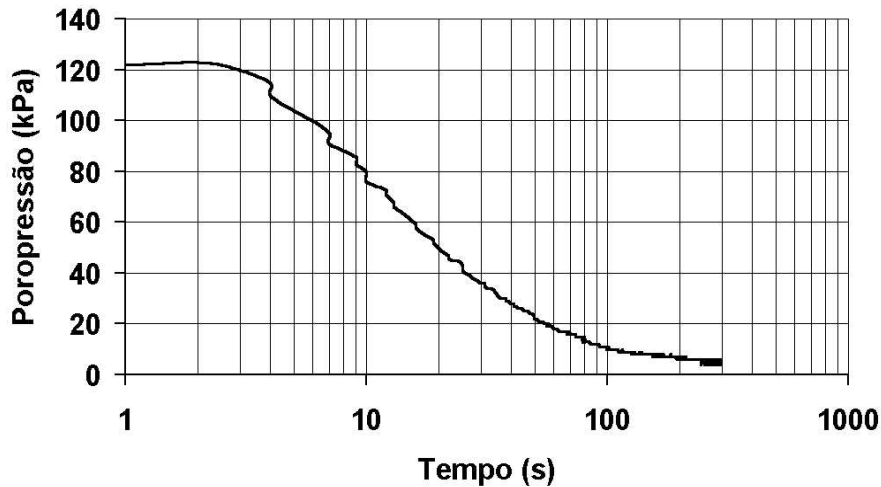


Figura 3.25 – Curva de dissipação das poropressões dinâmicas (ALBUQUERQUE FILHO, 2001)
Profundidade – 3,5 metros e Nível d'água – 3 metros

De posse da curva de dissipação, o campo de tensões e poropressões geradas durante a introdução do piezocone pode ser avaliado a partir do método da trajetória de deformações, segundo diferentes formulações (BALIGH & LEVADOUX, 1986 e HOULSBY & TEH, 1988).

HOULSBY & TEH (1988) recomendam a determinação do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) em duas etapas distintas. Primeiramente, deve-se proceder o cálculo da distribuição das poropressões, admitindo a penetração do cone em um meio elasto-plástico homogêneo e isotrópico. Em seguida, deve-se assumir estas poropressões como valores iniciais da teoria do adensamento de TERZAGHI, calculando sua respectiva dissipação ao redor de um cone estacionário.

Adicionalmente, HOULSBY & TEH (1988) destacaram que a utilização de mais pontos da curva, através da extrapolação do trecho linear, possibilitariam, além da determinação do coeficiente de adensamento, a verificação do ajuste entre as curvas teórica e experimental.

Assim, HOULSBY & TEH (1988) propuseram a determinação do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) através da seguinte expressão:

$$c_h = \frac{T^* R^2 \sqrt{I_R}}{t} \quad (3.28)$$

onde T^* representa o fator tempo, R o raio do piezocone, I_R o índice de rigidez do material e t o tempo de dissipação.

A Tabela 3.10 apresenta os valores do fator tempo T^* em função da porcentagem de dissipação das poropressões ($1-u$) para diferentes posições do elemento poroso do cone (HOULSBY & TEH, 1988).

Tabela 3.10 – Valores do fator tempo (T^*) propostos por HOULSBY & TEH (1988)

1 - u (%)	Posição do elemento poroso		
	Vértice do cone	Face do cone	Base do cone
20	0,001	0,014	0,038
30	0,006	0,032	0,078
40	0,027	0,063	0,142
50	0,069	0,118	0,245
60	0,154	0,226	0,439
70	0,345	0,463	0,804
80	0,829	1,040	1,600

ROBERTSON *et al.* (1982) sugeriram a utilização do tempo de dissipação correspondente a 50 % do adensamento (t_{50}) como o valor mais representativo para avaliação do coeficiente de adensamento horizontal.

Segundo BALIGH & LEVADOUX (1986), a determinação do coeficiente de adensamento pelo procedimento anteriormente descrito corresponde a avaliação do solo em uma condição pré-adensada. Os elevados níveis de deformação provocados pela penetração do cone implicam que os valores de adensamento obtidos apresentem comportamento governado pelas propriedades da zona de recompressão.

Assim, JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) propuseram uma abordagem semi-empírica para determinação do coeficiente de adensamento horizontal na faixa de comportamento normalmente adensado. Esta proposta de correlação pode ser expressa na forma:

$$c_{h(NA)} = \frac{RR}{CR} c_{h(CPTU)} \quad (3.29)$$

onde o coeficiente da equação RR/CR apresenta variação experimental compreendida entre 0,13 e 0,15.

Assim, a estimativa do coeficiente de permeabilidade dos materiais na direção horizontal e vertical (k_h e k_v) pode ser realizada através das características de adensamento e compressibilidade do depósito por meio das relações:

$$k_v = c_v m_v \gamma_w \quad (3.30)$$

$$k_h = c_h m_h \gamma_w \quad (3.31)$$

onde m_v e m_h representam os coeficientes de variação volumétrica nas direções vertical e horizontal e γ_w o peso específico da água (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983b).

Admitindo a isotropia da compressibilidade dos solos ($m_v = m_h$), MITCHELL & GARDNER (1975) sugeriram, amparados em resultados experimentais, que o coeficiente de variação volumétrica pudesse ser determinado através da expressão:

$$m_v = \frac{1}{M} = \frac{1}{\alpha \times q_c} \quad (3.32)$$

onde o fator α relaciona-se às características do depósito e pode ser avaliado através da Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Valores do fator α propostos por MITCHELL & GARDNER (1975)

Tipo de solo	Resistência de ponta (q_c)	α	
Argilas de baixa plasticidade	$q_c < 700$ kPa	$3 < \alpha < 8$	
	700 kPa $< q_c < 2$ MPa	$2 < \alpha < 5$	
	$q_c > 2$ MPa	$1 < \alpha < 2,5$	
Siltes de baixa plasticidade	$q_c > 2$ MPa	$3 < \alpha < 6$	
	$q_c < 2$ MPa	$1 < \alpha < 3$	
Siltes e argilas plásticas	$q_c < 2$ MPa	$2 < \alpha < 6$	
Siltes orgânicos	$q_c < 1,2$ MPa	$2 < \alpha < 8$	
Argilas orgânicas e turfas	$q_c < 700$ kPa	$50 \% < w < 100 \%$	$1,5 < \alpha < 4$
		$100 \% < w < 200 \%$	$1 < \alpha < 1,5$
		$w > 200 \%$	$0,4 < \alpha < 1$

A determinação do coeficiente de adensamento vertical (c_v) na condição normalmente adensada pode ser realizada através da expressão abaixo:

$$c_v = \left(\frac{k_v}{k_h} \right) c_h \quad (3.33)$$

sendo a anisotropia da permeabilidade dos depósitos coesivos estimada através da Tabela 3.12 proposta por JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985).

Tabela 3.12 – Valores da razão de permeabilidade (JAMIOLKOWSKI *et al.*, 1985)

Natureza da argila	k_h / k_v
Argilas homogêneas, sem macroestrutura definida	1 a 1,5
Macroestrutura definida, presença de descontinuidades e de lentes permeáveis	2 a 4
Depósitos com ocorrência de muitas camadas permeáveis	3 a 15

PROGRAMA EXPERIMENTAL – ENSAIOS DE PIEZOCONE APLICADOS A BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS

4.1 – INTRODUÇÃO

A forma mais comum de disposição dos rejeitos de mineração em superfície consiste no lançamento direto em reservatórios contidos por barragens, com seus alteamentos sendo realizados para montante com o próprio rejeito através da técnica do aterro hidráulico. A construção destas barragens de rejeitos é normalmente realizada pela equipe técnica e equipamentos da própria mineradora, com cronograma executivo condicionado às necessidades de armazenamento da planta industrial de beneficiamento mineral.

Apesar de bastante popular, a construção de barragens de rejeitos por alteamentos sucessivos à montante tem sido desaconselhada em alguns países. O principal agravante neste método construtivo reside no fato de que os alteamentos são realizados sobre materiais depositados em curto intervalo de tempo e conseqüentemente encontram-se pouco consolidados. Assim, sob condição saturada e fofa, estes rejeitos tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade ao fenômeno de liquefação sob carregamentos dinâmicos ou estáticos.

Assim, a utilização de barragens de contenção de rejeitos projetadas com a técnica de aterro hidráulico apresenta diversos condicionantes relacionados principalmente aos seus aspectos construtivos, gerados pela insuficiência de especificações que normalizem este tipo de estrutura.

Dessa forma, a caracterização tecnológica dos rejeitos de mineração, através da determinação de seus parâmetros geotécnicos (resistência, deformabilidade e permeabilidade) e mineralógicos, representa um fator fundamental para avaliação do comportamento global das barragens de rejeitos.

Entretanto, a composição majoritariamente granular dos rejeitos e as conseqüentes dificuldades associadas ao processo de coleta de amostras indeformadas e de moldagem destas amostras em laboratório normalmente dificultam a verificação de algumas características destes materiais, fundamentais para previsão de seu comportamento.

Nesse sentido, o presente trabalho consistiu na avaliação da potencialidade de utilização de ensaios de campo, particularmente de piezocone (CPTU), em barragens de rejeitos de minério de ferro. Estas análises objetivaram, primeiramente, avaliar a composição e a distribuição granulométrica dos rejeitos ao longo da profundidade em diferentes pontos do maciço e do reservatório das barragens. Em uma etapa posterior, foram desenvolvidas diversas abordagens para determinação dos parâmetros de resistência (densidade relativa e ângulo de atrito efetivo) e dos coeficientes de permeabilidade dos rejeitos.

A estimativa dos parâmetros geomecânicos dos rejeitos foi realizada através de diferentes correlações empíricas e formulações desenvolvidas a partir de calibrações de laboratório realizadas em diferentes materiais. A inexistência de um volume significativo de publicações e trabalhos realizados especificamente em rejeitos de mineração implicou a necessidade de realização de diversos ajustes nas formulações. As adequações visaram representar as possíveis variações de compressibilidade e as condições de envelhecimento e pré-consolidação dos depósitos.

Adicionalmente, a análise das curvas de dissipação das poropressões dinâmicas geradas durante a cravação do cone permitiu a avaliação das condições de fluxo e das características de compressibilidade no interior do reservatório.

Assim, a campanha completa de investigação geotécnica dos rejeitos compreendeu a realização de ensaios de piezocone em diferentes pontos da crista, das bermas dos

alteamentos e da praia de deposição de quatro barragens de rejeitos de minério de ferro da Companhia Vale do Rio Doce, na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais.

Este programa de investigação consistiu no registro contínuo da resistência de ponta, do atrito lateral e das poropressões dinâmicas em quatorze ensaios realizados nas barragens do Doutor, de Campo Grande, de Gongo Soco e do Pontal, totalizando aproximadamente 200 metros lineares de ensaios de piezocone. Além disso, foram realizados, em profundidades específicas, dez ensaios de dissipação do excesso das poropressões para avaliação das condições de fluxo e compressibilidade no interior dos depósitos de rejeitos. Na barragem de contenção de rejeitos de Campo Grande foram ainda realizados ensaios de piezocone com acréscimo de medida de resistividade elétrica (RCPTU).

O Apêndice A deste trabalho apresenta os perfis da resistência de ponta, do atrito lateral, da poropressão dinâmica e da razão de atrito de todos os ensaios executados e os resultados dos ensaios de dissipação dos excessos de poropressões geradas.

A complementação do processo de investigação geotécnica dos rejeitos contemplou a coleta de amostras em diferentes pontos superficiais das barragens e a execução de ensaios de análise granulométrica e de determinação da densidade dos grãos e dos índices de vazios máximo e mínimo.

4.2 – ENSAIOS DE PIEZOCONE

4.2.1 – Descrição do Equipamento

O sistema de cravação utilizado pela Solum Engenharia e Geologia Ltda para realização dos ensaios de piezocone nas barragens de rejeitos consistiu de um robusto penetrômetro multifuncional (1,85 metros de largura, 3,4 metros de comprimento, 1,9 metros de altura e 2100 quilogramas de peso), modelo TG-73-200, fabricado pela Pagani Geotechnical Equipments - Itália (Figura 4.1). Este equipamento caracterizava-se pela completa automação de todas as funções operativas, sendo composto por um motor Lombardini a diesel de 36 HP.

O penetrômetro utilizado nos ensaios apresentava acionamento totalmente hidráulico, com capacidade de cravação de 220 kN e força de arrancamento de 250 kN. O processo de ancoragem do penetrômetro foi realizado por meio de 2 trados mecânicos helicoidais de 50 centímetros de diâmetro, de forma automática e independente do sistema responsável pela cravação das hastes.



Figura 4.1 – Penetrômetro utilizado nos ensaios de piezocone

A robustez do sistema de cravação e de ancoragem do penetrômetro representou uma característica fundamental para execução dos ensaios nas barragens de contenção de rejeitos. A significativa magnitude das resistências de ponta registrada em alguns estratos de composição essencialmente arenosa, em alguns casos superiores a 40 MPa, poderia impossibilitar a continuidade do programa de investigação.

A sonda conepenetrométrica utilizada nos ensaios consistiu de um modelo elétrico, fabricado pela Geotech - Suécia, com medição da resistência de ponta, do atrito lateral e das poropressões dinâmicas sendo realizadas através de sensores tipo *strain gauges* instalados na ponteira de aço. O elemento poroso da sonda encontrava-se posicionado atrás da ponta (u_2), conforme recomendações internacionais para execução do ensaio (Figura 4.2).



Figura 4.2 – Detalhe da sonda cone penetrométrica utilizada

O módulo de resistividade elétrica acoplado na parte posterior do piezocone, caracterizava-se basicamente pela presença de quatro eletrodos em arranjo tipo Wenner e possibilidade de medida da variação da condutividade elétrica em uma faixa compreendida entre 0,5 e 3000 mS/m.

A transmissão das leituras dos sensores foi integralmente realizada por meio sônico, com os sinais sendo captados no topo das hastes através de um microfone. Posteriormente, os sinais foram processados pelo sistema de aquisição e transmitidos em tempo real para um computador portátil. A adoção deste dispositivo permitiu o aumento significativo da produtividade dos ensaios e eliminou os inconvenientes gerados pelo possível rompimento ou danificação dos fios elétricos durante o manuseio das hastes metálicas.

4.2.2 – Metodologia do Ensaio

A primeira etapa na realização dos ensaios de piezocone nas barragens de rejeitos consistiu na cravação dos trados mecânicos para fixação do sistema responsável pela aplicação de cargas e posterior introdução da sonda cone penetrométrica e das hastes de avanço (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Cravação dos trados mecânicos

Terminada a fixação do equipamento, ocorreu a execução de um pré-furo até atingir o nível d'água. Assim, a penetração do piezocone, com seu elemento poroso saturado com glicerina e protegido por uma delgada membrana de látex, foi realizada de forma contínua e quasi-estática, a uma velocidade constante de 2 cm/s. A penetração do piezocone era interrompida apenas para conexão de novas hastes e para realização de ensaios de dissipação do excesso de poropressão em algumas profundidades específicas, selecionadas a partir da interpretação dos valores de resistência de ponta, da razão de atrito e de poropressão dinâmica.

Dessa forma, procedeu-se, por meio dos sensores, a medição da resistência de ponta, do atrito lateral e da poropressão gerada durante a cravação ao longo de todo perfil de solo em intervalos regulares de 2,5 centímetros. Nos ensaios de piezocone de resistividade, foram ainda registrados os valores da resistência ao fluxo de uma corrente elétrica aplicada no interior da massa de solo a intervalos de 4,0 a.

4.3 – DESCRIÇÃO DAS BARRAGENS DE CONTENÇÃO DE REJEITOS

4.3.1 – Barragem do Doutor

A Barragem do Doutor localiza-se no município de Ouro Preto e encontra-se em plena fase operacional de contenção dos rejeitos de minério de ferro provenientes da usina de

concentração de Timbopeba. Esta usina é atualmente responsável pelo beneficiamento dos itabiritos procedentes das minas de Capanema (próxima da exaustão) e Timbopeba. No início de 2005, espera-se o início das operações de lavra da mina de Fábrica Nova.

Do beneficiamento mineral realizado na usina são gerados dois tipos de rejeitos, com características granulométricas e mecânicas distintas. Estes rejeitos são resultantes de diferentes etapas do processo de britagem e deslamagem dos minérios. A produção anual estimada dos rejeitos de flotação (granular) e da lama (fino) é de, respectivamente, $1,93 \times 10^6$ toneladas e $1,24 \times 10^6$ toneladas.

O descarte dos rejeitos granulares é realizado sob a forma de polpa com teor de sólidos em massa variando de 40 a 55 %. A grande diferença de nível entre o pátio da usina e a crista barragem (aproximadamente 200 metros) possibilita que o lançamento dos rejeitos ocorra por gravidade através de duas tubulações de PEAD (polietileno de alta densidade) com diâmetro interno de 355 mm, com redução para 305 mm no trecho final, e inclinação média de 2,5 %.

Na região da crista da barragem estão instalados dois hidrociclones responsáveis pela separação granulométrica dos rejeitos provenientes das etapas de flotação. A parcela denominada *overflow* apresenta granulometria fina, sendo depositada na região montante da barragem para formação da praia de deposição. O *underflow* é constituído por partículas mais granulares com características de resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica favoráveis, justificando seu lançamento à jusante, para formação do maciço da barragem.

Dessa forma, as características geotécnicas do *underflow* motivaram o desenvolvimento de um projeto de disposição superficial que contemplasse sua utilização nas fases de alteamento da barragem através da técnica de aterro hidráulico. Assim, definiu-se a construção da Barragem do Doutor pelo método de alteamento pela linha de centro, com leve deslocamento para montante, com inclinação média dos taludes de 1V:2,7H (Figura 4.4). Os taludes dos alteamentos apresentam altura máxima de 10 metros, sendo obrigatoriamente executadas bermas intermediárias de 3 metros entre os taludes para reforço da estabilização do maciço (LOPES, 2004).



Figura 4.4 – Vista do talude de jusante da Barragem do Doutor

Os rejeitos finos (lama) são descartados no interior do reservatório, no lado oposto à ombreira esquerda da barragem (Figura 4.5). Adicionalmente, encontra-se instalada nesta região uma tubulação adicional (derivação) que permite o lançamento direto dos rejeitos totais (flotação) no reservatório, na condição de um eventual não funcionamento dos hidrociclones.



Figura 4.5 – Vista parcial do reservatório da Barragem do Doutor

A altura prevista ao final da vida útil da barragem será de 85 metros, com 830 metros de comprimento total de crista. As significativas dimensões desta barragem implicaram a

necessidade de construção de três diques auxiliares de pequeno porte para confinamento do reservatório. A escolha desta conformação relacionou-se às adversas condições topográficas do local, além da necessidade de atendimento de requisitos técnicos envolvidos na construção da zona estrutural da barragem.

O dique de partida da barragem foi executado com solo homogêneo compactado e apresenta 25 metros de altura e 8 metros de largura de crista, com inclinação dos taludes de montante e jusante de, respectivamente, 1V:1,8H e 1V:2,2H. O primeiro dique auxiliar foi construído na ombreira direita, caracterizando-se como um elemento de continuidade da barragem principal, sendo executado diretamente com os rejeitos de flotação. Os outros diques auxiliares localizam-se em selos existentes em pontos específicos da bacia de contribuição (LOPES, 2004).

O sistema de drenagem interna da Barragem do Doutor é composto por um tapete drenante, constituído basicamente de material arenoso com um metro de espessura. Este tapete encontra-se localizado no contato do aterro do dique de partida com o terreno de fundação, estendendo-se até as ombreiras. Na região a jusante do dique de partida, o tapete drenante conecta-se a uma camada de brita envolvida por areia, terminando em um enrocamento de pé. Adicionalmente, foram previstos e instalados drenos de brita com transição, distribuídos ao longo do terreno de fundação para as etapas posteriores de alteamento da barragem.

4.3.2 – Barragem de Campo Grande

A Barragem de Campo Grande localiza-se no município de Mariana e foi inicialmente projetada e construída como uma barragem convencional de terra compactada. Seu sistema de drenagem interna era composto por um filtro vertical conectado a um tapete drenante que se apoiava diretamente sobre o terreno da fundação. Adicionalmente, na ombreira esquerda encontrava-se instalado um extravasor tipo canal aberto em concreto armado para controle do nível d'água nos períodos de maiores índices pluviométricos.

A Barragem de Campo Grande foi responsável pela contenção e armazenamento dos rejeitos da flotação provenientes das plantas de beneficiamento mineral IB II e IB III da

Usina de Alegria e das lamas das baias. No final de sua vida útil, o reservatório da barragem encontrava-se completamente assoreado até a cota definida pelo emboque do extravasor. Dessa forma, a necessidade de ampliação das áreas de disposição de rejeitos da planta de beneficiamento motivou a execução de novos alteamentos nesta barragem com a utilização do próprio *underflow* proveniente da ciclonagem dos rejeitos da flotação.

O projeto proposto concebeu a utilização da barragem existente como um dique de partida, procedendo os alteamentos sucessivos pelo método de linha de centro. Dessa forma, o *underflow* passou a ser lançado a jusante do eixo da barragem, espalhado e compactado com o próprio tráfego dos equipamentos de terraplenagem (trator de esteira) sendo a parcela do *overflow* depositada hidraulicamente a montante da barragem para formação da praia (Figura 4.6).



Figura 4.6 – Vista do talude de montante e da praia de deposição da Barragem de Campo Grande

Estes alteamentos sequenciais permitiram a ampliação da vida útil da barragem, garantindo a continuidade da disposição dos rejeitos da flotação e das lamas no reservatório da barragem. O novo projeto da Barragem de Campo Grande prevê a execução de sete novos alteamentos de 10 metros de altura (Figura 4.7), com o coroamento da barragem ocorrendo na elevação de 990 metros. Atualmente, a barragem

encontra-se com crista de alteamento na elevação de 960 metros (3^o alteamento), armazenando aproximadamente $4,9 \times 10^6 \text{ m}^3$ de rejeitos.



Figura 4.7 – Vista frontal do talude de jusante da Barragem de Campo Grande

O reservatório atual da barragem não possui extravasor de superfície, tendo sido previsto em projeto a instalação de um sistema de bombeamento de água para amortecimento das vazões de cheia e posterior esgotamento da água excedente. Atualmente, o sistema de bombeamento funciona ininterruptamente, aduzindo água do reservatório para o processo industrial da Usina de Alegria.

4.3.3 – Barragem de Gongo Soco

A Barragem Gongo Soco localiza-se no município de Barão de Cocais, no estado de Minas Gerais. Esta barragem, anteriormente denominada Canta Galo, está em operação desde a década de 80, destinando-se à contenção de rejeitos provenientes do beneficiamento de hematita da Mina de Gongo Soco.

A concepção inicial da barragem consistiu na execução de alteamentos para montante com diques constituídos basicamente de itabirito friável da mina de Gongo Soco (estéril), sendo densificados mecanicamente pelo próprio tráfego dos equipamentos responsáveis pelo seu lançamento.

A Barragem de Gongo Soco foi executada em diversas etapas em virtude da conformação topográfica adversa da região do vale do Córrego do Canta Galo. A primeira etapa consistiu no fechamento do vale através da execução dos alteamentos da cota 875 metros (pé da barragem) até a cota de 910 metros. Desse ponto até a cota de 925 metros, a barragem manteve-se encostada no terreno natural na região da ombreira esquerda. Na ombreira direita, o dique foi construído com uma inflexão paralela ao vale, perfazendo 90° com o eixo principal da barragem.

A adoção desta conformação implicou a ramificação do dique e conseqüentemente a formação de três reservatórios. O primeiro e maior, denominado R1, localiza-se no vale principal (Figura 4.8). O outro reservatório situa-se em um vale tributário do lado direito da barragem, sendo identificado por R2. O terceiro reservatório, de menor volume, localiza-se a jusante do R2 e na lateral direita do R3.



Figura 4.8 – Vista do reservatório 1 da Barragem de Gongo Soco

Atualmente, após os alteamentos realizados, a Barragem de Gongo Soco encontra-se na cota de 942 metros (Figura 4.9), cobrindo praticamente todos os reservatórios. A necessidade de aproveitamento máximo da área de reservação e disposição de rejeitos motivou a elaboração de um projeto executivo para execução de mais quatro alteamentos, objetivando atingir a cota de 960 metros.



Figura 4.9 – Vista do dique principal e praia de disposição da Barragem de Gongo Soco

A campanha de estudos para elaboração do projeto complementar de alteamentos envolveu a execução de sondagens mistas na região das ombreiras, com a realização de ensaios de infiltração e posterior instalação de piezômetros. Adicionalmente, foram executados furos de piezocone na praia e na barragem e uma completa caracterização geotécnica e química dos rejeitos.

4.3.4 – Barragem do Pontal

A Barragem do Pontal foi implantada em 1972, no município de Itabira, Minas Gerais, em um vale pertencente à bacia hidrográfica do Córrego dos Doze, afluente do Rio do Peixe. Esta barragem constitui o principal sistema superficial de contenção dos rejeitos provenientes da usina de beneficiamento do Cauê.

O reservatório formado pela Barragem do Pontal apresenta uma forma geométrica de leque, sendo composto basicamente por um corpo principal contido por um maciço de solo compactado e por seis pequenos braços, delimitados por diques auxiliares de solo (Figura 4.10). A adoção desta conformação do reservatório relaciona-se ao importante papel dos diques internos na operação dos recursos hídricos do complexo.

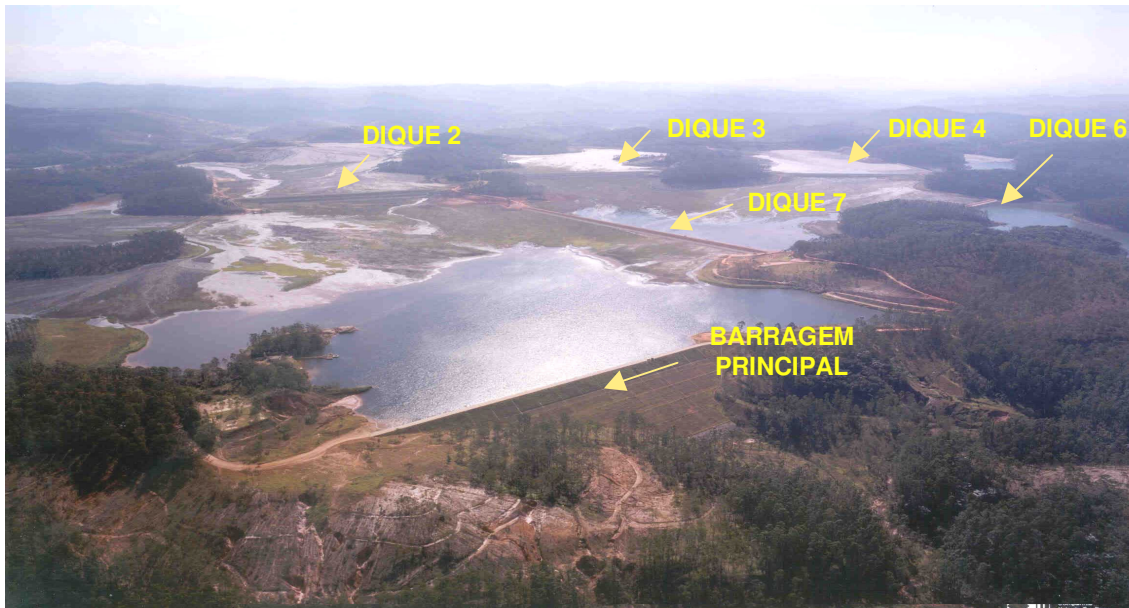


Figura 4.10 – Barragem do Pontal e diques auxiliares (GOUVÊA, 2004)

A Barragem do Pontal está inserida no conceito de aproveitamento múltiplo dos reservatórios, sendo operada com a finalidade de contenção dos rejeitos gerados e de recirculação da água para o processo industrial. Além disso, o reservatório tem a função de regularizar as vazões naturais da bacia hidrográfica, complementando as potenciais necessidades hídricas do processo de beneficiamento mineral.

Adicionalmente, a Barragem do Pontal tem por objetivo receber as descargas e vazamentos não controlados da usina, mantendo o processo em regime de circuito quase fechado. Estima-se que aproximadamente 88% da água captada para o processo de concentração de minério retorne à barragem junto com a polpa do rejeito. Assim, a parcela de consumo efetivo da usina (12%) deve ser suprida pela própria bacia hidrográfica e pelo potencial de regularização do reservatório. Dessa forma, o reservatório formado pela barragem representa elemento fundamental na garantia do suprimento de água da usina de beneficiamento mineral (GOUVÊA, 2004).

Os rejeitos são normalmente dispostos nas cabeceiras e nos braços do reservatório, permitindo a sedimentação e o desagüamento nestas regiões da barragem e consequentemente garantindo o preenchimento gradativo do reservatório. Estes rejeitos são transportados por gravidade até uma estação de bombeamento e posteriormente recalçados e redirecionados até a barragem.

A Barragem do Pontal é formada por um grande maciço de solo compactado, com os alteamentos sendo realizados sucessivamente para montante. Na ombreira esquerda da barragem encontra-se instalado um sistema de extravasamento auxiliar constituído basicamente por um vertedor tipo tulipa. No lado oposto, nas proximidades da ombreira direita, encontra-se localizada uma balsa de captação de água da estação responsável pelo bombeamento.

O maciço da Barragem do Pontal, que foi implantado com a crista na cota de 755 metros, passou por duas grandes etapas de alteamento, estando atualmente na cota de 779 metros (Figura 4.11). A necessidade de elevação do maciço relacionou-se diretamente ao processo de assoreamento do reservatório e conseqüente redução da capacidade de regularização das vazões da barragem.



Figura 4.11 – Vista lateral da Barragem do Pontal

A partir de 2004, a Companhia Vale do Rio Doce prevê desviar o lançamento de rejeitos para o preenchimento da cava exaurida da Mina Cauê, interrompendo o processo atual de recirculação de água na Barragem do Pontal. O reservatório continuará recebendo as descargas sólidas não controladas da usina, com uma taxa anual de 860.000 m³. Assim, torna-se necessária a realização de um novo alteamento do maciço da barragem para permitir a acumulação dos rejeitos adicionais e para regularização mínima das descargas necessárias (GOUVÊA, 2004).

4.4 – LOCAÇÃO DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

Os ensaios de piezocone na Barragem do Doutor foram executados em diferentes pontos da região da crista e da praia de deposição. Na crista da barragem, a significativa magnitude da resistência de ponta registrada nos ensaios, denominados *CristaCD1* e *CristaCD2*, implicou a suspensão dos ensaios em alguns pontos, em virtude de dificuldades em garantir a ancoragem do penetrômetro. O método construtivo de alteamento pela linha de centro e a densificação dos rejeitos pela circulação dos equipamentos de terraplenagem deve Ter conferido elevada resistência de ponta ao maciço da barragem.

Os ensaios de piezocone realizados na praia de deposição da Barragem do Doutor, denominados, respectivamente, *PraiaCD1*, *PraiaCD2* e *PraiaCD3*, foram executados ao longo de uma seção transversal ao eixo da barragem, com espaçamento de 20 metros em relação a crista e profundidade média de 19 metros (Figura 4.12). Adicionalmente, foram realizados ensaios de dissipação do excesso de poropressões geradas pela cravação do piezocone nos pontos *PraiaCD2* e *PraiaCD3*, respectivamente, nas profundidades de 18 e 14 metros.

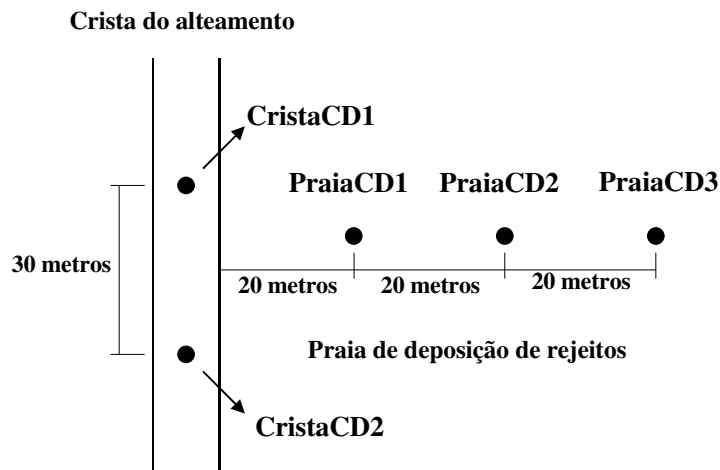


Figura 4.12 – Localização dos ensaios de piezocone na Barragem do Doutor

Na Barragem de Campo Grande, foram executados ensaios de piezocone (CPTU) em dois pontos da praia de deposição. Na crista da barragem foram realizados dois ensaios com o piezocone de resistividade (RCPTU), denominados *CristaCG1* e *CristaCG2*, atingindo respectivamente 17 e 9,5 metros de profundidade. Adicionalmente, deve-se

destacar que nestes ensaios realizados na crista tornou-se impossível o registro dos valores de poropressão dinâmica, em virtude de problemas no contato do transdutor de pressão de água.

Os ensaios locados nos pontos PraiaCG1 e PraiaCG2, de forma similar ao procedimento adotado na Barragem do Doutor, foram realizados em uma seção transversal ao eixo da barragem, com espaçamento de 20 metros e profundidade média de 20 metros. Para ilustrar esta conformação, a Figura 4.13 apresenta a locação dos ensaios realizados na Barragem de Campo Grande

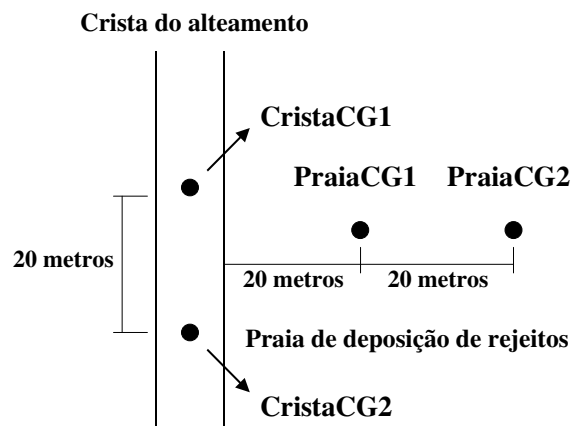


Figura 4.13 – Locação dos ensaios de piezocone na Barragem de Campo Grande

A campanha de investigação na Barragem de Gongo Soco contemplou a realização de quatro ensaios de piezocone locados na crista (CristaGS1), nas bermas do alteamento (BermaGS1 e BermaGS2) e na praia de deposição do reservatório 1 (PraiaGS1), com profundidades médias de, respectivamente, 15, 18, 7 e 20 metros (Figura 4.14).

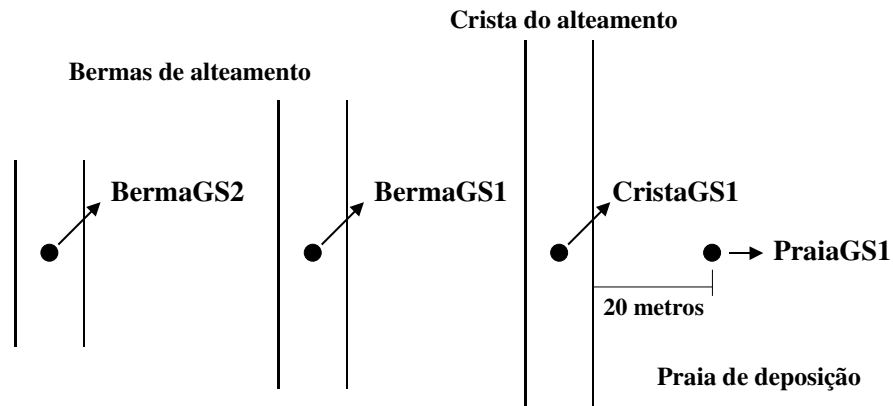


Figura 4.14 – Locação dos ensaios de piezocone na Barragem de Gongo Soco

A presença de numerosos blocos de rocha nos alteamentos da Barragem de Gongo Soco implicou a necessidade de realização de perfuração prévia de 7 metros de profundidade nos pontos de investigação da crista e das bermas dos alteamentos (Figura 4.15). Estes pré-furos de 100 milímetros de diâmetro foram integralmente executados por meio do sistema rotativo do penetrômetro multifuncional e objetivaram atravessar as camadas de enrocamento da barragem, permitindo a investigação somente do rejeito depositado.

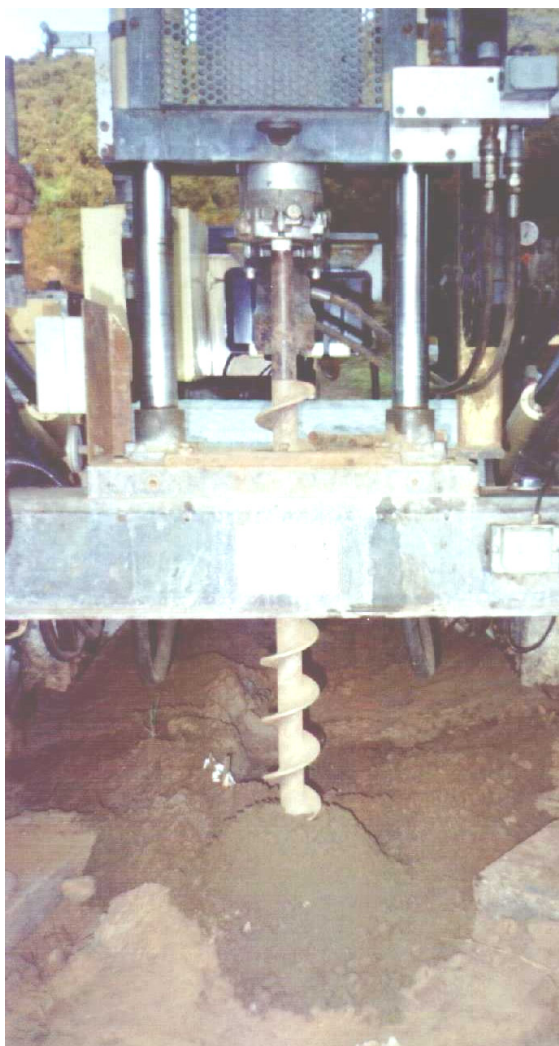


Figura 4.15 – Execução do pré-furo na bermas de alteamento da Barragem de Gongo Soco

A composição granulométrica majoritariamente siltosa do rejeito de minério de ferro de Gongo Soco motivou a realização de sete ensaios de dissipação das poropressões nos diferentes pontos e profundidades. Dessa forma, buscou-se avaliar as condições de fluxo e as características de compressibilidade deste material depositado na barragem.

Os ensaios de piezocone na Barragem do Pontal foram executados diretamente no reservatório, em uma região próxima ao dique 2 (Figura 4.8). Estes ensaios, denominados Pontal 1 e Pontal 2, atingiram profundidade média de respectivamente 18 e 15 metros (Figura 4.16). Adicionalmente, na cota de 8,6 metros do ensaio Pontal 2 foi realizado um ensaio de dissipação dos excessos das poropressões geradas.

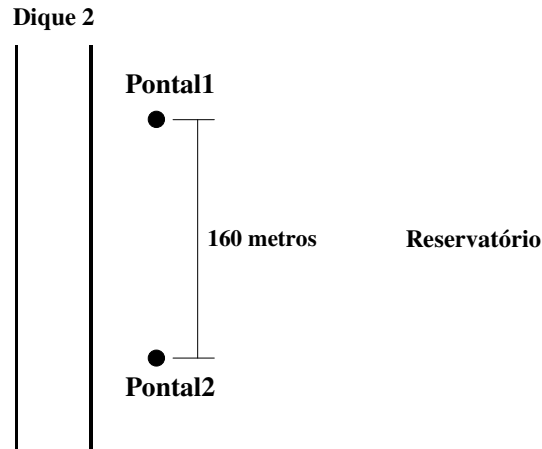


Figura 4.16 – Localização dos ensaios de piezocone na Barragem do Pontal

4.5 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O programa de caracterização geotécnica dos rejeitos em laboratório envolveu a realização de ensaios de análise granulométrica, de determinação da densidade dos grãos e dos índices de vazios máximo e mínimo dos materiais. Todos estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto, de acordo com os procedimentos definidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Os ensaios de análise granulométrica e de determinação da densidade dos grãos (G_s) foram realizados de acordo com as prescrições, respectivamente, das normas NBR 7191 (1984) e NBR 6508 (1984). A Figura 4.17 apresenta as curvas granulométricas dos rejeitos estudados, possibilitando a sua posterior classificação (Tabela 4.1) de acordo com a escala proposta pela NBR 6502 (1980).

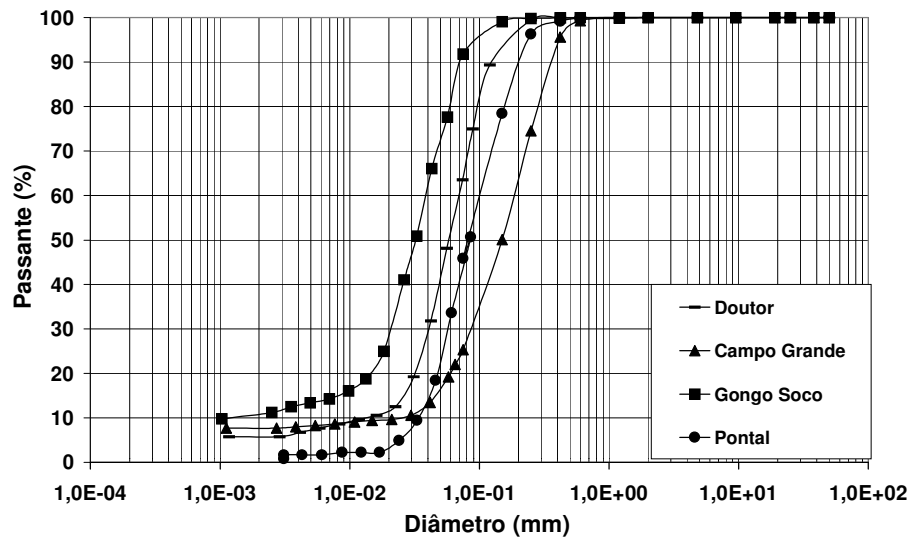


Figura 4.17 – Curvas granulométricas dos rejeitos

Tabela 4.1 – Distribuição granulométrica dos rejeitos

Rejeitos	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)
Doutor	08	32	60	-
Campo Grande	07	10	78	5
Gongo Soco	15	58	27	-
Pontal	02	21	75	2

Adicionalmente, objetivando uma melhor caracterização da composição e distribuição granulométrica dos rejeitos de minério de ferro, a Tabela 4.2 apresenta os valores do diâmetro efetivo (D_{10}), do diâmetro médio (D_{50}), do coeficiente de não uniformidade (CNU) e de curvatura (CC) dos respectivos materiais.

Tabela 4.2 – Coeficientes granulométricos dos rejeitos

Rejeitos	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	CNU	CC
Doutor	0,012	0,06	5,8	1,9
Campo Grande	0,03	0,15	6,3	1,3
Gongo Soco	0,001	0,032	39,5	10,6
Pontal	0,033	0,085	3,0	0,9

A análise dos valores do coeficiente de não uniformidade atesta uma boa graduação granulométrica dos materiais na faixa compreendida entre siltes e areias finas, particularmente no rejeito de Gongo Soco. Neste rejeito observa-se uma grande amplitude do tamanho dos grãos, incorporando inclusive parcelas mais finas. Além disso, o coeficiente de curvatura deste rejeito atesta uma grande uniformidade granulométrica na parte central da curva.

A etapa final de caracterização dos rejeitos em laboratório consistiu na realização de ensaios para determinação dos valores máximos e mínimos dos índices de vazios e da densidade dos grãos. Todos estes ensaios foram integralmente executados segundo as prescrições das normas ASTM D4253 (1991) e ASTM D4254 (1991), respectivamente.

Os valores da densidade dos grãos e índices de vazios máximo e mínimo dos rejeitos obtidos nos ensaios são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Parâmetros geotécnicos dos rejeitos

Rejeitos	G_s	e_{min}	e_{max}
Doutor	3,86	0,908	1,552
Campo Grande	3,91	0,963	1,329
Gongo Soco	5,00	0,801	1,534
Pontal	3,16	0,472	1,031

A densidade dos grãos dos rejeitos apresentou variação entre 3,16 e 5,00. Os elevados valores obtidos relacionam-se à presença acentuada de partículas de minério de ferro ainda incorporadas ao rejeito. O valor máximo de densidade dos grãos foi encontrado no rejeito de Gongo Soco, demonstrando a influência direta do processo de beneficiamento e da qualidade dos minérios explorados. Nesta planta de mineração, a hematita lavrada apresenta elevado teor metálico, não necessitando conseqüentemente das atividades de concentração (enriquecimento mineral).

CARACTERIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS REJEITOS

5.1 – INTRODUÇÃO

Os rejeitos são materiais provenientes das atividades de beneficiamento mineral realizadas em plantas industriais. Embora apresentem uma composição granulométrica bem definida, a avaliação do comportamento dos depósitos gerados para deposição destes rejeitos apresenta diversos condicionantes. A forma hídrica de disposição, as mudanças contínuas nos pontos de descarga, a susceptibilidade à liquefação e principalmente as alterações granulométricas provocadas pela variação do teor de ferro do minério lavrado constituem alguns fatores que motivaram o desenvolvimento de métodos e ensaios que contemplassem uma caracterização tecnológica mais completa dos rejeitos de mineração.

Nesse sentido, diante dos fatores apresentados anteriormente, o conhecimento combinado da natureza física da fase sólida dos rejeitos e das características químicas do efluente líquido presente na polpa torna-se um elemento fundamental para concepção de qualquer projeto de disposição superficial de rejeitos (FERRAZ, 1993).

A fração sólida dos rejeitos pode apresentar ampla variação granulométrica, mineralógica e físico-química, abrangendo de materiais arenosos não plásticos até solos muito finos e de alta plasticidade. Do ponto de vista das propriedades de engenharia, os rejeitos com composição arenosa e baixa plasticidade constituem os materiais mais favoráveis para contenção nas barragens de rejeitos.

Os rejeitos granulares normalmente apresentam rápida sedimentação, com liberação imediata da água da polpa, garantindo capacidade de suporte para manipulação do material previamente lançado. Estas características extremamente favoráveis de resistência e condutividade hidráulica dos rejeitos granulares têm motivado a sua utilização como material de construção nos próprios alteamentos das barragens de contenção de rejeitos.

Entretanto, os rejeitos de granulometria siltosa e argilosa de elevada plasticidade apresentam lento adensamento, exigindo a execução de reservatórios relativamente grandes para sua disposição e inviabilizando sua utilização como material constituinte de fundações e alteamentos das barragens (FERRAZ, 1993).

Os rejeitos considerados intermediários caracterizam-se por uma granulometria bastante aberta, podendo variar de areias médias até argilas. A geração destes resíduos nas plantas de beneficiamento implica necessariamente a instalação de equipamentos responsáveis por sua separação granulométrica (hidrociclones).

Assim, buscando a caracterização granulométrica dos rejeitos de minério de ferro serão apresentadas neste capítulo da dissertação algumas análises desenvolvidas a partir dos resultados dos ensaios de piezocone realizados nas barragens de rejeitos do Doutor, de Campo Grande, de Gongo Soco e do Pontal. O objetivo destas avaliações residiu na determinação da classificação textural dos depósitos de rejeitos, fundamental para avaliação de seu comportamento.

Além disso, através da avaliação conjunta da variação da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito, da poropressão dinâmica e do coeficiente de poropressão ao longo da profundidade, buscou-se identificar a ocorrência de estratos e lentes de materiais heterogêneos. A presença destas lentes no interior dos depósitos representa um importante condicionante para posterior avaliação das características de resistência e das condições de fluxo das barragens de rejeitos. Adicionalmente, serão discutidas diferentes formulações e metodologias para classificação textural dos materiais a partir dos resultados dos ensaios de piezocone (CPTU), objetivando avaliar sua adequabilidade ao estudo dos rejeitos de minério de ferro.

5.2 – AVALIAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS

A resistência de ponta obtida nos ensaios apresentou grande variação ao longo das seções e das barragens de rejeitos, evidenciando a heterogeneidade dos materiais investigados. Para exemplificar este comportamento, na região da praia de deposição da Barragem do Doutor foram registrados valores de resistência de ponta corrigida relativamente baixos para materiais granulares (Figura 5.1). A avaliação conjunta dos valores de resistência de ponta e da razão de atrito indicou a presença acentuada de estratos de granulometria siltosa e argilosa neste depósito, particularmente nas profundidades inferiores a 12 metros.

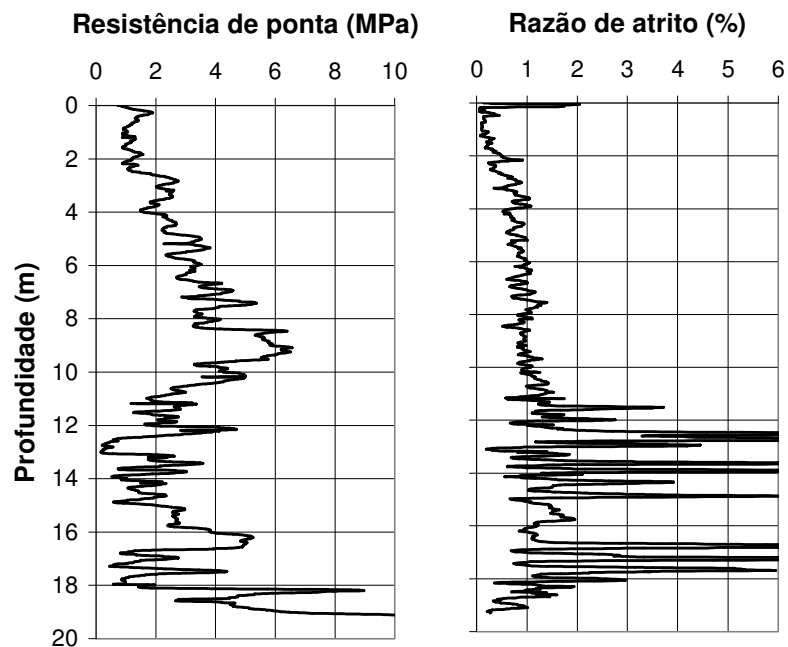


Figura 5.1 – Perfis da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito para o ensaio PraiaCD2

Na praia de deposição de rejeitos da Barragem de Gongo Soco, o perfil da resistência de ponta corrigida mostrou-se majoritariamente uniforme ao longo da profundidade (Figura 5.2), com pequena ocorrência de picos. Os baixos valores observados neste perfil indicam a natureza fina (siltosa) dos rejeitos de hematita gerados nesta planta de beneficiamento. Além disso, o crescimento contínuo da resistência de ponta corrigida ao longo de toda a profundidade representa um comportamento típico de depósitos normalmente consolidados.

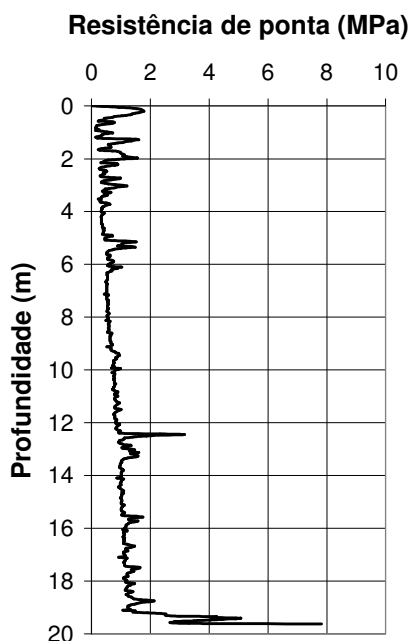


Figura 5.2 – Perfil da resistência de ponta corrigida do ensaio PraiaGS1

Entretanto, na região da crista e das bermas dos alteamentos das barragens, observou-se um aumento considerável da magnitude da resistência de ponta (Figura 5.3). Este comportamento evidencia os efeitos do confinamento dos rejeitos e do processo de compactação superficial (densificação) provocado pela passagem contínua dos equipamentos mecânicos responsáveis pela execução dos alteamentos das barragens.

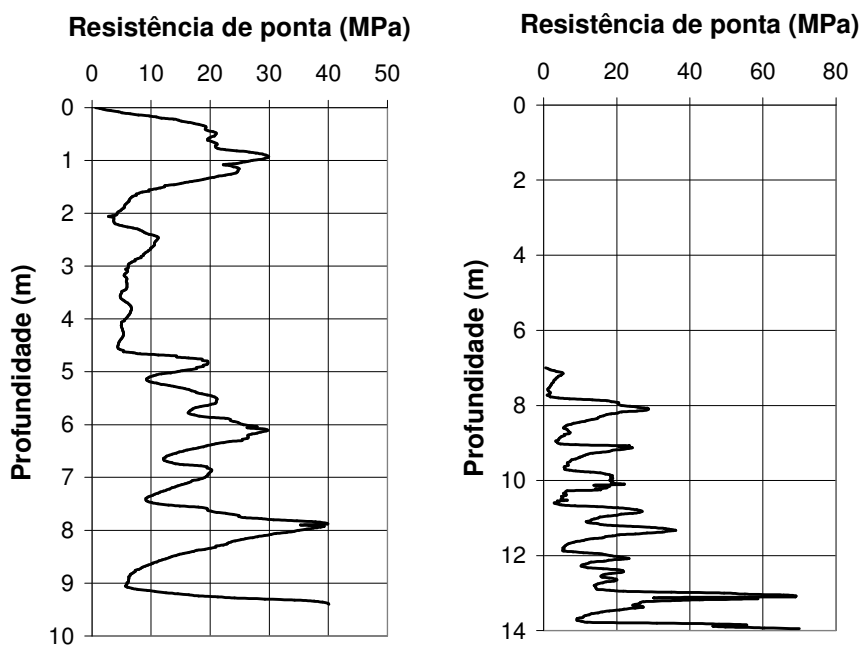


Figura 5.3 – Perfis da resistência de ponta corrigida dos ensaios CristaCG2 e BermaGS2

Outro comentário pertinente associado aos valores da resistência de ponta obtidos relaciona-se à ocorrência de uma interrupção dos ensaios realizados na crista da Barragem do Doutor. O elevado valor da resistência de ponta registrado nas camadas superficiais destes ensaios (Figura 5.4) implicou a paralisação do mesmo em virtude da perda de ancoragem do penetrômetro. Nesta situação, nem a robustez do penetrômetro utilizado permitiu a penetração do piezocone e das hastes de avanço, sendo necessário o reforço da ancoragem para possibilitar a continuidade dos ensaios.

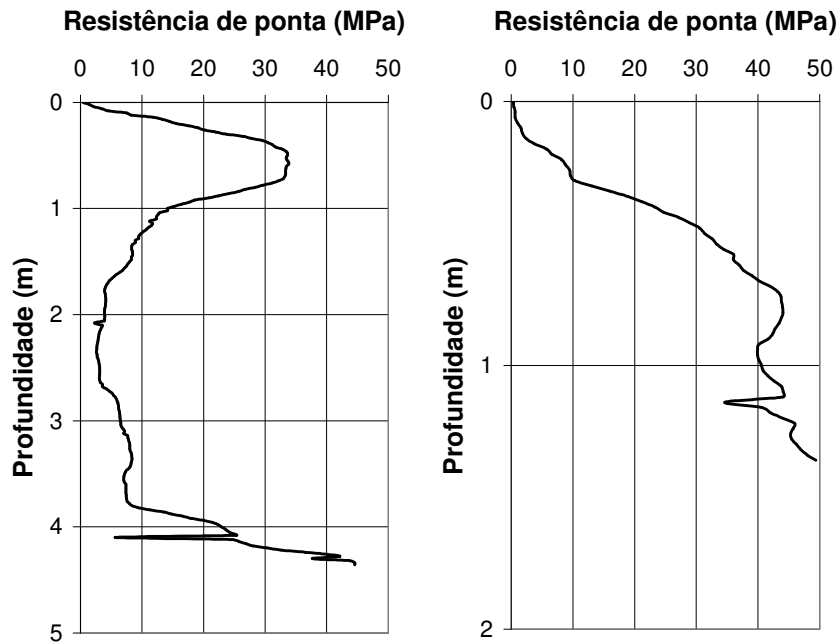


Figura 5.4 – Perfis da resistência de ponta corrigida dos ensaios CrستاCD1 e CrستاCD2

5.3 – CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL DOS REJEITOS

O primeiro parâmetro derivado do ensaio de cone para determinação dos perfis estratigráficos dos depósitos foi a razão de atrito (FR). De acordo, com BEGEMANN (1965), a análise do quociente do atrito lateral pela resistência de ponta ao longo da profundidade possibilitaria a classificação textural direta dos materiais investigados.

A acurácia dos sensores utilizados no piezocone e a possibilidade de registro contínuo das grandezas em intervalos cada vez menores reforçam a potencialidade da razão de atrito na avaliação da distribuição granulométrica dos materiais. Dessa forma, torna-se

possível a identificação de lentes heterogêneas de pequena espessura no interior da matriz dos depósitos.

Nas últimas décadas, diversos pesquisadores tem desenvolvido diferentes abordagens e metodologias para classificação dos solos através dos resultados dos ensaios de piezocone. Estas formulações procuraram incorporar novos parâmetros e ábacos, objetivando discretizar o comportamento dos materiais constituintes dos depósitos.

Adicionalmente, a análise das poropressões dinâmicas geradas durante a cravação do piezocone representa uma importante ferramenta para avaliação qualitativa do comportamento drenado (areias) ou não drenado (argilas) dos materiais investigados. Entretanto, recomendam-se cuidados nesta avaliação em virtude dos efeitos provocados pela interrupção da penetração do piezocone para conexão de novas hastes metálicas na magnitude das poropressões dinâmicas.

Na região de interrupção da penetração, normalmente constata-se a ocorrência de alguns picos de poropressão que não necessariamente evidenciam a presença de camadas de granulometria fina nos depósitos. Diante disso, recomenda-se que as análises dos perfis de poropressão dinâmica devam ser realizadas de forma integrada com as demais grandezas obtidas no ensaio, buscando caracterizar a composição granulométrica e sua condição *in situ* ao longo da profundidade.

5.3.1 – Barragem do Doutor

Na praia de deposição da Barragem do Doutor, as poropressões dinâmicas mostraram-se aproximadamente coincidentes à linha de pressão hidrostática ao longo de todos os perfis (Figura 5.5), indicando a condição drenada de penetração dos ensaios. A pouca variação positiva do excesso de poropressões (Δu) relaciona-se à ocorrência de estratos arenosos finos normalmente consolidados. Entretanto, deve-se destacar que, nas profundidades superiores a 12 metros, são observados picos acentuados de poropressão dinâmica, indicando a possível ocorrência de algumas lentes de granulometria fina no interior do depósito.

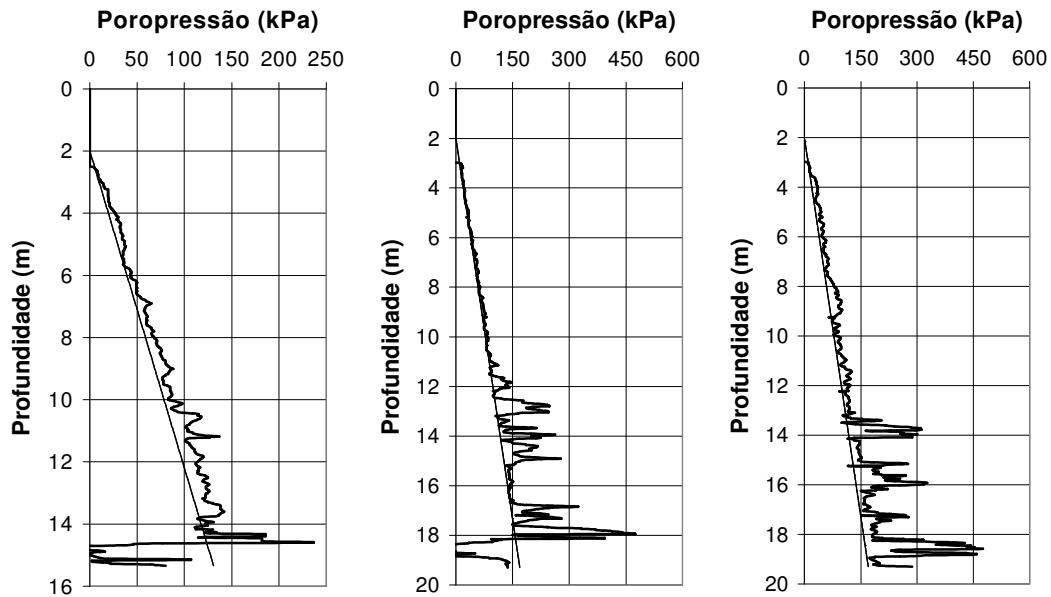


Figura 5.5 – Perfis de poropressão dinâmica dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3

A avaliação conjunta dos perfis de resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e das poropressões dinâmicas dos ensaios PraiaCD2 (Figura 5.6) e PraiaCD3 (Figura 5.7) confirma a ocorrência de lentes argilosas nas profundidades finais de investigação. Além disso, atesta a composição majoritariamente areno-siltosa e silto-arenosa do depósito, nas profundidades inferiores a 12 metros, anteriormente identificada nos ensaios de laboratório realizados em amostras superficiais deste rejeito (Tabela 4.1).

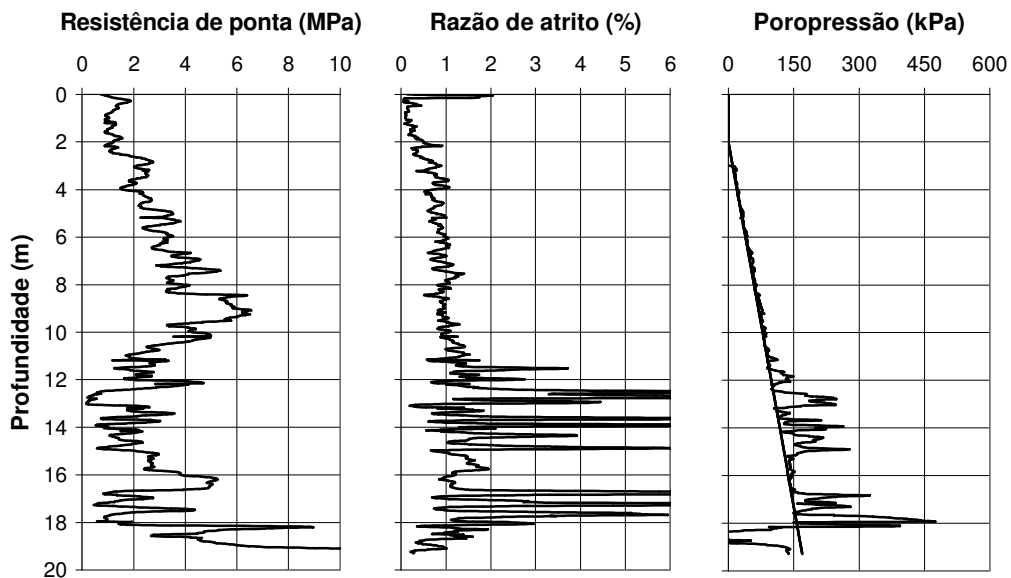


Figura 5.6 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCD2

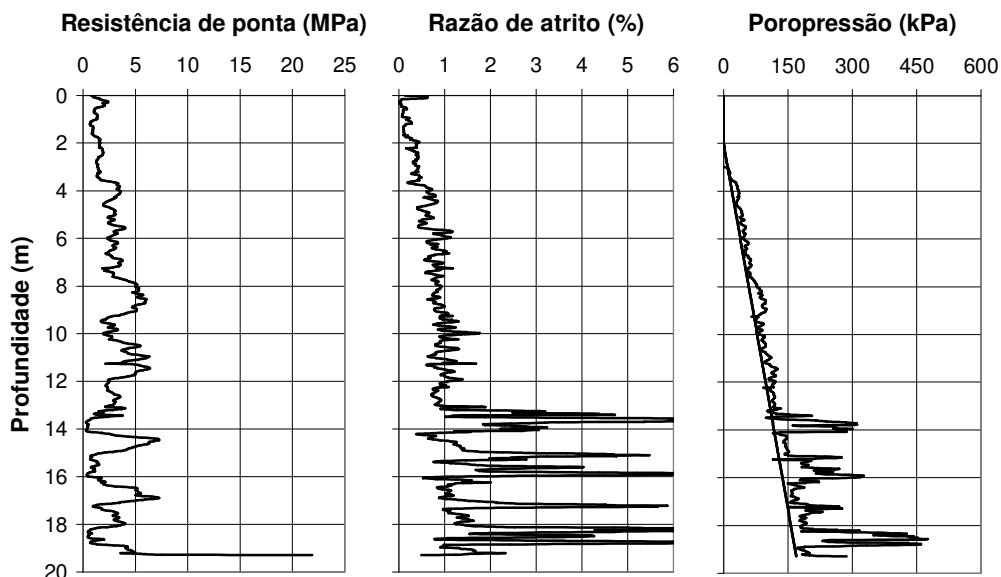


Figura 5.7 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCD3

A distribuição espacial das lentes argilosas ao longo da praia de deposição tornou-se passível de comprovação através da construção de um perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito em todos os ensaios realizados nesta região da barragem (Figura 5.8). Estes ensaios, denominados, respectivamente, PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3, foram executados ao longo de uma seção perpendicular ao eixo da barragem, com espaçamento de 20 metros (Figura 4.12).

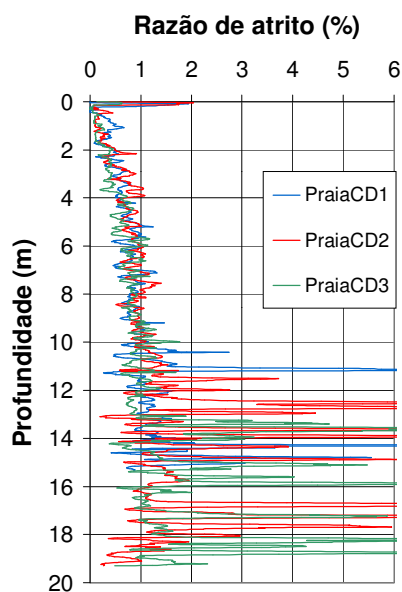


Figura 5.8 – Perfis da razão de atrito da seqüência dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3

De maneira geral, pode-se considerar que a presença de lentes argilosas nesta região da praia de deposição relaciona-se basicamente a mudanças nos pontos de descarga das linhas dos rejeitos. A interrupção do fluxo de rejeitos em uma dada região tenderia a ocasionar uma perda da energia de transporte, favorecendo a deposição do material fino em suspensão presente na polpa. Entretanto, a pequena porcentagem de partículas finas nos rejeitos de flotação implicaria a limitação da espessura destas lentes.

Outras hipóteses para justificar a ocorrência destes delgados estratos de granulometria fina na praia de deposição estariam associadas a possível contaminação por pulsos de rejeitos finos (lamas) lançados no interior do reservatório ou eventual assoreamento por partículas provenientes de processos erosivos nos taludes do entorno. RIBEIRO (2000) destaca ainda a importância destas lentes na variação das características de condutividade hidráulica e resistência do depósito, indicando que sua correta identificação representa um condicionante fundamental para avaliação da estabilidade das barragens de contenção de rejeitos.

A utilização da proposta de classificação dos solos desenvolvida por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) nos resultados do ensaio PraiaCD1 possibilitou a construção do gráfico apresentado na Figura 5.9. A análise dos valores obtidos permitiu classificar o depósito com comportamento majoritariamente arenoso e silto-arenoso. Além disso, a ocorrência das lentes argilosas pôde ser identificada através da presença de alguns pontos dispersos do gráfico.

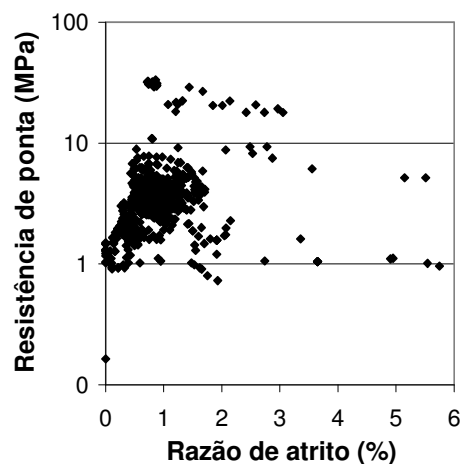


Figura 5.9 – Proposta de classificação de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) aplicada aos resultados do ensaio PraiaCD1

A Figura 5.10 apresenta os resultados da aplicação da proposta de classificação textural desenvolvida por ROBERTSON (1990) para o ensaio PraiaCD1, relacionando a resistência de ponta normalizada (Q) e o coeficiente de poropressão (Bq). A análise do gráfico proposto pelo autor (Figura 3.14) permite identificar uma significativa concentração de pontos nas zonas 4, 5 e 6, evidenciando a mistura de materiais em uma faixa basicamente compreendida entre siltes e areias.

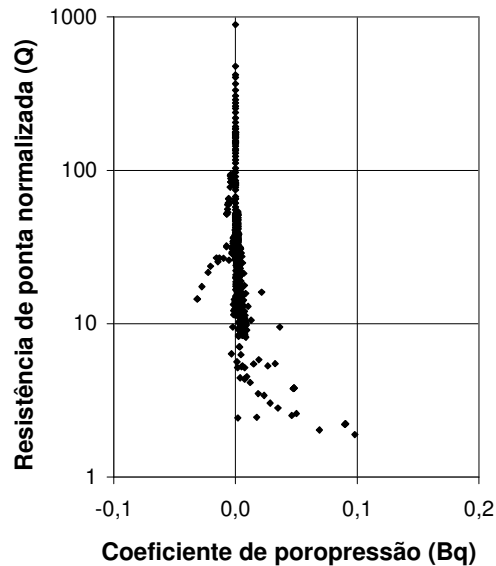


Figura 5.10 – Proposta de classificação dos solos de ROBERTSON (1990) aplicada ao resultados do ensaio PraiaCD1

5.3.2 – Barragem de Campo Grande

Para avaliar a distribuição granulométrica dos rejeitos da Barragem de Campo Grande ao longo da profundidade, as Figuras 5.11 e 5.12 apresentam os perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e da poropressão dinâmica construídos a partir dos resultados dos ensaios de piezocone executados na praia de deposição de rejeitos (PraiaCG1 e PraiaCG2).

A análise conjunta da variação uniforme da razão de atrito, majoritariamente compreendida entre os valores de 0,7 e 1,5%, e da resistência de ponta neste ensaio evidenciou a uniformidade textural dos rejeitos de Campo Grande ao longo da profundidade e sua composição essencialmente arenosa, em uma faixa característica de areias finas e grossas.

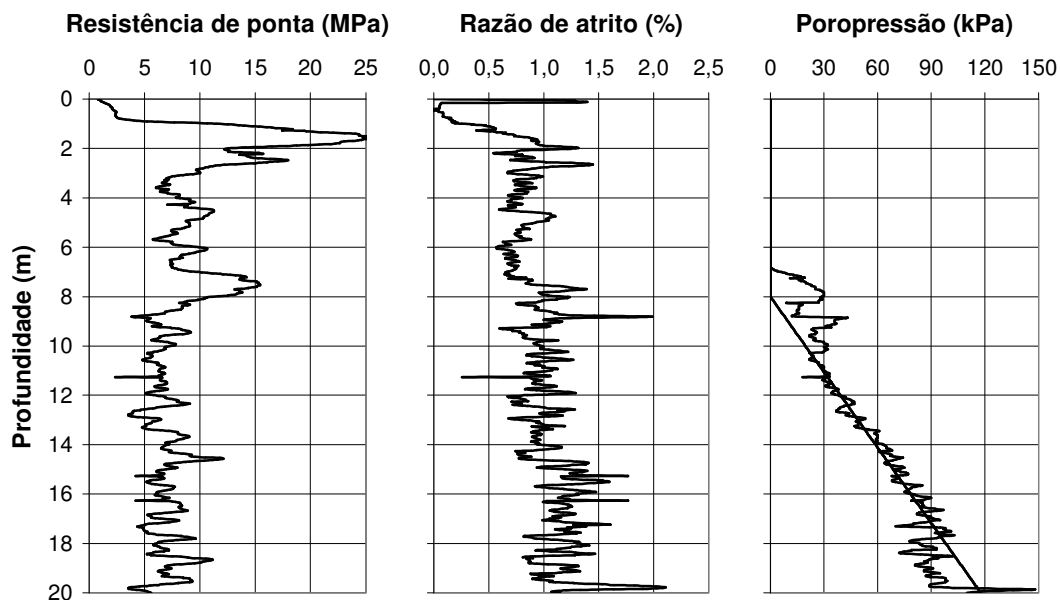


Figura 5.11 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCG1

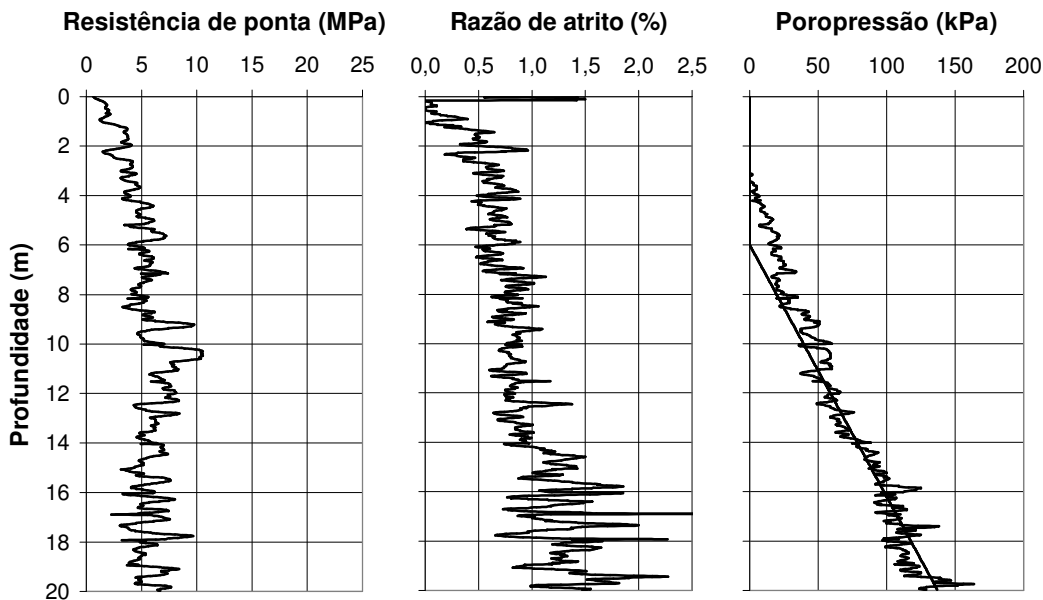


Figura 5.12 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaCG2

A ocorrência de valores de poropressão dinâmica levemente inferiores à linha de pressão hidrostática ($\Delta u < 0$) foi observada nos resultados de todos os ensaios realizados na praia de deposição da barragem de rejeitos de Campo. Esta tendência registrada nos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 relaciona-se ao comportamento dilatante típico de materiais siltosos e arenosos em condição de consolidação prévia.

Adicionalmente, o registro de valores aproximadamente constantes da resistência de ponta corrigida ao longo da profundidade no ensaio PraiaCG2 também constitui um importante indicativo da condição pré-consolidada do depósito. Este comportamento relaciona-se ao fato de que o aumento do nível de tensão confinante com a profundidade tende a ser compensado pela redução da razão de pré-consolidação, mantendo a uniformidade de valores da resistência de ponta (LANCELLOTA, 1995).

A causa desta pré-consolidação na região da praia de deposição pode estar associada aos fenômenos de ressecamento das camadas superficiais de rejeitos provocado pela constante variação da lâmina d'água nas proximidades da crista da barragem.

A Figura 5.13 apresenta os perfis do coeficiente de poropressão construídos a partir dos resultados dos ensaios de piezocone realizados na praia de deposição da barragem de rejeitos de Campo Grande. Os resultados obtidos demonstraram o comportamento essencialmente drenado da penetração, com leve tendência de geração negativa da diferença das poropressões. Nos depósitos pré-consolidados, com o aumento da profundidade e conseqüentemente do nível de tensão confinante, espera-se o aumento contínuo do estado de densificação de suas camadas inferiores.

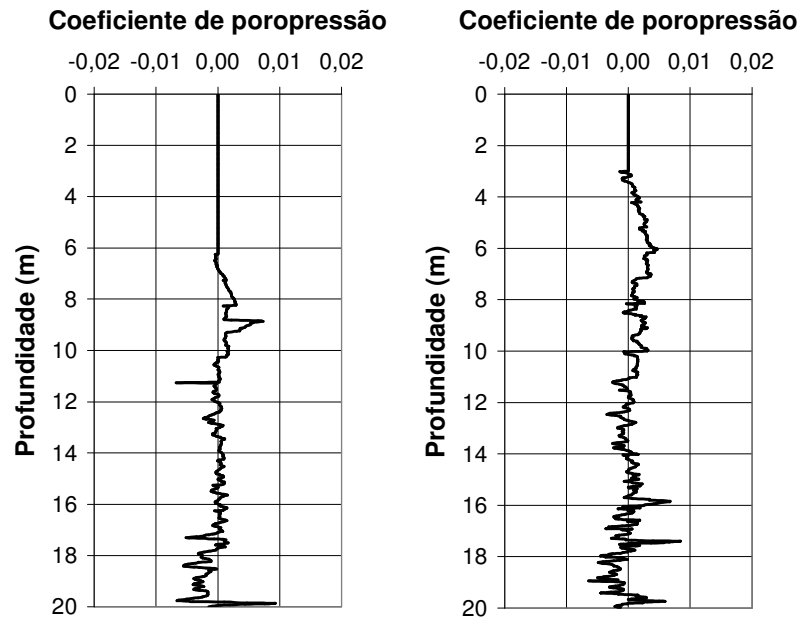


Figura 5.13 – Perfis do coeficiente de poropressão dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2

A utilização da proposta de classificação dos solos desenvolvida por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) para interpretação dos resultados dos ensaios de piezocone PraiaCG1 permitiu a construção do gráfico apresentado na Figura 5.14. A análise dos valores indicou uma maior concentração de pontos na zona definida como essencialmente arenosa. Na Figura 5.15 são apresentados os resultados da proposta de classificação dos solos desenvolvida por SENESSET *et al.* (1989) a partir dos valores obtidos no ensaio PraiaCG1 da Barragem de Campo Grande. A análise deste gráfico permitiu identificar uma composição bastante ampla de materiais compreendendo solos genericamente caracterizados como duros, areias compactas e fofas e solos siltosos.

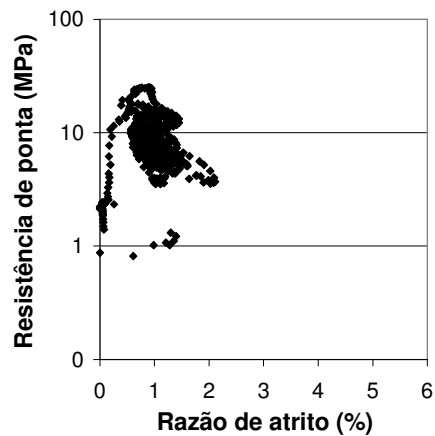


Figura 5.14 – Proposta de classificação de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) aplicada aos resultados do ensaio PraiaCG1

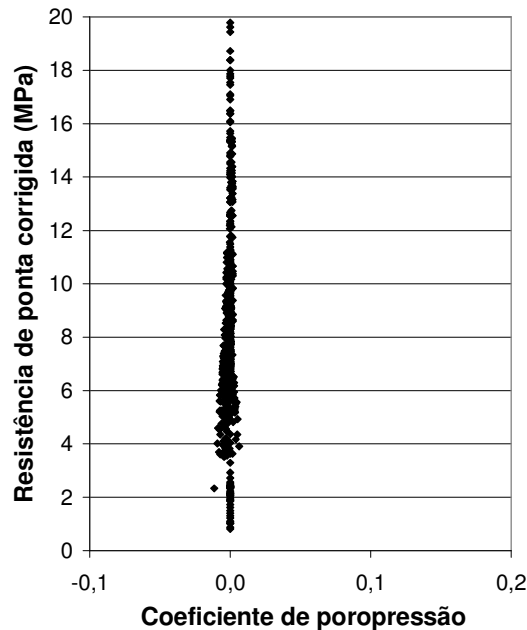


Figura 5.15 – Proposta de classificação de SENESSET *et al.* (1989) para o ensaio PraiaCG1

5.3.3 – Barragem de Gongo Soco

No ensaio de piezocone realizado na praia de deposição da barragem de rejeitos de Gongo Soco foi observada a geração acentuada de poropressões dinâmicas ao longo de praticamente todo o perfil. Este comportamento normalmente está associado à ocorrência de depósitos com composição majoritariamente fina e de baixa condutividade hidráulica (Figura 5.16).

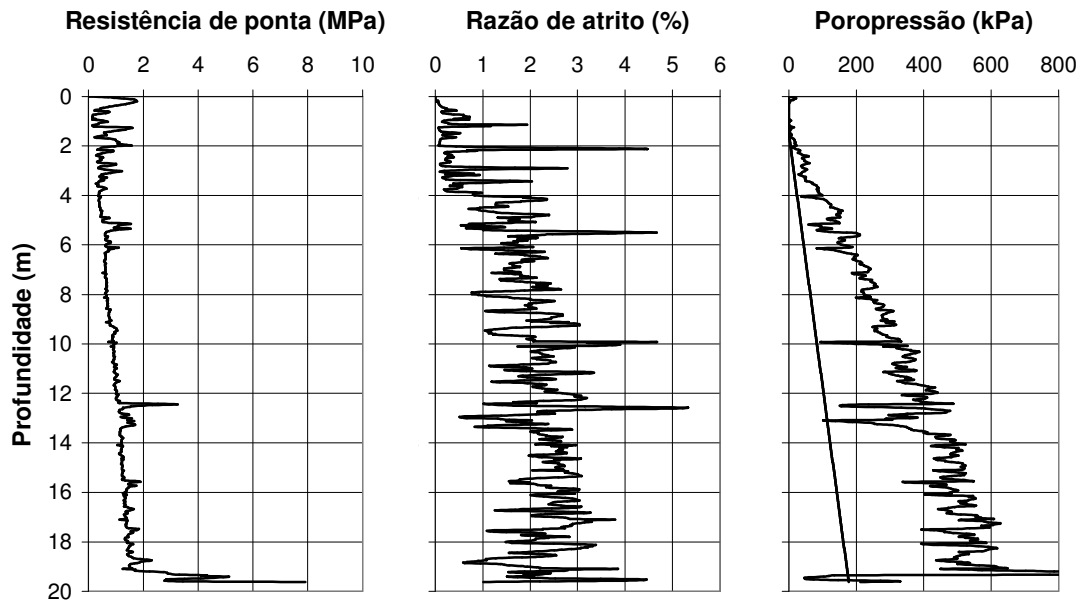


Figura 5.16 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio PraiaGS1

De acordo com a proposta de classificação dos solos de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a), a análise conjunta dos perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica indicou um depósito de rejeitos com comportamento concordante às faixas areno-siltosas e areno-silto-argilosas. Além disso, foi identificada a ocorrência de pulsos de solos com textura mais finas em algumas profundidades específicas.

A presença de lentes argilosas no interior do depósito já foi observada e discutida anteriormente no tópico relacionado aos ensaios realizados na praia de deposição da Barragem do Doutor. No caso específico da barragem de rejeitos de Gongo Soco, a ocorrência frequente destas lentes pode estar associada a pulsos de lavra de hematita com teor metálico bastante elevado.

Adicionalmente, foram observadas algumas lentes de textura arenosa, cujos valores de poropressão dinâmica encontram-se praticamente coincidentes à linha de pressão hidrostática ($\Delta u=0$). Este comportamento relaciona-se à maior condutividade hidráulica encontrada nos estratos arenosos.

A Figura 5.17 apresenta o perfil do coeficiente de poropressão do ensaio de piezocone realizado na praia de deposição de rejeitos da Barragem de Gongo Soco. A construção deste perfil permitiu uma melhor visualização da sucessão de camadas de textura silto-argilo-arenosa intercaladas por pulsos essencialmente arenosos. A presença destas lentes arenosas no interior do depósito representa um condicionante fundamental na redução dos tempos de recalque, em virtude da diminuição das distâncias de percolação da fração líquida da polpa.

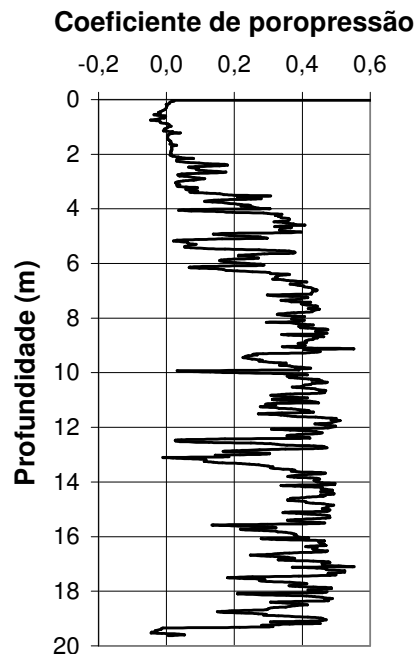


Figura 5.17 – Perfil do coeficiente de poropressão do ensaio PraiaGS1

A utilização da proposta de classificação de SENNESET *et al.* (1989) nos resultados do ensaio realizado na praia de deposição permitiu a construção do gráfico apresentado na Figura 5.18. Neste gráfico observou-se uma concentração acentuada de pontos nas faixas caracterizadas por siltes e argilas médias e rígidas. Esta proposta de classificação dos solos mostrou-se consistente com os resultados obtidos através de outras metodologias, destacando a influência das partículas finas nos rejeitos de Gongo Soco.

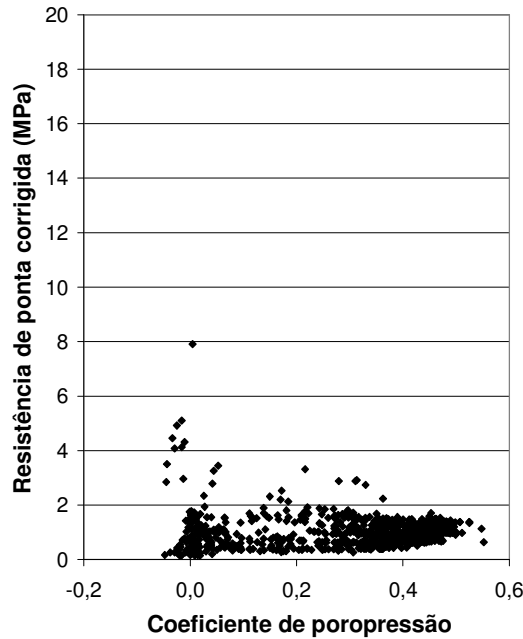


Figura 5.18 – Proposta de classificação dos solos de SENESSET *et al.* (1989) aplicada aos resultados do ensaio PraiaGS1

Os perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio realizado na crista da barragem de rejeitos de Gongo Soco demonstraram a mesma tendência de estratificação do depósito observada anteriormente (Figura 5.19). Entretanto, constatou-se nesta região uma maior ocorrência de lentes de granulometria granular, favorecendo as condições de fluxo e estabilidade da barragem de rejeitos.

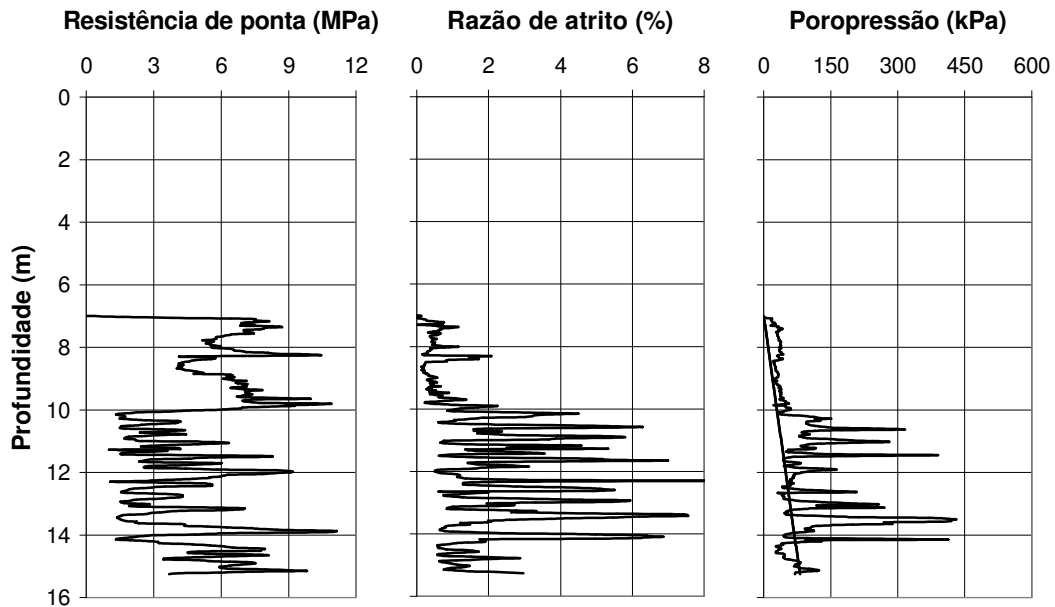


Figura 5.19 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio CristaGS1

5.3.4 – Barragem do Pontal

Os perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica dos ensaios de piezocone realizados no reservatório da barragem de rejeitos do Pontal evidenciaram a composição granular do depósito, compreendendo uma faixa compreendida majoritariamente entre areias finas areias siltsosas (Figura 5.20). Adicionalmente, foram identificados ao longo de toda a profundidade diversas seqüências de textura fina.

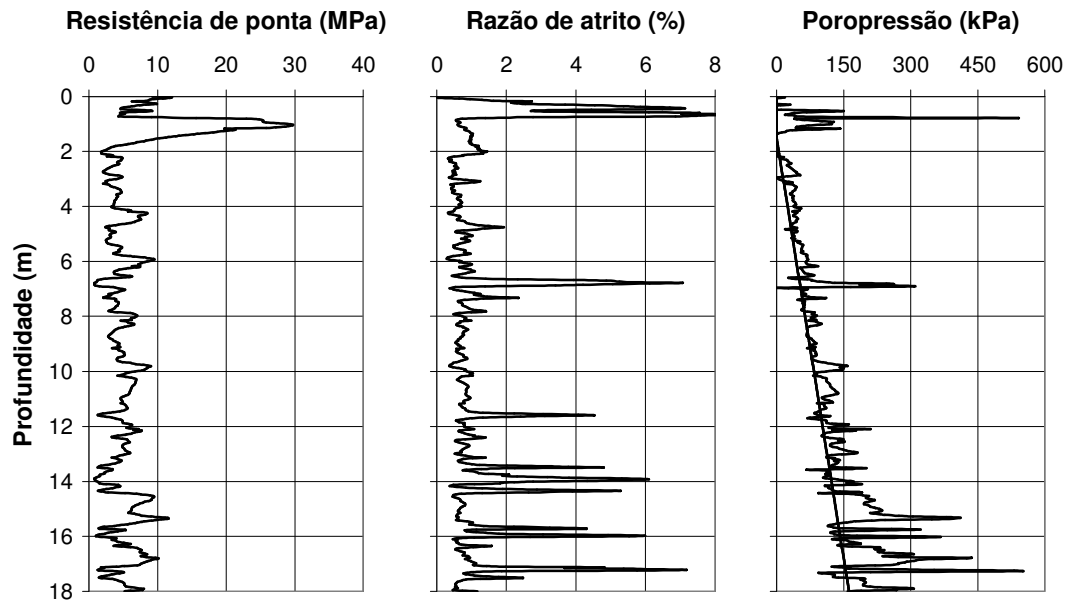


Figura 5.20 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio Pontal 1

As poropressões dinâmicas registradas apresentaram-se, na maior parte do perfil, coincidentes à pressão hidrostática, indicando a elevada permeabilidade das camadas granulares destes rejeitos. Entretanto, nas delgadas lentes argilosas, foram observados acentuados picos de poropressão dinâmica.

A análise dos resultados do ensaio de piezocone Pontal 2 demonstrou a ocorrência de um depósito heterogêneo de textura silto-argilosa a argilosa nas camadas superficiais (Figura 5.21). O constante assoreamento e a posição do ensaio realizado nas proximidades do entorno do reservatório representam indícios de uma possível contaminação nesta área. No restante do perfil, observou-se a mesma tendência identificada no ponto anteriormente estudado.

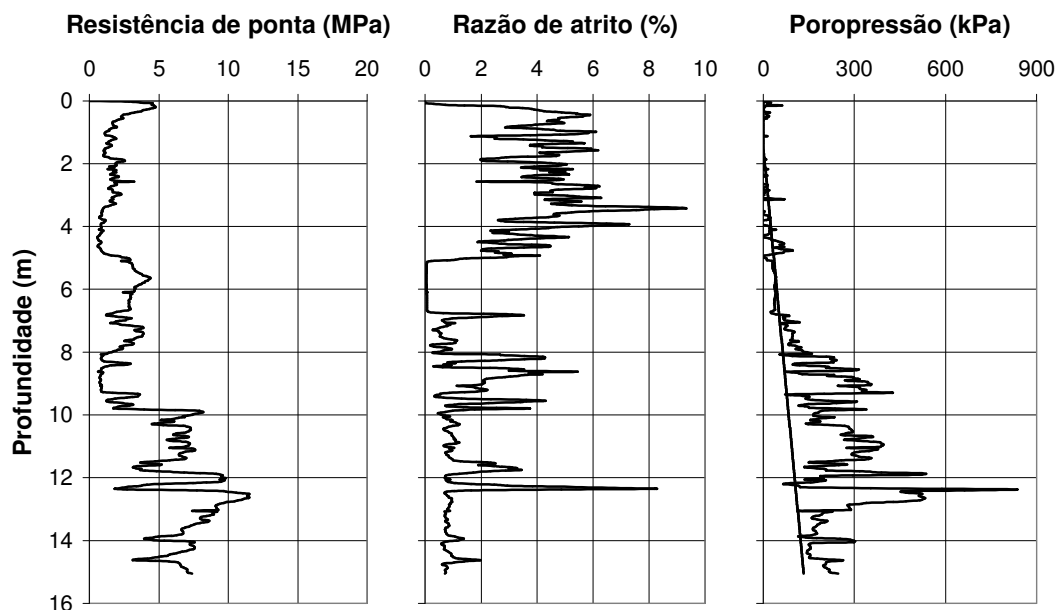


Figura 5.21 – Perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica do ensaio Pontal 2

A Figura 5.22 apresenta o perfil do coeficiente de poropressão construído a partir dos resultados do ensaio Pontal 1. A coincidência da poropressão dinâmica com a pressão hidrostática foi comprovada ao longo de praticamente toda a profundidade, caracterizando que a penetração do piezocone nesta região ocorreu sem gerar excesso de poropressão (penetração drenada).

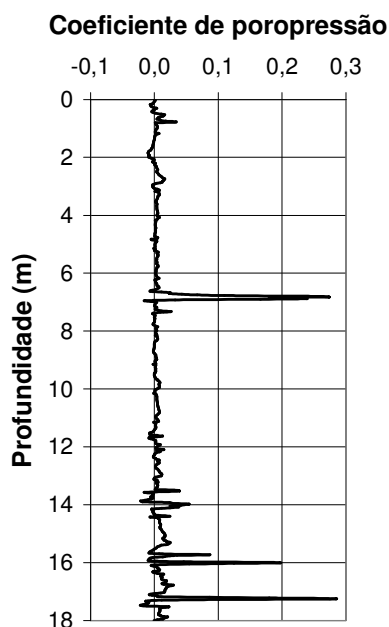


Figura 5.22 – Perfil do coeficiente de poropressão do ensaio Pontal 1

5.4 – AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA

A segregação hidráulica representa a tendência da fração sólida dos rejeitos depositar-se de forma diferenciada na praia de deposição, criando um gradiente de concentração e interferindo diretamente na composição granulométrica do depósito. O fluxo de uma polpa de rejeitos na praia provoca uma seleção das partículas e sua conseqüente deposição em diferentes locais ao longo da trajetória do fluxo. Este fenômeno tende a gerar uma enorme variabilidade estrutural, alterando significativamente os parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica (RIBEIRO, 2000).

As análises do processo de segregação nos depósitos formados através da técnica do aterro hidráulico tem sido comumente realizadas levando-se em consideração apenas o tamanho das partículas sedimentadas. Entretanto, na condição dos sedimentos apresentarem características mineralógicas muito diferentes, a segregação hidráulica pode tornar-se um fenômeno muito mais complexo.

De maneira geral, os grãos lançados hidraulicamente na praia tendem a se depositar nas proximidades dos pontos de descarga em função da energia de transporte (VICK, 1983). Entretanto, este processo de segregação hidráulica encontra-se condicionado a diversos fatores, tais como, o tipo de fluido, o tipo de sedimento, a distribuição granulométrica dos rejeitos, a concentração da lama, as condições de fluxo e a presença de aditivos químicos utilizados na polpa.

Desta forma, destaca-se que o processo de seleção das partículas pode ocorrer em função do peso e não necessariamente de seu tamanho. Este fenômeno torna-se mais evidente quando as diferenças de densidade dos grãos dos materiais apresentam valores significativos. Neste caso se enquadram os rejeitos de minério de ferro, que apresentam composição mineralógica constituída basicamente por partículas de sílica e ferro. Os grãos de sílica normalmente são mais grossos enquanto as partículas de minério de ferro têm densidade dos grãos mais elevadas.

Nos ensaios de simulação da deposição hidráulica realizados nos rejeitos de minério de ferro de Morro Agudo, RIBEIRO (2000) destaca o peso das partículas (densidade dos grãos) como fator dominante no modelo de seleção. Segundo o autor, neste depósito de rejeitos investigado, observou-se uma predominância de partículas mais grosseiras na porção central do canal, enquanto as partículas mais finas, correspondentes aos minerais de ferro, concentraram-se nas proximidades dos pontos de descarga (Figura 5.23).

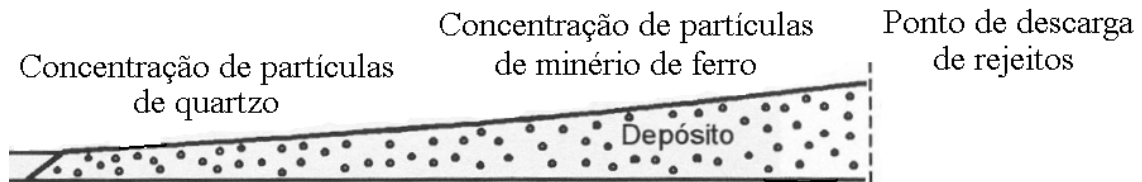


Figura 5.23 – Processo de segregação hidráulica dominado pelo peso das partículas (Modificado – RIBEIRO 2000)

Assim, a realização de ensaios de piezocone na praia de deposição pode representar uma importante ferramenta para avaliação do processo de segregação hidráulica nas barragens de rejeitos. Nesse sentido, buscando avaliar a distribuição granulométrica das partículas ao longo da praia, foram construídos os perfis da razão de atrito dos ensaios executados nas barragens do Doutor e de Campo Grande. A construção dos perfis em intervalos de profundidade de 5 metros objetivou garantir uma melhor visualização da tendência de variação dos valores.

A Figura 5.24 apresenta o perfil conjunto da resistência de ponta corrigida e razão de atrito nas camadas superficiais dos três ensaios de piezocone realizados na praia de deposição da Barragem do Doutor (Figura 4.12). Neste gráfico, observou-se uma tendência de diminuição dos valores da razão de atrito com o afastamento dos pontos de descarga de rejeitos, quando analisados os resultados dos ensaios PraiaCD1 e PraiaCD3. A análise dos perfis permitiu identificar uma maior concentração de partículas finas nas proximidades da crista da barragem. Entretanto, o perfil do ensaio PraiaCD2 destoa dos demais, não seguindo o padrão de segregação hidráulica dominado pela densidade dos grãos anteriormente identificado.

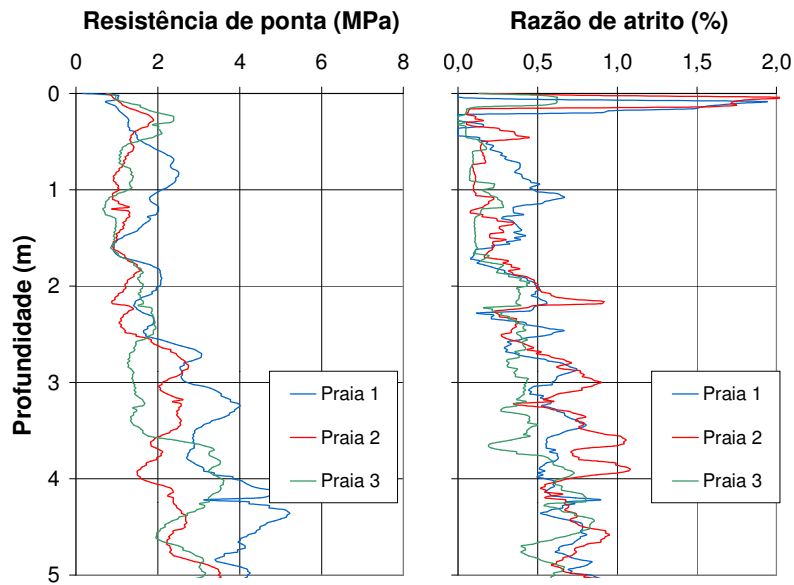


Figura 5.24 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3

Na Barragem de Campo Grande, a tendência de segregação hidráulica dominada pelo peso das partículas do rejeito mostrou-se mais uniforme ao longo de todos os intervalos de profundidade investigados (Figuras 5.25, 5.26 e 5.27). A redução dos valores da razão de atrito e o aumento da magnitude da resistência de ponta corrigida com o afastamento dos pontos de descarga indicou uma maior concentração de partículas mais grosseiras no interior da praia de deposição.

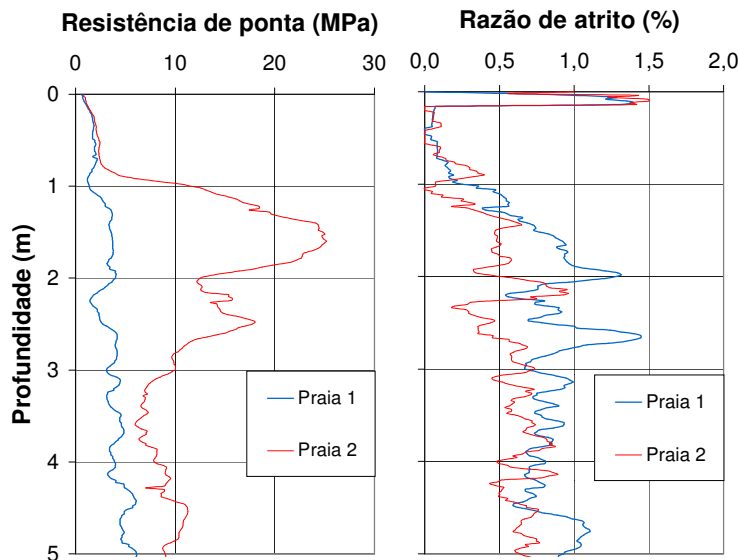


Figura 5.25 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 (1)

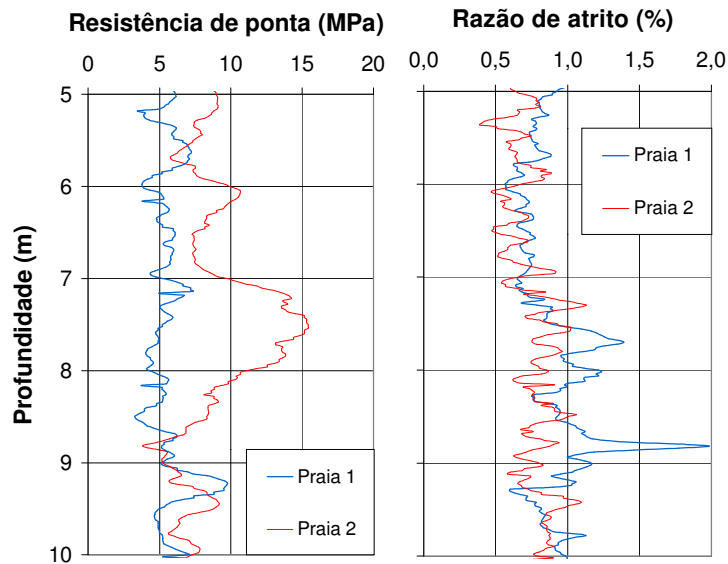


Figura 5.26 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 (2)

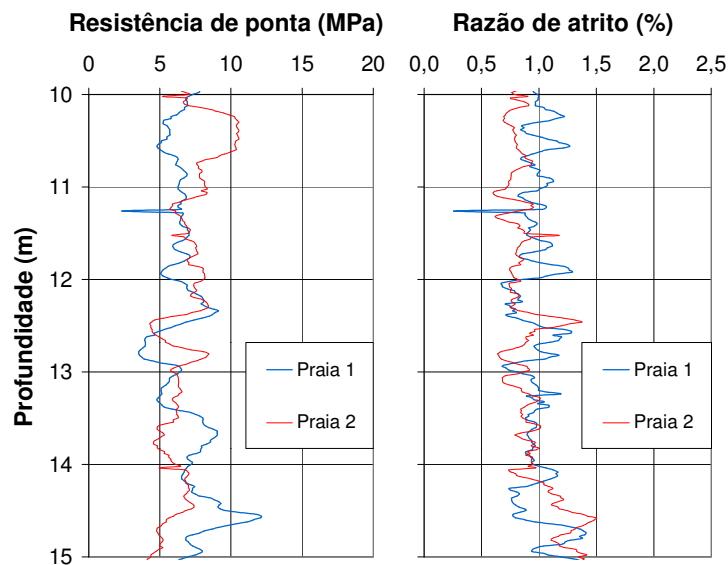


Figura 5.27 – Perfil integrado da resistência de ponta corrigida e da razão de atrito dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2 (3)

Entretanto, os resultados obtidos nestas análises não podem ser considerados conclusivos em virtude da diversidade de fatores que podem interferir no processo de segregação hidráulica. A insuficiência de informações relacionadas principalmente à forma, rugosidade e propriedades magnéticas dos grãos impede a elaboração de uma conclusão definitiva a respeito do processo de segregação dos rejeitos de minério de ferro. Assim, pode-se afirmar que esta diversidade de fatores tende a interferir

diretamente nas interações partícula-partícula e partícula-fluido, aumentando a complexidade do processo de seleção e justificando possíveis anomalias encontradas nos resultados.

5.5 – SÍNTESE DOS RESULTADOS

A realização dos ensaios de piezocone na região da praia de deposição, da crista e das bermas dos alteamentos das barragens de rejeitos mostrou-se uma importante ferramenta para avaliação da composição e distribuição granulométrica dos materiais no depósito. Particularmente, a construção dos perfis da resistência de ponta, do atrito lateral e da poropressão dinâmica possibilitou a discretização do processo de deposição dos rejeitos lançados hidraulicamente, evidenciando o comportamento dos depósitos e a ocorrência de estratos heterogêneos no interior da matriz esperada.

A composição majoritariamente granular dos rejeitos do Doutor, Campo Grande e Pontal foi identificada através da avaliação conjunta dos perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica. Já os rejeitos de minério de ferro de Gongo Soco apresentaram comportamento de solos mais finos (siltosos), com presença acentuada de partículas granulares e argilosas em sua matriz. Assim, pode-se afirmar que os resultados obtidos no ensaio de piezocone mostraram-se majoritariamente concordantes à caracterização granulométrica realizada em laboratório nas amostras superficiais coletadas nas barragens de rejeitos.

Os picos acentuados de poropressão dinâmica registrados principalmente nos perfis da barragem de rejeitos do Doutor, associados à avaliação da resistência de ponta e da razão de atrito, representaram uma importante informação para posterior avaliação das características de resistência e fluxo no interior do depósito. A presença destas lentes de composição mais fina, possivelmente de baixa permeabilidade, podem interferir no fluxo gravitacional da fração líquida dos rejeitos granulares, aumentando o tempo de sedimentação das partículas no interior do depósito e conseqüentemente.

Adicionalmente, a ocorrência de estratos arenosos, observada no interior da matriz majoritariamente siltosa da Barragem de Gongo Soco, representa um elemento

fundamental na redução dos tempos de consolidação dos sedimentos. Estas lentes espaçadas ao longo da profundidade contribuem positivamente para diminuição das distâncias de percolação da fração líquida da polpa, aumentando o tempo de vida útil do reservatório e a segurança estrutural da barragem.

A utilização das propostas de classificação dos solos desenvolvidas por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) e ROBERTSON (1990) nos rejeitos estudados apresentaram resultados concordantes àqueles obtidos através da análise conjunta dos perfis da resistência de ponta, da razão de atrito e de poropressão dinâmica. Entretanto, a proposta de classificação de SENESSET *et al.* (1989) mostrou-se um pouco destoante, majorando a presença de partículas finas nos depósitos. De maneira geral, pode-se afirmar que as diferentes propostas de classificação utilizadas nas análises apresentaram grande aplicabilidade na avaliação do comportamento de rejeitos de minério de ferro.

Adicionalmente, a construção dos perfis da resistência de ponta e da razão de atrito ao longo da praia de deposição das barragens do Doutor e de Campo Grande permitiu a identificação de um processo de segregação hidráulica dominado pela densidade das partículas dos rejeitos. Esta tendência de segregação ocorreu ao longo de todos os intervalos de profundidade investigados. A redução dos valores da razão de atrito e o aumento da resistência de ponta com o afastamento dos pontos de descarga indicaram uma maior concentração de partículas finas nas proximidades da crista das barragens com tendência de aumento da granulometria no interior da praia de deposição.

Entretanto, os resultados obtidos nestas análises não podem ser considerados conclusivos em virtude da diversidade de fatores que podem interferir no processo de segregação hidráulica. Nesse sentido, torna-se fundamental a ampliação destes estudos através da execução de um seccionamento mais completo da praia de deposição e da realização de ensaios especiais para avaliação da composição mineralógica, do tamanho e forma das partículas constituintes dos rejeitos.

COMPACIDADE E PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

6.1 – INTRODUÇÃO

A avaliação dos parâmetros de resistência dos rejeitos granulares constitui um elemento fundamental para elaboração dos projetos de disposição superficial de rejeitos (barragens e pilhas). A possível utilização dos rejeitos como material constituinte dos alteamentos da estrutura e sua conseqüente execução sobre a região da praia de deposição nos métodos construtivos para montante e linha de centro implicam necessariamente a identificação da compactidade e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do material constituinte do depósito.

Nesse sentido, diversos estudos têm sido desenvolvidos objetivando avaliar os parâmetros de resistência dos rejeitos de minério de ferro e suas correlações com os demais parâmetros geotécnicos. Estas pesquisas envolveram a realização de extensas campanhas de laboratório e de campo em diferentes depósitos de rejeitos, avaliando a interferência do índice de vazios, da densidade dos grãos, da composição granulométrica e mineralógica, do teor de ferro, da forma de lançamento, do processo de segregação hidráulica na praia de deposição e do tipo de alteamento adotado na estabilidade das barragens de contenção de rejeitos.

RIBEIRO (2000), através de simulações físicas realizadas em um equipamento de simulação de deposição hidráulica (ESDH), comprovou a ocorrência de um padrão atípico de segregação hidráulica influenciado diretamente pelo peso das partículas nos

rejeitos de minério de ferro de Morro Agudo. Adicionalmente, os resultados das simulações em laboratório demonstraram a formação de regiões de menor porosidade (índice de vazios) nas proximidades do ponto de descarga dos rejeitos, com tendência de aumento destes valores em direção à porção final do canal.

ESPÓSITO (2000) apresentou uma metodologia estatística para controle construtivo das pilhas de rejeitos do Monjolo e Xingu baseada no mapeamento da porosidade *in situ* ao longo da praia de deposição. Estes estudos objetivaram avaliar a influência da variabilidade da porosidade de campo nos parâmetros de resistência e permeabilidade dos rejeitos.

SILVA (2001) abordou a determinação de parâmetros geotécnicos dos rejeitos utilizados nos alteamentos das barragens de Campo Grande e Germano através de ensaios dilatométricos (DMT). A avaliação dos parâmetros de resistência, do estado de tensões dos depósitos e do potencial de liquefação foram realizadas a partir de correlações propostas na literatura técnica para materiais granulares.

PRESOTTI (2002) avaliou a influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência dos rejeitos granulares de Morro Agudo. A realização de ensaios triaxiais drenados permitiu atestar o aumento do ângulo de atrito com o teor de ferro nas amostras de rejeitos. Adicionalmente, observou-se uma tendência de aumento dos valores de índice de vazios máximo e mínimo com a redução do diâmetro dos grãos e com o acréscimo da presença de ferro nas partículas.

No presente capítulo deste trabalho serão apresentadas diferentes análises, realizadas através de correlações empíricas e semi-empíricas, para determinação da densidade relativa e dos parâmetros de resistência dos rejeitos de minério de ferro das barragens do Doutor, Campo Grande, Gongo Soco e Pontal a partir de ensaios de piezocone.

6.2 – AVALIAÇÃO DA DENSIDADE RELATIVA

A avaliação da compacidade é normalmente utilizada apenas como um parâmetro intermediário dos solos granulares. Esta afirmação justifica-se pelas dificuldades envolvidas na determinação dos índices de vazios máximo (e_{\max}), mínimo (e_{\min}) e

natural (e) dos materiais granulares em laboratório. Além disso, diversos estudos têm demonstrado que o comportamento tensão-deformação dos materiais granulares constitui um fenômeno extremamente complexo para ser representado unicamente em função da densidade relativa (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983a).

Apesar destas limitações, diversas correlações empíricas e semi-empíricas têm sido propostas para determinação da densidade relativa a partir da tensão efetiva e das medidas de resistência de ponta do ensaio de cone.

A determinação destas correlações é normalmente realizada através de extensas campanhas de calibração em laboratório e campo, sob diferentes condições de moldagem. Nesse sentido, a diversidade de variáveis envolvidas no processo de calibração resulta na inexistência de uma relação única entre a densidade relativa, a tensão efetiva vertical e a resistência de ponta para todos os tipos de materiais granulares.

No caso de rejeitos granulares de minério de ferro, a inexistência de correlações específicas para avaliação da densidade relativa destes materiais implicou a utilização das diferentes abordagens propostas para solos granulares. Assim, as análises realizadas procuraram adequar estas formulações às condições normalmente encontradas nos depósitos de rejeitos.

A necessidade de avaliar a compacidade das barragens construídas com a técnica do aterro hidráulico justifica-se principalmente pela insuficiência de parâmetros na elaboração destes projetos. Dessa forma, a variação da densidade relativa representa uma importante ferramenta no controle construtivo dos alteamentos e na posterior análise da estabilidade das estruturas de contenção. Adicionalmente, a forma hídrica de lançamento e as características granulares dos rejeitos utilizados nos alteamentos normalmente favorecem a formação de depósitos saturados e fofos na região da praia de deposição. Estas condições tornam os depósitos formados particularmente susceptíveis aos fenômenos de liquefação. Entretanto, deve-se destacar que, embora as condições do depósito favoreçam, a ocorrência do fenômeno de liquefação encontra-se condicionada fundamentalmente às características dos materiais constituintes dos depósitos.

Assim, neste estudo serão apresentadas diferentes abordagens para determinação da densidade relativa dos rejeitos, discutindo sua variação espacial ao longo da praia de deposição e dos alteamentos. Dessa forma, objetiva-se avaliar a eficiência da compactação superficial dos alteamentos realizada pelos equipamentos das mineradoras e a densidade relativa das regiões da praia de deposição que servirão de fundação para os alteamentos sucessivos das barragens de rejeitos.

6.2.1 – Barragem do Doutor

A utilização da correlação proposta por JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) para os resultados do ensaio PraiaCD1 permitiu a construção do perfil de densidade relativa apresentado na Figura 6.1. Esta proposta de determinação da densidade relativa caracteriza-se pela utilização direta dos valores de resistência de ponta e tensão efetiva vertical na formulação.

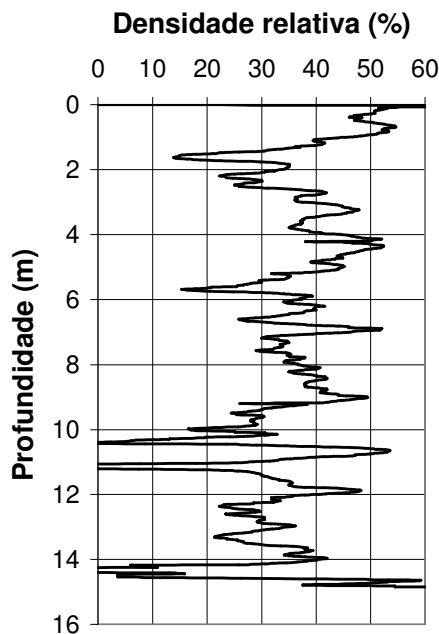
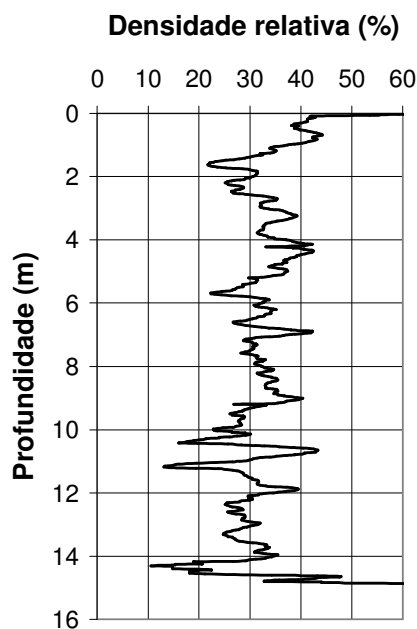


Figura 6.1 – Perfil da densidade relativa do ensaio PraiaCD1
Proposta de JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985)

A análise deste gráfico permitiu identificar uma variação da densidade relativa ao longo da profundidade em uma faixa majoritariamente compreendida entre 15 e 50%. Assim, os valores obtidos indicaram a condição fofa a medianamente compacta do depósito. Entretanto, nas camadas superficiais da praia de deposição, observou-se um pequeno

acrécimo da densificação do depósito. Adicionalmente, deve-se destacar a ocorrência de picos dispersos caracterizados pela redução significativa da densidade relativa nas camadas compreendidas entre 10 e 14 metros de profundidade.

A Figura 6.2 apresenta o perfil da densidade relativa construído a partir da utilização da correlação proposta por KULHAWY & MAYNE (1990) nos resultados de piezocone do ensaio PraiaCD1. A adoção desta formulação mostrou-se mais abrangente por incorporar fatores relacionados à compressibilidade, ao estado de consolidação e ao envelhecimento dos depósitos.



**Figura 6.2 – Perfil da densidade relativa do ensaio PraiaCD1
Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)**

Os resultados deste perfil indicaram a mesma tendência de variação da densidade relativa obtidos através da correlação proposta por JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985). Entretanto a faixa de variação mostrou-se mais limitada, compreendida basicamente entre 20 e 40%, permitindo identificar a condição global fofa do depósito na região da praia de deposição. Adicionalmente, não foram observados os picos de redução de densidade anteriormente descritos. Assim, deve-se destacar que a comparação direta entre estas duas proposições indicou uma menor dispersão na proposta de KULHAWY & MAYNE (1990), justificando sua utilização na avaliação da densidade relativa de rejeitos de minério de ferro.

A variação espacial da densidade relativa ao longo da praia de deposição de rejeitos pôde ser identificada através do perfil combinado dos resultados dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3 (Figura 6.3), construídos por meio da correlação proposta por KULHAWY & MAYNE (1990). A análise deste gráfico permitiu identificar uma tendência de redução da densidade relativa com o afastamento dos pontos de descarga dos rejeitos.

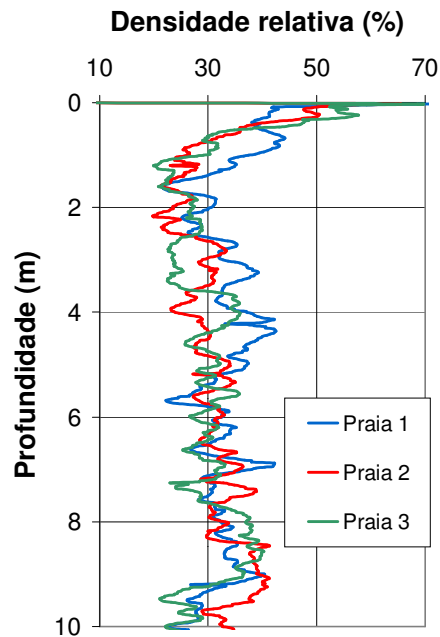
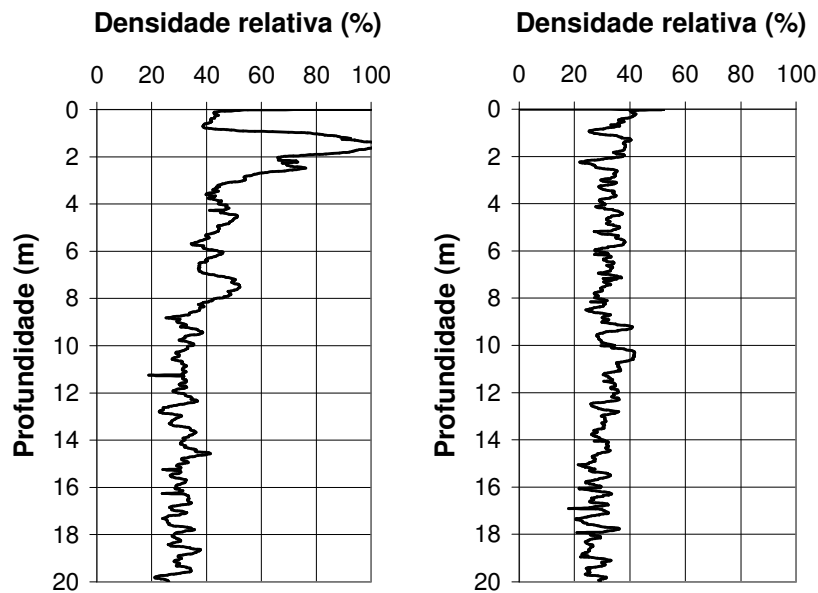


Figura 6.3 – Perfil conjunto da densidade relativa dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3 Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)

A ocorrência de camadas com maior estado de densificação nas proximidades da crista (região de fundação dos alteamentos sucessivos no método construtivo de montante) constitui um elemento fundamental para garantia da segurança das barragens de rejeitos. RIBEIRO (2000) já havia observado este comportamento em ensaios de simulação física realizados nos rejeitos granulares de minério de ferro de Morro Agudo.

6.2.2 – Barragem de Campo Grande

A utilização da correlação proposta por KULHAWY & MAYNE (1990) nos resultados dos ensaios de piezocone realizados na praia de deposição da barragem de rejeitos de Campo Grande possibilitou a construção dos perfis de densidade relativa apresentados na Figura 6.4.

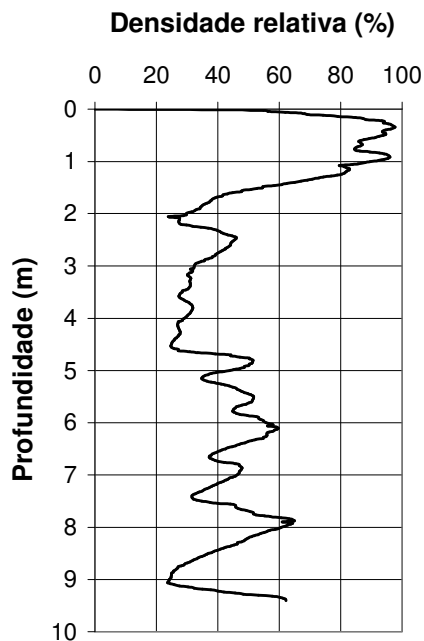


**Figura 6.4 – Perfis da densidade relativa dos ensaios PraiaCG1 e PraiaCG2
Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)**

A análise do perfil do ensaio PraiaCG1 indicou uma variação da densidade relativa em uma faixa majoritariamente compreendida entre 20 e 40%, atestando a condição fofa do depósito nas profundidades superiores a 8 metros. Entretanto, nas camadas mais superficiais observou-se uma densificação significativa do depósito, caracterizando uma condição medianamente densa a densa. Já no perfil do ensaio PraiaCG2, a variação da densidade relativa mostrou-se uniforme ao longo de toda profundidade do ensaio, em uma faixa de valores compreendida exclusivamente entre 20 e 40%.

Os indícios de pré-consolidação do depósito anteriormente identificados nos perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de propressão dinâmica (Figuras 5.11 e 5.12) puderam ser observados através do aumento da densidade relativa das camadas superficiais da praia de deposição. Este comportamento relaciona-se aos efeitos do ressecamento (contração) provocado pelo rebaixamento da lâmina d'água do reservatório na proximidade da crista da barragem.

A análise do perfil da densidade relativa do ensaio realizado na crista, construído através da correlação desenvolvida por KULHAWY & MAYNE (1990), permitiu identificar uma densificação significativa das camadas superficiais do maciço (Figura 6.5). No restante do perfil, observou-se uma variação majoritariamente compreendida entre 25 e 60%, demonstrando a condição medianamente densa desta região da barragem.

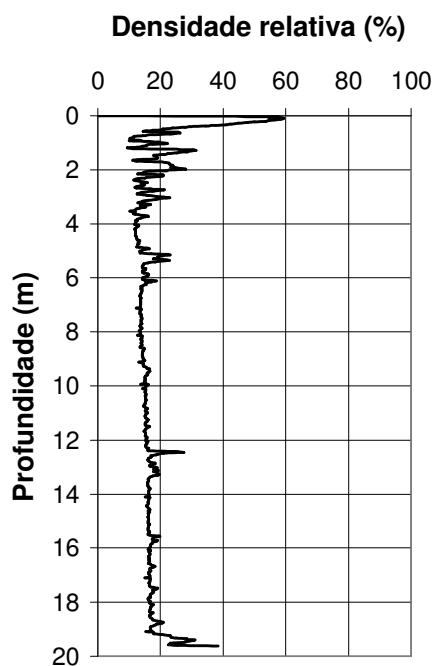


**Figura 6.5 – Perfil da densidade relativa do ensaio CristaCG2
Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)**

Assim, a identificação da composição essencialmente granular dos rejeitos de Campo Grande (Figuras 5.11 e 5.12) comprovou a eficiência do processo de separação granulométrica realizado pelos hidrociclones na região da crista da barragem. Adicionalmente, a constatação da condição medianamente densa na região dos alteamentos e o registro de valores elevados da densidade relativa nas camadas superficiais indicaram a influência do processo de compactação superficial realizado pela passagem contínua dos equipamentos de terraplenagem.

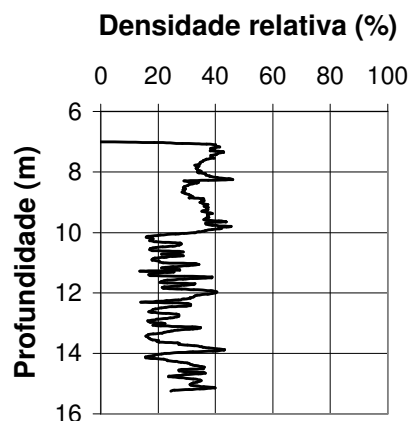
6.2.3 – Barragem de Gongo Soco

A Barragem de Gongo Soco caracteriza-se por ser executada pelo método de montante com utilização de estéreis de itabirito friável como material constituinte dos alteamentos. O perfil da densidade relativa do ensaio realizado na praia de deposição, construído através da formulação desenvolvida por KULHAWY & MAYNE (1990), indicou a condição extremamente fofa do depósito ao longo de toda a profundidade (Figura 6.6). Entretanto, deve-se destacar o acréscimo acentuado dos valores da densidade relativa nas camadas superficiais do depósito. De maneira análoga aos resultados obtidos na praia de deposição da Barragem de Campo Grande, comprovou-se os efeitos do ressecamento dos rejeitos na superfície do depósito.



**Figura 6.6 – Perfil da densidade relativa do ensaio PraiaGS1
Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)**

Os baixos valores de densidade relativa obtidos na região da praia de deposição não foram observados no perfil construído a partir dos resultados do ensaio executado na crista da Barragem de Gongo Soco (Figura 6.7). Na região localizada imediatamente abaixo do último alteamento da barragem registrou-se uma variação da densidade relativa em uma faixa compreendida entre 30 e 60%, com picos de até 80%, caracterizando a condição medianamente densa destas camadas.

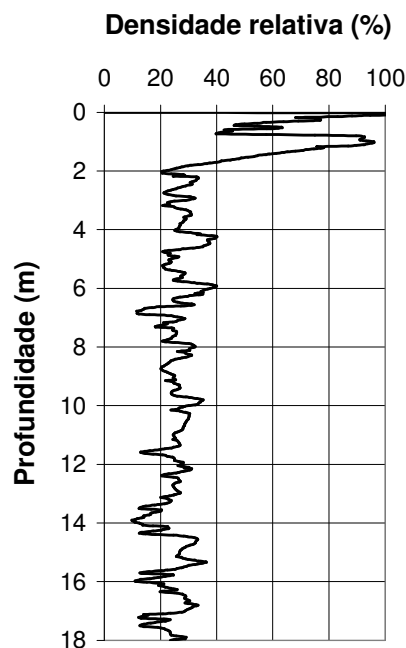


**Figura 6.7 – Perfil da densidade relativa do ensaio CristaGS1
Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)**

A análise dos resultados obtidos permitiu comprovar a eficiência do processo convencional de construção de barragens no aumento da densificação e conseqüentemente da capacidade de suporte da região de fundação dos alteamentos. Adicionalmente, deve-se destacar que a aplicação contínua da energia de compactação na execução dos aterros tende a reduzir a possibilidade de rupturas associadas ao fenômenos de liquefação estática ou dinâmica.

6.2.4 – Barragem do Pontal

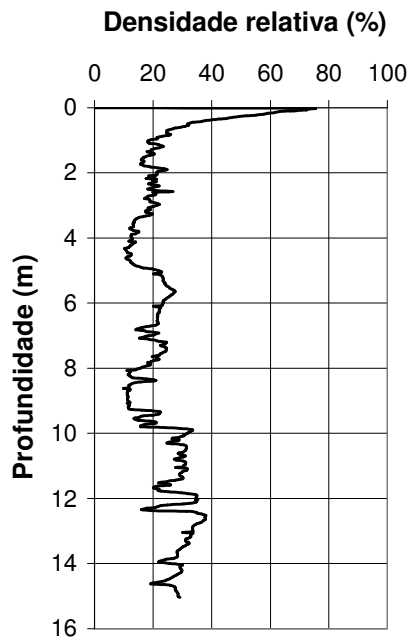
A construção do perfil da densidade relativa do ensaio executado nas proximidades do dique 2 da Barragem do Pontal através da correlação proposta por KULHAWY & MAYNE (1990) indicou a condição fofa do depósito ao longo de praticamente toda a profundidade (Figura 6.8), com valores situados entre 10 e 40%. Já nas camadas superficiais do depósito, foi observado um acréscimo acentuado dos valores da densidade relativa.



**Figura 6.8 – Perfil da densidade relativa do ensaio Pontal 1
Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)**

A utilização da formulação proposta por KULHAWY & MAYNE (1990) nos resultados do ensaio Pontal 2 permitiu a construção do gráfico apresentado na Figura 6.9. A análise dos resultados indicou a mesma tendência de variação da densidade relativa,

atestando a condição majoritariamente fofa do depósito com significativa densificação das camadas superficiais.



**Figura 6.9 – Perfil da densidade relativa do ensaio Pontal 2
Proposta de KULHAWY & MAYNE (1990)**

6.3 – AVALIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A avaliação do comportamento geotécnico de rejeitos granulares normalmente tem sido realizada em função de metodologias desenvolvidas para solos arenosos. A pequena concentração de finos plásticos e a influência direta da densidade relativa nos parâmetros de resistência justificam a analogia de ensaios e procedimentos para determinação dos parâmetros de resistência dos rejeitos. Entretanto, alguns cuidados relacionados principalmente à composição mineralógica e à influência das partículas de minério de ferro nos rejeitos devem ser destacados nestas análises.

Os estudos realizados em laboratório para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos rejeitos granulares de minério de ferro têm normalmente indicado uma faixa de variação compreendida entre de 25 e 35° para o ângulo de atrito e coesão muita baixa ou nula. Adicionalmente, a influência do teor de ferro na magnitude do

ângulo de atrito dos rejeitos pode ser bastante significativa, principalmente com a diminuição do índice de vazios das amostras (PRESOTTI, 2002).

A avaliação da resistência ao cisalhamento dos rejeitos granulares a partir dos resultados de ensaio de cone relaciona-se basicamente à estimativa da compactidade dos depósitos e à determinação do ângulo de atrito de pico. Esta avaliação é normalmente realizada através de correlações empíricas e semi-empíricas com a densidade relativa ou diretamente com a resistência de ponta medida no ensaio de piezocone.

6.3.1 – Barragem do Doutor

A utilização da correlação empírica desenvolvida por MELLO (1971) nos resultados do ensaio de piezocone realizado na região da praia de deposição da Barragem do Doutor permitiu a construção do perfil do ângulo de atrito efetivo (Figura 6.10). A análise deste gráfico indicou o ângulo de atrito efetivo dos rejeitos variando ao longo da profundidade em uma faixa majoritariamente compreendida entre 30 e 34°. Adicionalmente, deve-se destacar a tendência de redução contínua dos valores do ângulo de atrito médio mobilizado com o aumento da tensão confinante (LAMBE & WHITMAN, 1979).

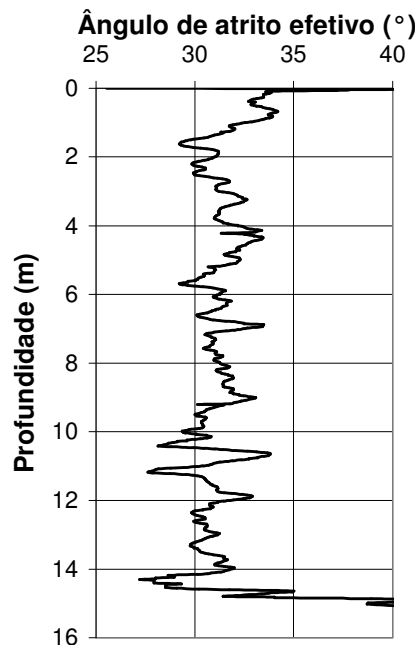


Figura 6.10 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaCD1 Proposta de MELLO (1971)

A Figura 6.11 apresenta o perfil do ângulo de atrito construído através da correlação proposta por MEYERHOF (1976). Os valores obtidos indicaram a mesma magnitude do ângulo de atrito anteriormente identificada na correlação empírica desenvolvida por MELLO (1971). Entretanto, nesta formulação não ocorre a tendência de redução do ângulo com o aumento da profundidade.

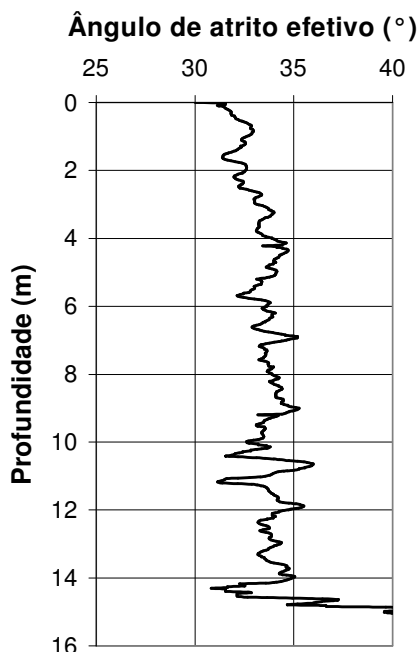


Figura 6.11 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaCD1 Proposta de MEYERHOF (1976)

Para depósitos normalmente consolidados e constituídos por partículas quartzosas, ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) propuseram uma formulação para avaliação do ângulo de atrito relacionando diretamente a resistência de ponta e a tensão efetiva vertical (Figura 3.20). A estimativa da tensão efetiva vertical pode ser realizada através do peso específico das partículas sólidas, da densidade relativa e da pressão hidrostática.

Assim, a Figura 6.12 apresenta os resultados da utilização desta proposição nos resultados do ensaio de piezocone realizado na praia de deposição da Barragem do Doutor. A comparação dos valores obtidos neste gráfico com o ábaco proposto por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) permitiu identificar uma variação do ângulo de atrito efetivo em uma faixa compreendida entre 30 e 32°.

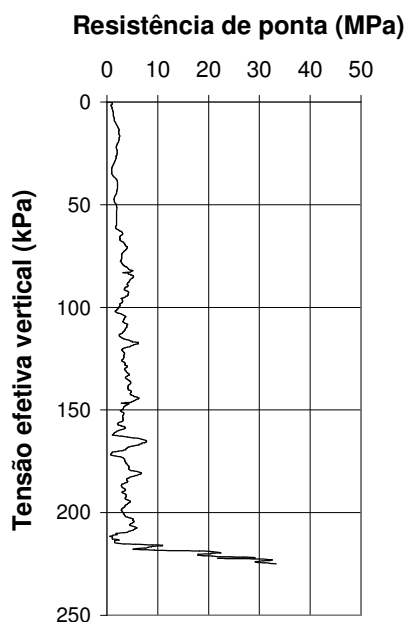


Figura 6.12 – Proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) para estimativa do ângulo de atrito do ensaio PraiaCD1

O perfil de variação do ângulo de atrito efetivo dos rejeitos ao longo da praia de deposição da Barragem do Doutor (Figura 6.13) indicou uma tendência de redução contínua de seus valores com o afastamento dos pontos descarga. Esta constatação comprovou a influência da densidade relativa na magnitude do ângulo de atrito dos materiais granulares (Figura 6.3).

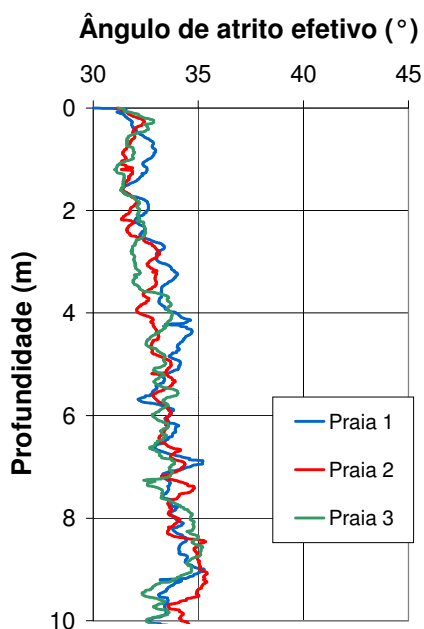


Figura 6.13 – Perfil conjunto do ângulo de atrito dos ensaios PraiaCD1, PraiaCD2 e PraiaCD3 Proposta de MEYERHOF (1976)

Adicionalmente, a maior concentração de partículas de minério de ferro nas proximidades dos pontos de descarga também pode estar associada ao aumento dos valores de ângulo de atrito efetivo nestas regiões da praia de deposição. Este comportamento relaciona-se ao processo de segregação hidráulica dominado pelo peso das partículas (densidade dos grãos) anteriormente identificado nos rejeitos da Barragem do Doutor.

6.3.2 – Barragem de Campo Grande

Na praia de deposição de rejeitos da Barragem de Campo Grande, o perfil do ângulo de atrito efetivo construído através da proposição de MEYERHOF (1976) indicou um comportamento distinto em duas faixas de profundidades (Figura 6.14). Nos 8 metros superficiais do depósito, os valores do ângulo de atrito apresentaram grande variação, com picos mínimo e máximo variando entre 32 e 42°. No restante do perfil, os valores mantiveram-se aproximadamente uniformes em torno de 36°. Adicionalmente, também pôde ser observada neste gráfico uma leve tendência de redução do ângulo de atrito médio com o aumento da profundidade.

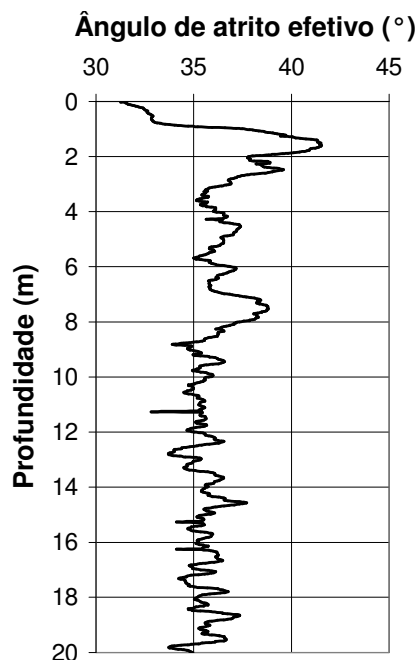


Figura 6.14 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaCG1 Proposta de MEYERHOF (1976)

No perfil do ângulo de atrito efetivo do ensaio realizado na crista da Barragem de Campo Grande (Figura 6.15) foi identificada uma grande dispersão de valores ao longo da profundidade, em uma faixa compreendida entre 34 e 45°. Este comportamento pode estar associado às diferentes densidades relativas das camadas dos alteamentos.

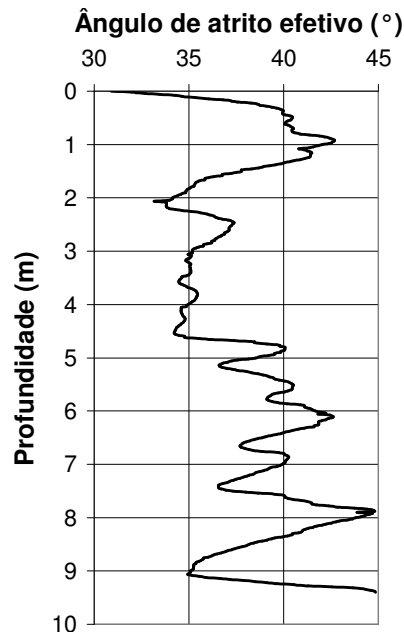


Figura 6.15 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio CristaCG1 Proposta de MEYERHOF (1976)

6.3.3 – Barragem de Gongo Soco

A aplicação da correlação desenvolvida por MEYERHOF (1976) nos resultados do ensaio de piezocone realizado na praia de deposição da Barragem de Gongo Soco possibilitou a construção do perfil de variação do ângulo de atrito efetivo apresentado na Figura 6.16. O comportamento textural siltoso dos rejeitos deste depósito, anteriormente identificado na Figura 5.16, tornou necessária a realização de um pequeno ajuste na correlação através de uma minoração de 5 graus nos valores do ângulo de atrito efetivo.

A análise deste perfil, diferente dos resultados obtidos anteriormente nas barragens do Doutor e de Campo Grande, indicou uma tendência de aumento uniforme dos valores do ângulo de atrito efetivo dos rejeitos de Gongo Soco em uma faixa compreendida entre 26 e 27°. Os valores significativamente menores do ângulo de atrito relacionam-se à composição mais fina dos rejeitos de hematita desta barragem.

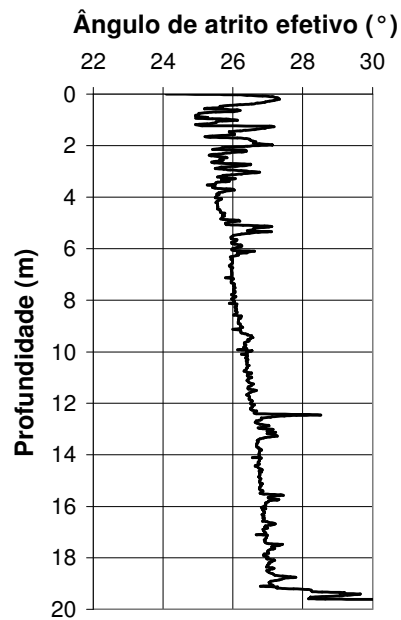


Figura 6.16 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaGS1 Proposta de MEYERHOF (1976)

A necessidade de avaliar a influência do ajuste proposto por MEYERHOF (1976) motivou a construção do perfil através da proposta desenvolvida por MELLO (1971). A análise deste perfil (Figura 6.17) indicou a mesma tendência de variação, porém de forma menos acentuada e com valores de ângulo de atrito mobilizado levemente maiores, na faixa de 27 e 28°.

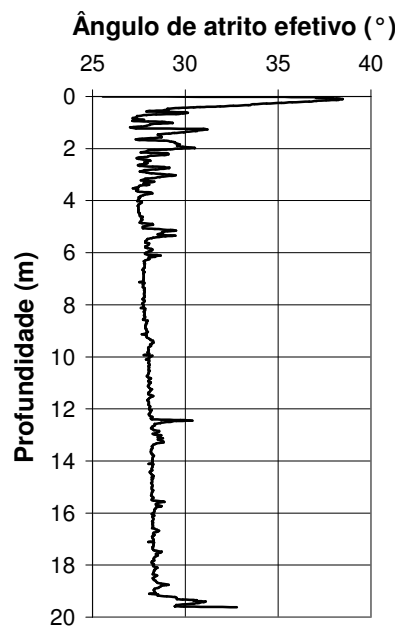


Figura 6.17 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio PraiaGS1 Proposta de MELLO (1971)

A Figura 6.18 apresenta o resultado da formulação de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) aplicada ao ensaio realizado na praia de deposição da Barragem de Gongo Soco. A comparação dos valores obtidos neste gráfico com o ábaco proposto pelos autores indicou uma variação uniforme dos valores de ângulo de atrito em uma faixa compreendida entre 26 e 28°. Para determinação da magnitude do ângulo de atrito efetivo no ábaco tornou-se necessário a extrapolação das curvas para valores inferiores a 30°.

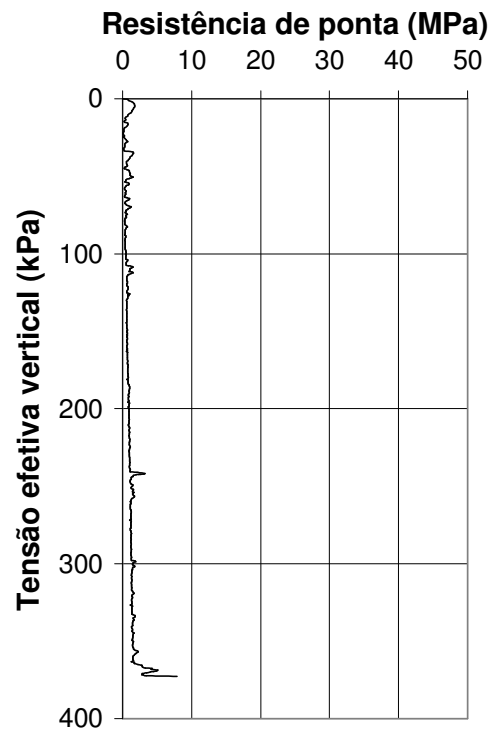
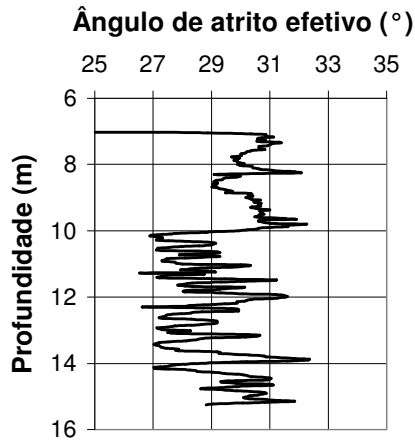


Figura 6.18 – Proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) para estimativa do ângulo de atrito do ensaio PraiaGS1

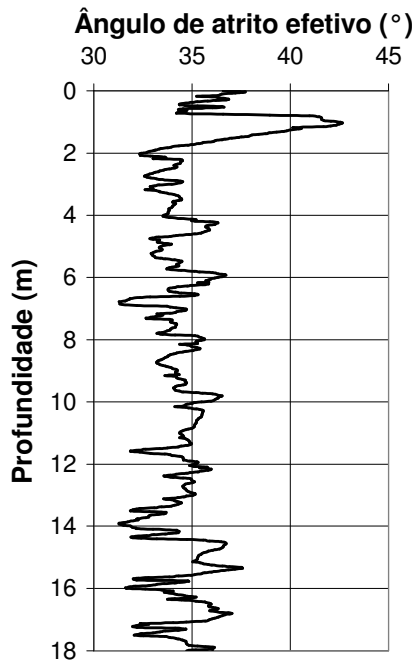
No perfil do ângulo de atrito efetivo do ensaio realizado na crista da barragem, construído através da formulação proposta por MEYERHOF (1976), observou-se uma dispersão acentuada ao longo da profundidade (Figura 6.19). De maneira geral, os valores do ângulo de atrito efetivo deste perfil mostraram-se significativamente maiores que aqueles anteriormente obtidos na região da praia de deposição. Esta tendência apresentou-se mais evidente nas primeiras camadas de rejeito, com valores de ângulo de atrito efetivo compreendidos entre 29 e 32°.



**Figura 6.19 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio CristaGS1
Proposta de MEYERHOF (1976)**

6.3.4 – Barragem do Pontal

O perfil do ângulo de atrito efetivo do ensaio de piezocone Pontal 1, construído através da formulação proposta por MEYERHOF (1976), indicou uma grande dispersão de valores, em uma faixa de variação majoritariamente compreendida entre 33 e 36° (Figura 6.20). Entretanto, nas camadas superficiais do depósito foram registrados picos acentuados de resistência, possivelmente associados à maior densificação desta região da barragem (Figura 6.8).



**Figura 6.20 – Perfil do ângulo de atrito efetivo estimado para o ensaio Pontal 1
Proposta de MEYERHOF (1976)**

Os valores do ângulo de atrito efetivo superiores a 42° nas camadas superficiais do depósito também foram registrados no gráfico (Figura 6.21) construído através da formulação proposta por ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a). Entretanto, o aumento da tensão efetiva vertical resultou na variação uniforme do ângulo de atrito em uma faixa de variação compreendida entre 32 e 36° .

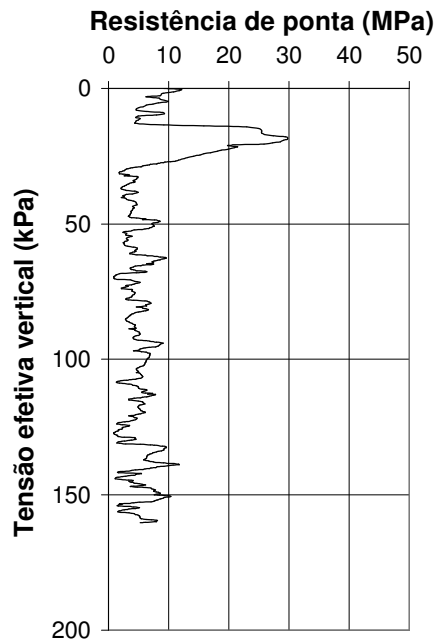


Figura 6.21 – Proposta de ROBERTSON & CAMPANELLA (1983a) para estimativa do ângulo de atrito do ensaio Pontal 1

6.4 – SÍNTESE DOS RESULTADOS

A estimativa da densidade relativa e dos parâmetros de resistência dos materiais granulares a partir dos ensaios de piezocone é normalmente realizada por meio de correlações empíricas e semi-empíricas desenvolvidas em extensas campanhas de calibração de laboratório e campo. Nesse sentido, a principal limitação desse trabalho residiu na impossibilidade de aplicação de uma correlação específica para rejeitos de minério de ferro. Entretanto, de maneira geral, os resultados da avaliação da compactidade e dos parâmetros de resistência apresentaram razoável coincidência com o comportamento geotécnico esperado nas barragens de contenção de rejeitos.

A condição fofa dos rejeitos de minério de ferro na região da praia de deposição foi identificada no perfil de todas as barragens estudadas. A análise da variação espacial da compacidade do depósito indicou uma tendência de redução dos valores de densidade relativa com o afastamento dos pontos de descarga dos rejeitos. Este comportamento pode estar relacionado ao processo de segregação hidráulica dominada pela densidade dos grãos observado na praia de deposição. Assim, a maior concentração de partículas finas de ferro nas proximidades da crista das barragens permitiria um arranjo estrutural com menor índice de vazios na região dos pontos de descarga.

Adicionalmente, a análise dos perfis indicou o aumento significativo da densidade relativa nas camadas superficiais da praia de deposição. A ocorrência destes picos de densificação relaciona-se aos efeitos do ressecamento (contração) gerado pelo rebaixamento da lâmina d'água no interior do reservatório.

Na região de fundação dos alteamentos das barragens foi identificado um aumento significativo da compacidade dos rejeitos. A análise dos resultados permitiu comprovar a eficiência da compactação superficial realizada pela passagem dos equipamentos responsáveis pela execução dos alteamentos na densificação e conseqüentemente no aumento da capacidade de suporte destas camadas.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos rejeitos de minério de ferro apresentaram grande variação ao longo das seções e das barragens estudadas. De maneira geral, os valores do ângulo de atrito efetivo mostraram-se diretamente influenciados pelas características granulométricas anteriormente identificadas nos ensaios de laboratório e nas propostas de classificação dos solos por meio dos ensaios de piezocone.

Nesse sentido, os rejeitos com composição essencialmente granular (Campo Grande, Pontal e Doutor) apresentaram ângulo de atrito efetivo variando majoritariamente entre 30 e 36°. Já os valores dos ângulos de atrito dos rejeitos de Gongo Soco, caracterizados pela presença acentuada de partículas siltosas, mostraram-se bastante inferiores, em uma faixa compreendida entre 26 e 28°.

A influência das partículas de minério de ferro mostrou-se relevante nas análises do perfil de variação do ângulo de atrito efetivo ao longo da praia de deposição da Barragem do Doutor. O processo de segregação hidráulica dominado pela densidade dos grãos nos rejeitos de minério de ferro do Doutor indicou uma tendência de redução dos valores de ângulo de atrito efetivo com o afastamento dos pontos de descarga. Dessa forma, constatou-se nas regiões da praia de deposição normalmente utilizadas como fundação dos alteamentos do método de montante e linha de centro um aumento significativo da capacidade de suporte ao longo de toda a profundidade.

Entretanto, deve-se destacar que todas estas observações necessitam ainda de mais estudos e pesquisas, em virtude da insuficiência de informações relacionadas principalmente ao teor de ferro e ao tamanho e forma das partículas de minério de ferro e quartzo constituintes dos rejeitos.

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

7.1 – INTRODUÇÃO

A avaliação da condutividade hidráulica dos rejeitos de minério de ferro representa um requisito fundamental para segurança construtiva e operacional dos sistemas superficiais de disposição de rejeitos. O dimensionamento dos sistemas de drenagem interna e dos extravasores superficiais, a determinação da posição da superfície freática e do gradiente hidráulico no interior do depósito, a avaliação do nível de poropressões e deformações do maciço e a previsão da capacidade de armazenamento de água no reservatório necessitam fundamentalmente das informações relacionadas às características de drenabilidade dos depósitos de rejeitos.

Entretanto, a diversidade de fatores envolvidos no processo de beneficiamento mineral implica a geração de rejeitos com diferentes composições granulométricas, mineralógicas e físico-químicas. Assim, os rejeitos de minério de ferro podem variar de materiais arenosos não plásticos até solos muito finos e de alta plasticidade. Dessa forma, o coeficiente de permeabilidade dos rejeitos granulares pode chegar até 10^{-4} m/s, enquanto os rejeitos finos provenientes das atividades de deslamagem apresentam apenas 10^{-11} m/s.

Nesse sentido, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas buscando avaliar a drenabilidade dos rejeitos e sua variação espacial ao longo da praia de deposição e do maciço das barragens. Estas análises têm objetivado particularmente identificar a

influência da variação do índice de vazios e da porcentagem de partículas finas dos rejeitos de minério de ferro nos valores do coeficiente de permeabilidade.

A utilização dos ensaios de piezocone (CPTU) pode representar uma importante alternativa para avaliação global das condições de fluxo dos rejeitos de minério de ferro das quatro barragens estudadas. A análise conjunta dos ensaios de dissipação do excesso das poropressões com os perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e da poropressão dinâmica pode permitir uma avaliação da drenabilidade dos rejeitos em seus diferentes estratos. Assim, admitindo algumas hipóteses simplificadoras, pode-se estimar os coeficientes de permeabilidade *in situ* através das características de adensamento e compressibilidade dos rejeitos.

7.2 – DRENABILIDADE DOS REJEITOS

De maneira geral, a avaliação da drenabilidade dos rejeitos granulares, materiais normalmente constituintes dos alteamentos das barragens, pode ser realizada de forma análoga aos solos arenosos naturais. Esta abordagem relaciona-se às semelhanças entre os rejeitos de mineração e os solos granulares, principalmente na pequena concentração de finos plásticos e no efeito da compacidade sobre os parâmetros de resistência e permeabilidade. Entretanto, a ocorrência de partículas finas de minério de ferro nos rejeitos podem conferir grande complexidade ao processo de segregação hidráulica e consequentemente de formação dos depósitos.

VICK (1983) destaca que o processo de segregação hidráulica dominado pelo tamanho das partículas dos rejeitos tende a gerar três zonas com diferentes permeabilidades na região da praia de deposição. Dessa forma, nas proximidades dos pontos de descarga dos rejeitos seria formada uma zona caracterizada pela presença de partículas granulares e consequentemente de elevada permeabilidade. Nas regiões mais afastadas da crista da barragem ocorreria uma redução contínua da granulometria do depósito, gerando áreas de permeabilidade intermediária e baixa. A largura relativa de cada faixa estaria associada à composição granulométrica dos rejeitos e à localização da lagoa de decantação. A Figura 7.1 apresenta o modelo de formação de um depósito de rejeitos devido aos efeitos da segregação hidráulica dominada pelo tamanho das partículas.

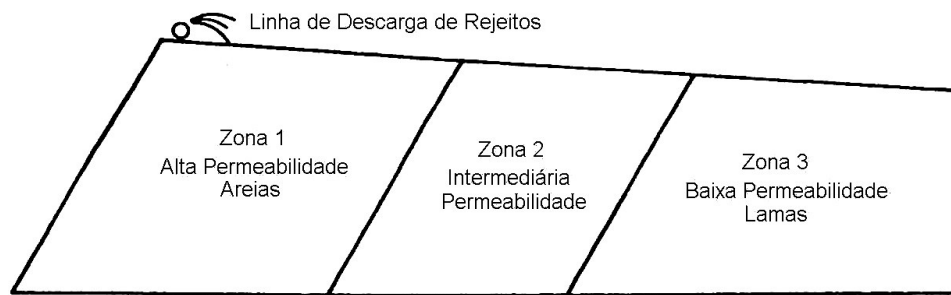


Figura 7.1 – Variação da condutividade hidráulica em um depósito de rejeitos (SANTOS, 2004)

Adicionalmente, VICK (1983) destaca a influência da posição da linha freática no comportamento estrutural da barragem e na estabilidade do talude de jusante. A posição da linha freática apresenta dependência direta da localização da lagoa de decantação em relação à crista da barragem, das condições de permeabilidade do material de fundação da barragem e principalmente do efeito da variação da permeabilidade dos rejeitos constituintes do maciço.

Assim, a aproximação da lagoa de decantação em relação à crista da barragem tende a produzir uma elevação significativa da linha freática, gerando um aumento do nível de poropressões no talude de jusante e conseqüentemente contribuindo para redução dos fatores de segurança. Além disso, a segregação granulométrica gerada pelo lançamento hídrico dos rejeitos na praia de deposição pode ocasionar uma grande variação na permeabilidade dos rejeitos (VICK, 1983).

Dessa forma, pode-se afirmar que a ocorrência do processo de segregação granulométrica dos rejeitos ao longo da praia representa uma garantia adicional de aumento nas características de drenabilidade da barragem (VICK, 1983). Entretanto, deve-se destacar que todas estas avaliações elaboradas pelo autor relacionam-se à ocorrência de um padrão típico de segregação hidráulica dominado especificamente pelo tamanho das partículas.

RIBEIRO (2000), através de ensaios de simulação física realizados em laboratório, comprovou um padrão atípico de segregação hidráulica nos rejeitos de minério de ferro de Morro Agudo. Os resultados do equipamento de simulação de deposição hidráulica (ESDH) indicaram a predominância de partículas finas nas proximidades do ponto de

descarga e a maior concentração de partículas grossas na parte central do canal. A análise da densidade dos grãos e do teor de ferro ao longo de todo o depósito indicou que as partículas finas correspondiam aos minerais de ferro, enquanto o material granular era basicamente constituído por grãos de quartzo.

Assim, diferente dos modelos teóricos de segregação hidráulica dominados unicamente pelo tamanho das partículas, comprovou-se um padrão de segregação nos rejeitos de minério de ferro de Morro Agudo influenciado diretamente pelo peso das partículas. Nesse sentido, a magnitude da condutividade hidráulica dos rejeitos de minério de ferro na região da praia de deposição tenderia a sofrer um acréscimo significativo com o afastamento dos pontos de descarga.

SANTOS (2004) realizou uma extensa campanha de ensaios de laboratório e de campo para avaliação da condutividade hidráulica saturada dos rejeitos de Morro Agudo. Os ensaios de carga constante (permeâmetros), de fluxo induzido constante (bomba de fluxo), de permeabilidade *in situ* (permeâmetro Guelph) e de infiltração em furos de sondagem indicaram a influência direta das partículas de minério de ferro na condutividade hidráulica dos rejeitos. As amostras com teor de ferro mais elevado apresentaram menor drenabilidade em todos os ensaios realizados. Adicionalmente, deve-se destacar que este comportamento mostrou-se mais significativo nas amostras moldadas na condição fofa.

7.3 – ESTIMATIVA DOS COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE

A permeabilidade dos solos constitui o parâmetro utilizado nos projetos de engenharia que apresenta maior variação de valores. Esta afirmação justifica-se na diversidade de fatores que podem interferir na condutividade hidráulica (CEDERGREEN, 1977). De maneira geral, os valores dos coeficientes de permeabilidade encontram-se condicionados a fatores característicos do material (distribuição granulométrica, forma e textura das partículas e composição mineralógica), 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).

Entretanto, a necessidade de avaliar de forma otimizada o coeficiente de permeabilidade dos rejeitos de mineração motivou o desenvolvimento de diferentes formulações baseadas nos índices físicos dos materiais, particularmente, nos parâmetros obtidos nas curvas granulométricas, no índice de vazios natural e na densidade dos grãos.

MITTAL & MORGENSTERN (1975) apresentaram uma correlação simplificada, baseada na formulação proposta por HAZEN, para estimativa do coeficiente de permeabilidade médio dos rejeitos granulares através do valor do diâmetro efetivo do material. Esta correlação pode ser expressa através da equação:

$$k = CD_{10}^2 \quad (7.1)$$

onde k representa o coeficiente de permeabilidade dos rejeitos (cm/s), D_{10} o diâmetro efetivo (mm) e C representa um coeficiente que pode variar de 90 a 120.

MITTAL & MORGENSTERN (1975) também destacaram os resultados de uma análise utilizando regressão de multi-variáveis realizadas em 135 ensaios de determinação do coeficiente de permeabilidade. Os resultados permitiram a proposição de uma correlação para estimativa do coeficiente de permeabilidade dos rejeitos baseada no índice de vazios e na distribuição granulométrica das amostras (Expressão 7.2).

$$\ln k_{20} = 11,02 + 2,912 \ln\{e(D_{10})\} - 0,085 \ln(e) \ln(CNU) + 0,194(e)(CNU) - 56,5(D_{10})(D_{50}) \quad (7.2)$$

onde k_{20} representa o coeficiente de permeabilidade para 20°C (em polegadas por horas), e o índice de vazios natural, D_{10} o diâmetro efetivo (mm), o CNU o coeficiente de não uniformidade (D_{60}/D_{10}) e D_{50} o diâmetro médio (mm).

BLIGHT (1994) apresentou uma formulação simplificada para estimativa do coeficiente de permeabilidade considerando apenas a distribuição granulométrica dos rejeitos, através do diâmetro correspondente a 15% do material passante.

$$k = 0,35D_{15}^2 \quad (7.3)$$

A utilização destas correlações nos resultados dos ensaios de laboratório realizados nos rejeitos do Doutor, de Campo Grande, de Gongo Soco e do Pontal conduziu a valores de

coeficientes de permeabilidade bastante destoantes entre si. Esta tendência relaciona-se principalmente à limitação destas formulações na identificação do comportamento dos depósitos, evidenciando a pluralidade de fatores que podem interferir nas condições de fluxo das barragens de contenção de rejeitos. As alterações granulométricas provocadas pela variação do teor de ferro do minério lavrado e pelo processo de segregação hidráulica das partículas na praia de deposição podem conferir ao depósito um comportamento bastante complexo.

Nesse sentido, a estimativa do coeficiente de permeabilidade dos rejeitos de minério de ferro realizada através da análise conjunta dos ensaios de dissipação do excesso das poropressões com os perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dos ensaios constitui uma alternativa para avaliação global da drenabilidade dos depósitos de rejeitos.

O registro da poropressão dinâmica gerada durante a cravação do piezocone e sua respectiva dissipação ao longo do tempo em uma profundidade específica permite identificar as características de adensamento e compressibilidade dos rejeitos no interior do depósito. Adicionalmente, admitindo algumas hipóteses simplificadoras, pode-se avaliar a magnitude dos coeficientes de permeabilidade dos rejeitos investigados (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983b).

O padrão típico das curvas de dissipação indicou a geração acentuada das poropressões dinâmicas em todos ensaios realizados nas barragens de rejeitos investigadas. Entretanto, os intervalos relativamente curtos de dissipação atestaram a rápida consolidação dos rejeitos granulares constituintes da matriz dos depósitos. Para ilustrar este comportamento, a Figura 7.2 apresenta a curva de dissipação do ensaio realizado na região da praia de deposição da Barragem do Doutor.

Adicionalmente, buscando avaliar a qualidade dos ensaios de dissipação realizados nas barragens de rejeitos, foram construídas as curvas de dissipação teóricas a partir da formulação proposta por HOULSBY & TEH (1988). Assim, a Figura 7.3 apresenta as curvas teórica e experimental do ensaio de dissipação realizado na praia de deposição da Barragem do Doutor, em função da poropressão normalizada (U) e do fator tempo (T^*).

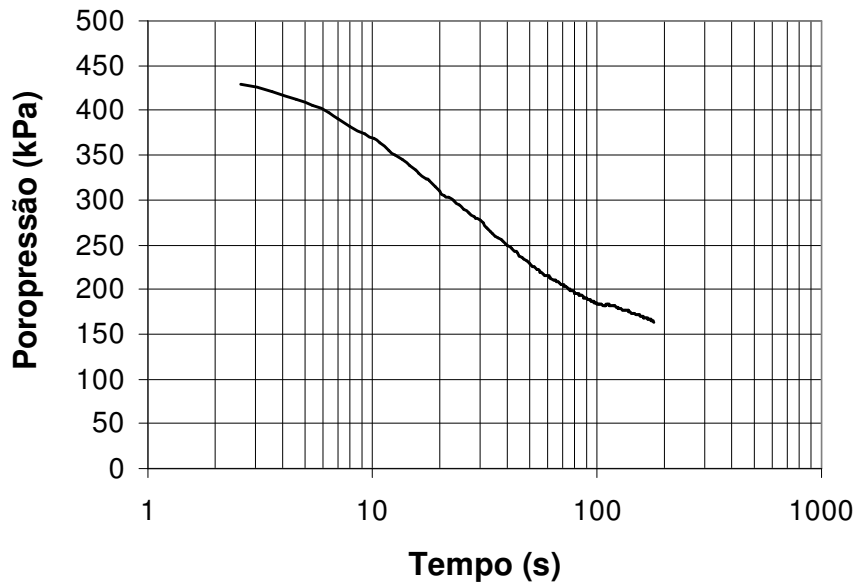


Figura 7.2 – Ensaio de dissipação da poropressão dinâmica no ensaio PraiaCD2
Profundidade – 17,95 metros / Nível d’água – 2 metros

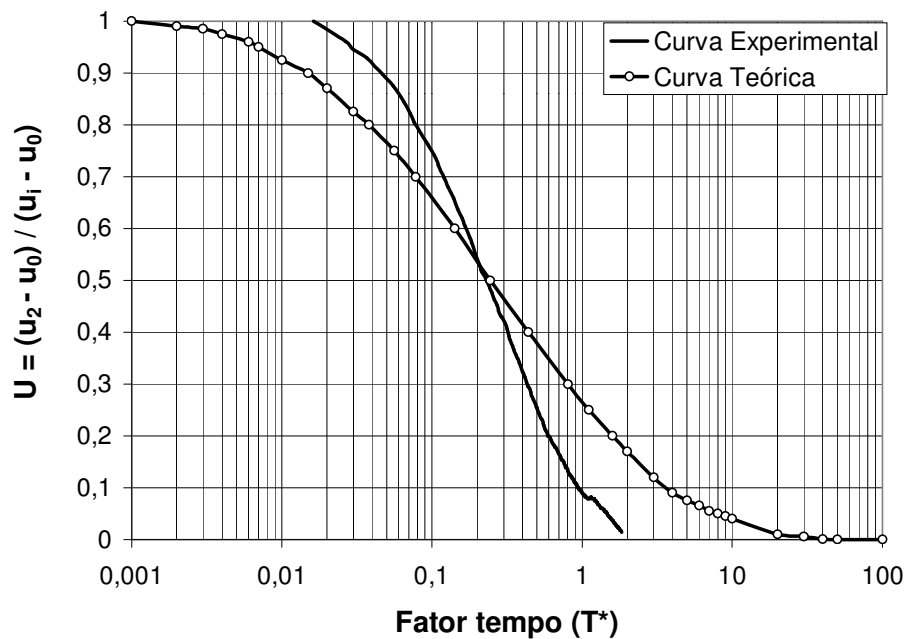


Figura 7.3 – Comparação entre as curvas experimental e teórica do ensaio PraiaCD2
Profundidade – 17,95 metros / Nível d’água – 2 metros

HOULSBY & TEH (1988) recomendaram a determinação do coeficiente de adensamento horizontal (c_h) através do cálculo simplificado da distribuição das poropressões obtidas nos ensaios de dissipação ao longo do tempo. De maneira geral, esta formulação pode ser sintetizada através da expressão 3.28.

Os valores do coeficiente de adensamento horizontal dos rejeitos foram determinados com a utilização do tempo de dissipação correspondente a 50 % do adensamento (ROBERTSON *et al.*, 1982). O piezocone utilizado nos ensaios apresentava elemento poroso localizado atrás da ponta do cone e com raio do fuste de 18 milímetros. A insuficiência de informações relacionadas às características dos materiais investigados implicou a adoção do índice de rigidez igual a 100.

Entretanto, deve-se destacar que a determinação do coeficiente de adensamento pelo procedimento anteriormente descrito corresponde à avaliação do solo em uma condição pré-adensada (BALIGH & LEVADOUX, 1986). Os elevados níveis de deformação provocados pela penetração do cone implicam que os valores de adensamento obtidos apresentem comportamento governado pelas propriedades da zona de recompressão. Assim, JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985) propuseram uma correlação semi-empírica para determinação do coeficiente de adensamento horizontal na faixa de comportamento normalmente adensado (Expressão 3.29).

Nesse sentido, a Tabela 7.1 apresenta um resumo das informações utilizadas para determinação dos valores do coeficiente de adensamento horizontal nos ensaios de dissipação das poropressões dinâmicas realizados em diferentes pontos das barragens de contenção de rejeitos do Doutor, Gongo Soco e Pontal.

Tabela 7.1 – Quadro-resumo dos coeficientes de adensamento horizontal

Barragem de rejeitos	Ensaio	Profundidade (m)	NA (m)	u_0 (kPa)	t_{50} (s)	c_h (m²/ano)	c_h (cm²/s)
Doutor	PraiaCD2	17,95	2	156,5	24	146,027	0,04631
Doutor	PraiaCD3	14,10	2	120,9	25	140,186	0,04445
Gongo Soco	BermaGS1	10,43	8	23,8	6	584,109	0,18522
Gongo Soco	BermaGS1	11,24	8	31,8	50	70,094	0,02223
Gongo Soco	BermaGS1	13,29	8	51,9	66	53,101	0,01684
Gongo Soco	CristaGS1	12,64	7	55,3	13	269,590	0,08549
Gongo Soco	CristaGS1	14,16	7	70,2	12	292,055	0,09261
Gongo Soco	PraiaGS1	4,01	1,5	24,6	84	41,723	0,01323
Gongo Soco	PraiaGS1	9,91	1,5	82,5	50	70,658	0,02241
Pontal	Pontal 2	8,62	3	55,1	67	52,387	0,01661

Para avaliação dos coeficientes de permeabilidade torna-se necessário a determinação do coeficiente de variação volumétrica dos rejeitos (m_v). Segundo MITCHELL & GARDNER (1975), este parâmetro de compressibilidade pode ser determinado através de uma correlação envolvendo um fator α característico do depósito e a resistência de ponta média na região onde foi realizado o ensaio de dissipação. Assim, buscando uma melhor caracterização do estrato foi identificada a resistência de ponta média em uma faixa de 10 centímetros do depósito.

Dessa forma, procedeu-se a estimativa do coeficiente de permeabilidade (k) dos rejeitos de minério de ferro através das características de adensamento e compressibilidade do depósito por meio da seguinte relação:

$$k = c_h m_v \gamma_w \quad (7.4)$$

A Tabela 7.2 apresenta os valores dos coeficientes de variação volumétrica e de permeabilidade dos rejeitos em diferentes pontos das barragens do Doutor, de Gongo Soco e do Pontal.

Tabela 7.2 – Valores dos coeficientes de variação volumétrica e permeabilidade

Barragem de rejeitos	Ensaio	q_c (MPa)	Fator α	m_v (m^2/kN)	k (m/s)
Doutor	PraiaCD2	1,322	3	0,2521	$1,15 \times 10^{-5}$
Doutor	PraiaCD3	0,57	3	0,5848	$2,55 \times 10^{-5}$
Gongo Soco	BermaGS1	3,31	6	0,0504	$9,20 \times 10^{-6}$
Gongo Soco	BermaGS1	1,042	3	0,3198	$7,02 \times 10^{-6}$
Gongo Soco	BermaGS1	1,438	3	0,2318	$3,80 \times 10^{-6}$
Gongo Soco	CristaGS1	2,448	6	0,0681	$5,71 \times 10^{-6}$
Gongo Soco	CristaGS1	1,912	4	0,1308	$1,19 \times 10^{-5}$
Gongo Soco	PraiaGS1	0,386	3	0,8636	$1,12 \times 10^{-5}$
Gongo Soco	PraiaGS1	0,892	3	0,3737	$8,22 \times 10^{-6}$
Pontal	Pontal 2	0,92	3	0,3623	$5,91 \times 10^{-6}$

De maneira geral, os valores dos coeficientes permeabilidade atestaram a moderada drenabilidade dos depósitos formados pela disposição hidráulica dos rejeitos de minério de ferro. A ordem de grandeza obtida nesses ensaios mostrou-se compatível aos resultados obtidos em depósitos naturais de composição silto-arenosa. Assim, embora os rejeitos estudados apresentem uma distribuição granulométrica diferente, os

resultados indicaram uma grande uniformidade de valores dos coeficientes de permeabilidade. Adicionalmente, os resultados obtidos através dos ensaios de dissipação das poropressões dinâmicas mostraram-se consistentes com outras análises e metodologias realizadas em rejeitos de minério de ferro (SANTOS, 2004).

A representação dos valores dos coeficientes de permeabilidade nos perfis de poropressão dinâmica e razão de atrito dos ensaios indicou a pouca influência das lentes de granulometria fina na drenabilidade global dos depósitos de rejeitos de minério de ferro. Os ensaios de dissipação das poropressões dinâmicas realizados nos estratos caracterizados pela presença acentuada de partículas finas mostraram tempos relativamente curtos de dissipação. Este comportamento pode estar associado à pequena espessura relativa destas camadas finas no interior de uma matriz majoritariamente granular. Nesse sentido, a ocorrência de dupla drenagem (base e topo) nos estratos argilosos permitiria a rápida dissipação das poropressões dinâmicas geradas.

7.4 – SÍNTESE DOS RESULTADOS

A realização dos ensaios de dissipação das poropressões geradas durante a cravação do piezocone mostrou-se uma ferramenta particularmente interessante para avaliação da condutividade hidráulica *in situ* das barragens de contenção de rejeitos de minério de ferro. Entretanto, deve-se destacar a limitação de alguns fatores utilizados nas formulações para avaliação das características de compressibilidade e fluxo de depósitos majoritariamente granulares. Assim, os fatores de ajuste e correção utilizados nas formulações mostraram-se parcialmente incompatíveis com a composição granulométrica identificada nos depósitos.

De maneira geral, a magnitude dos coeficientes de permeabilidade obtidos através dos ensaios de dissipação indicou a moderada drenabilidade dos depósitos. Adicionalmente, a ordem de grandeza dos resultados obtidos apresentou uniformidade com outras metodologias de campo e de laboratório utilizadas para avaliação da drenabilidade de rejeitos granulares de minério de ferro.

Os estratos de granulometria fina identificados a partir dos resultados dos ensaios de piezocone, particularmente nas barragens do Doutor, de Gongo Soco e do Pontal, mostraram pouca influência na drenabilidade global dos depósitos. Nesse sentido, comprovou-se que a pequena espessura destas camadas e a composição majoritariamente granular dos rejeitos possibilitaram a rápida dissipação das poropressões nestas regiões das barragens.

Para finalizar, deve-se destacar que os rejeitos siltsos de Gongo Soco não apresentaram valores de coeficiente de permeabilidade significativamente menores que os rejeitos essencialmente granulares. Este comportamento pode estar associado à ocorrência de alguns estratos arenosos identificados no interior do depósito. Assim, estas lentes espaçadas ao longo da profundidade tenderiam a diminuir as distâncias de percolação da fração líquida da polpa e reduzir o tempo de dissipação do excesso das poropressões.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DAS PESQUISAS

8.1 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A mineração caracteriza-se por ser a atividade industrial com maior potencial de agressão e degradação ao meio ambiente. Nesse sentido, as operações de extração, de beneficiamento mineral e particularmente de disposição final dos resíduos provenientes do processo (estéreis e rejeitos) constituem a principal preocupação dos órgãos ambientais. Assim, os empreendimentos de construção de barragens e pilhas de rejeitos estão normalmente sujeitos a intensa fiscalização, buscando adequar seus procedimentos executivos a uma normalização técnica que garanta sua estabilidade nas fases de operação, alteamentos e principalmente após a sua desativação.

Dentre os procedimentos construtivos adotados, a execução de barragens de rejeitos com a técnica de aterro hidráulico pelo método de montante constitui a forma mais antiga e comum de disposição. A adoção desta metodologia construtiva pela maior parte das mineradoras reside na possibilidade de utilização dos rejeitos granulares como material constituinte dos alteamentos, reduzindo os custos construtivos e aumentando a capacidade de estocagem dos rejeitos.

Entretanto, as barragens alteadas para montante com a técnica do aterro hidráulico podem apresentar diversos problemas de estabilidade associados principalmente à variabilidade das características granulométricas, mineralógicas e estruturais dos

depósitos de rejeitos. Assim, a utilização dos rejeitos como material constituinte das barragens de contenção pressupõe o desenvolvimento de estudos específicos para avaliação das variáveis envolvidas no processo de deposição hidráulica e determinação de seus parâmetros geotécnicos.

A elaboração de legislações ambientais mais rígidas em todo mundo, acrescido dos impactos negativos decorrentes da eventual ruptura das barragens e pilhas de rejeitos, representou um grande avanço para o desenvolvimento de novas metodologias e técnicas para controle da estabilidade e segurança das estruturas de contenção de rejeitos e para redução do passivo ambiental dos empreendimentos mineiros.

Nesse sentido, diversas pesquisas têm sido desenvolvidas em todo o mundo avaliando a influência do teor e da composição mineralógica do minério lavrado, dos processos de beneficiamento, das formas de descarga da polpa e da segregação hidráulica na magnitude dos parâmetros geotécnicos dos rejeitos de minério de ferro. Estas metodologias têm procurado simular em laboratório os diversos condicionantes envolvidos na formação dos depósitos, avaliando os parâmetros de resistência, o estado de tensões, a deformabilidade e as condições de fluxo. Adicionalmente, também têm sido desenvolvidos estudos para avaliação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos granulares submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos.

Entretanto, a composição majoritariamente granular dos rejeitos e as conseqüentes dificuldades associadas ao processo de coleta de amostras indeformadas e à posterior moldagem destas amostras em laboratório motivaram a utilização de ensaios geotécnicos de campo para avaliação do comportamento geotécnico de barragens de rejeitos de minério de ferro.

Dentre as várias metodologias e técnicas de investigação geotécnica *in situ* disponíveis, o ensaio de piezocone (CPTU) deve ser destacado pela grande potencialidade na avaliação dos perfis estratigráficos dos depósitos e na estimativa de parâmetros geomecânicos dos rejeitos de minério de ferro, particularmente da densidade relativa, do ângulo de atrito efetivo e do coeficiente de permeabilidade.

8.2 – CONCLUSÕES

A realização dos ensaios de piezocone na região da praia de deposição, da crista e das bermas dos alteamentos das barragens de rejeitos mostrou-se uma importante ferramenta para avaliação da composição e distribuição textural dos materiais no depósito. A composição granular dos rejeitos do Doutor, Campo Grande e Pontal foi identificada através da construção integrada dos perfis da resistência de ponta corrigida, da razão de atrito e de poropressão dinâmica. Já os rejeitos de Gongo Soco apresentaram comportamento textural fino (siltoso), com presença acentuada de partículas granulares e argilosas. De maneira geral, os resultados obtidos no ensaio de piezocone mostraram-se majoritariamente concordantes à caracterização granulométrica realizada em laboratório nas amostras coletadas nas barragens de rejeitos.

Os resultados dos perfis das grandezas medidas no ensaio de piezocone permitiram a identificação de acentuados picos de poropressão dinâmica principalmente nos ensaios realizados nas barragens de contenção de rejeitos do Doutor e de Gongo Soco. A presença destas lentes de granulometria fina na praia de deposição pode estar relacionada a mudanças no ponto de descarga das linhas dos rejeitos. Assim, a interrupção do fluxo de rejeitos em uma dada região tenderia a ocasionar uma perda da energia de transporte, favorecendo a deposição do material fino em suspensão presente na polpa. Entretanto, a pequena porcentagem de finos nos rejeitos de flotação ocasionaria uma limitação significativa da espessura destas lentes.

Adicionalmente, na matriz majoritariamente siltosa da Barragem de Gongo Soco foram identificados diversos estratos arenosos. Estas camadas representam um importante condicionante no aumento da vida útil do reservatório, em virtude da redução dos tempos de consolidação dos sedimentos.

Com relação ao processo de segregação hidráulica, os resultados obtidos na praia de deposição de rejeitos das barragens do Doutor e de Campo Grande demonstraram uma tendência de segregação dominada pela densidade dos grãos. A redução dos valores da razão de atrito com o aumento da distância dos pontos de descarga indicou uma maior concentração de partículas finas de minério de ferro nas proximidades da crista das

barragens com tendência de aumento da granulometria no interior da praia de deposição.

A análise da variação espacial do estado de densidade do depósito indicou uma tendência de redução dos valores da densidade relativa com o afastamento dos pontos de descarga dos rejeitos. Este comportamento também pode estar relacionado ao processo de segregação hidráulica dominado pela densidade dos grãos. Assim, a maior concentração de partículas finas de ferro nas proximidades da crista das barragens permitiria um arranjo estrutural com menor índice de vazios na região dos pontos de descarga. De maneira geral, a condição fofa dos rejeitos na região da praia de deposição foi atestada em todas as barragens investigadas.

Na região de fundação dos alteamentos das barragens foi identificado um aumento significativo do estado de densidade dos rejeitos. A análise dos resultados permitiu comprovar a eficiência da compactação superficial realizada pela passagem dos equipamentos responsáveis pela execução dos alteamentos na densificação e conseqüentemente no aumento da capacidade de suporte destas camadas.

Os parâmetros de resistência dos rejeitos de minério de ferro apresentaram grande variação ao longo das seções e das barragens estudadas. De maneira geral, os valores do ângulo de atrito efetivo mostraram-se diretamente influenciados pelas características granulométricas anteriormente identificadas nos ensaios de laboratório e nas propostas de classificação dos solos por meio dos ensaios de piezocone. Adicionalmente, a influência das partículas de minério de ferro mostrou-se relevante nas análises do perfil de variação do ângulo de atrito efetivo da Barragem do Doutor. O processo de segregação hidráulica destes rejeitos indicou uma tendência de aumento dos valores do ângulo de atrito efetivo nas regiões da praia de deposição normalmente utilizadas como fundação dos alteamentos.

Quanto a drenabilidade dos rejeitos, a magnitude dos coeficientes de permeabilidade obtidos através dos ensaios de dissipação indicou a moderada drenabilidade dos depósitos. Adicionalmente, deve-se destacar que a ordem de grandeza dos resultados obtidos apresentou uniformidade com outras metodologias de campo e de laboratório

utilizadas para avaliação da drenabilidade de rejeitos granulares de minério de ferro. Entretanto, os resultados indicaram a limitação da aplicação desta metodologia na avaliação das características de compressibilidade e fluxo de depósitos majoritariamente granulares, devido à insuficiência de fatores de ajuste compatíveis com esta composição granulométrica.

Para finalizar, pôde-se concluir que, embora diversos estudos estejam sendo desenvolvidos para avaliação do comportamento geotécnico dos rejeitos de mineração, a completa caracterização tecnológica dos rejeitos ainda representa um grande desafio para a mecânica dos solos. Nesse sentido, a implementação de uma metodologia de investigação de barragens de contenção de rejeitos através de ensaios de piezocone (CPTU) demonstrou grande potencial de aplicação nos empreendimentos mineradores de médio e grande porte.

Entretanto, deve-se destacar que a principal limitação desta metodologia de investigação dos rejeitos de mineração residiu na limitação de algumas formulações e inexistência de correlações especificamente desenvolvidas para estes materiais. Assim, comprova-se a necessidade de ampliação das pesquisas voltadas principalmente para avaliação da influência do teor de ferro, do tamanho e forma das partículas de minério de ferro e quartzo na magnitude dos parâmetros geotécnicos dos rejeitos.

8.3 – SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DAS PESQUISAS

Conforme destacado anteriormente, a utilização dos ensaios de piezocone mostrou-se extremamente promissora para avaliação do comportamento geotécnico de barragens de rejeitos de minério de ferro. Entretanto, a maior parte das análises realizadas baseou-se em modelos de interpretação construídos para materiais granulares de diferentes composições, carecendo assim de um desenvolvimento específico para os resíduos provenientes dos processos de beneficiamento mineral.

Esta limitação das formulações propostas para determinação de parâmetros geotécnicos dos rejeitos através dos ensaios de piezocone mostrou-se mais relevante na avaliação da compactidade e estado de tensões do depósito. Estudos têm comprovado que diversos

fatores associados às características do material e às condições de calibração do equipamento em laboratório podem influenciar de forma significativa a qualidade destas correlações. Assim, o tamanho da caixa de calibração, as condições de contorno e particularmente a compressibilidade das amostras podem representar importantes condicionantes para avaliação da densidade relativa dos depósitos granulares.

Além disso, deve-se destacar que o processo de penetração do piezocone é normalmente caracterizado pelo desenvolvimento de elevadas tensões de compressão e descompressão. Assim, a geração contínua destas tensões no interior do solo tende a provocar a destruição parcial do arranjo original das partículas e conseqüentemente mascarar o estado *in situ* e a história de tensões do depósito. Assim, recomenda-se a ampliação das pesquisas voltadas principalmente para calibração do equipamento em rejeitos de minério de ferro, permitindo o desenvolvimento de correlações que determinem, de forma mais qualificada, os parâmetros geomecânicos dos materiais.

Adicionalmente, sugere-se a realização de estudos especificamente relacionados à identificação dos minerais presentes nos rejeitos de minério de ferro. De maneira geral, a identificação destes minerais é realizada através da análise de suas propriedades físicas, da estrutura de suas partículas e de sua composição química, por meio dos ensaios de microscopia óptica e eletrônica e pela difração de raios X.

Outra questão que necessita de mais estudos consiste na avaliação do processo de segregação hidráulica dos rejeitos na praia de deposição. A segregação hidráulica das partículas dos rejeitos de minério de ferro representa um elemento fundamental no comportamento geotécnico dos depósitos formados. Os resultados obtidos nesta pesquisa demonstraram uma tendência de segregação dominada pela densidade dos grãos, através da redução dos valores da razão de atrito com o aumento da distância dos pontos de descarga. Entretanto, sugere-se uma ampliação destas campanhas de investigação através da execução de ensaios de piezocone em um seccionamento mais representativo da praia de deposição. Adicionalmente, reforça-se a importância da realização de ensaios especiais para avaliação da composição mineralógica e do tamanho e forma das partículas de minério de ferro e quartzo constituintes dos rejeitos.

A avaliação da susceptibilidade dos rejeitos de mineração ao fenômeno de liquefação constitui outra grande potencialidade dos ensaios de piezocone. De maneira geral, a liquefação caracteriza-se pelo desenvolvimento de elevadas poropressões no interior da massa de solo, ocasionando a redução substancial das tensões efetivas para valores concordantes à linha de ruptura. Assim, a parcela de solo sujeita ao fenômeno de liquefação apresenta temporariamente comportamento de uma massa fluida com consistência de líquido pesado.

Nesse sentido, diversos pesquisadores têm desenvolvido diferentes abordagens para avaliação do potencial de liquefação de solos granulares por meio de ensaios de campo, particularmente de piezocone sísmico. Estas formulações são geralmente construídas através de correlações da resistência de ponta com as tensões cíclicas que podem induzir o fenômeno de liquefação. Dessa forma, sugere-se o desenvolvimento destas metodologias para a avaliação do potencial de liquefação dos rejeitos granulares de minério de ferro, permitindo assim a elaboração de projetos mais seguros destas barragens de contenção de rejeitos.

Para finalizar, deve-se destacar que a crescente preocupação ambiental tem motivado o desenvolvimento de novas técnicas e procedimentos para investigação dos depósitos de resíduos industriais. Nesse sentido, a incorporação de módulos de resistividade (Piezocone de resistividade - RCPTU) e de geofones ou acelerômetros (Piezocone sísmico - SCPTU) ao equipamento do piezocone convencional apresentou grandes benefícios na avaliação da estrutura e das condições de fluxo dos depósitos. Assim, sugere-se a utilização dos ensaios de piezocone de resistividade e sísmico na avaliação do comportamento geotécnico de outros rejeitos de mineração, sejam inertes ou principalmente ativos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984a). **Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica**. NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.

ABNT (1984b). **Solo – Análise granulométrica**. NBR 7191. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 13 p.

ABNT (1986). **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. NBR 6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 9 p.

ABNT (1990). **Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos**. MB 3324. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 6 p.

ABNT (1991a). **Ensaio de penetração de cone in situ (CPT) – Método do ensaio**. NBR12069, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.

ABNT (1991b). **Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos**. MB 3384. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 14 p.

ABNT (1993). **Elaboração e apresentação de projeto de disposição de rejeitos de beneficiamento, em barramento, em mineração**. NBR13028, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 10 p.

ABRÃO P.C. & OLIVEIRA, S.L. (1998). Mineração. In: **Geologia de Engenharia**. Oficina de Textos / CNPq / FAPESP, 1^a edição, São Paulo.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. & GOMES, R.C. (2002). Investigação geotécnica de um depósito de materiais assoreados em cava exaurida de mineração através de ensaios CPTU. **XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - Anais do III Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas**, São Paulo, p. 147-157.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. (2001). **Investigação geotécnica de um depósito de materiais assoreados em uma cava exaurida de mineração através de ensaios CPTU**. Relatório de Iniciação Científica PIBIC/CNPq, Universidade Federal de Ouro Preto, 60 p.

AOKI, N. & VELLOSO, D.A. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. **Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, ISSMFE, Buenos Aires, Argentina, p. 367-376.

ÁRABE, L.C.G. (1995). **Aplicabilidade de ensaios *in situ* para determinação de propriedades geotécnicas de depósitos argilosos e de solos residuais**. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

ASTM (1979). **Standard method for deep quasi-static, cone and friction-cone penetration tests of soil**. D3441. American Society for Testing and Materials.

ASTM (1991a). **Standard test method for maximum index density and unit weight of soils using a vibratory table**. D4253. American Society for Testing and Materials.

ASTM (1991b). **Standard test method for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density**. D4254. American Society for Testing and Materials.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V. & JAMIOLKOWSKI, M. (1986). Interpretation of CPTs and CPTUs: drained penetration of sands. **IV International Geotechnical Seminar**, Cingapura.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M. & PASQUALINI, E. (1981). Cone resistance of a dry medium sand. **Proceedings of the 10th**

International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE, Estocolmo, v. 2, p. 427-432.

BALIGH, M.M. & LEVADOUX, J.N. (1986). Consolidation after undrained piezocone penetration. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 112, p. 727-745.

BEGEMANN, H.K.S. (1965). The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile. **6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Montreal, v. 1, p. 17-20.

BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M. & ROBERTSON, P.K.. (1989). Shear strength of sand from CPT. **Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, ISSMFE, Rio de Janeiro, v. 1, p. 179-184.

BEZERRA, R.L., DANZIGER, F.A.B., ALMEIDA, M.S.S. & COUTINHO, R.Q. (1998). Estimativa do coeficiente de empuxo no repouso de dois depósitos de argila saturada a partir do ensaio de piezocone. **XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Brasília, p. 773-779.

BLIGHT, G.E. (1994). The master profile for hydraulic fill tailings beaches. Proc. Institute of Civil Engineering and Geotechnical, n° 107, p. 27-40.

CAMPANELLA, R.G. & ROBERTSON, P.K. (1981). Applied cone research. **Symposium on Cone Penetration and Experience**, Geotechnical Engineering Division, ASCE, p. 343-362.

CAMPANELLA, R.G. & ROBERTSON, P.K. (1988). Current status of the piezocone test - state-of-the-art report. **Proceedings of the First International Symposium in Penetration Testing (ISOPT I)**, Orlando, v. 1, p. 93-116.

CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D. & ROBERTSON, P.K. (1982). Pore pressure during cone penetration testing. **Proceedings of the Second European Symposium in Penetration Testing (ESOPT II)**, Amsterdam, v. 2, p. 507-512.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K. & GILLESPIE, D. (1982). Cone penetration testing in deltaic soils. **Canadian Geotechnical Journal**, n° 20, p. 23-35.

CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D. & KLOHN, E.J. (1984). Piezometer-friction cone investigation at a tailings dam. **Canadian Geotechnical Journal**, n° 21, p. 551-562.

CARRIER, D.W. (1991). Stability of tailings dams. **XV Conferenze Geotecnica di Torino**, Itália, 40 p.

CASAGRANDE, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands. Critical review. **Proceedings of the 5th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, ISSMFE, Buenos Aires, Argentina, p. 79-133.

CASTRO, G. & POULOS, S.J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 103, p. 501-516.

CEDERGREEN, H.R. (1977). **Seepage, drainage and flow nets**. Jonh Wiley & Sons, New York.

CHAMMAS, R. (1989). **Barragens de Contenção de Rejeitos**. Curso de Especialização em Engenharia de Barragens (CEEB), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 29 p.

CODUTO, D.P. (1994). **Foundation Design: Principles and Practice**. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.

COUTINHO, R.Q., DE OLIVEIRA, J.T.R., FRANÇA, A.E. & DANZIGER, F.A.B. (1998). Ensaio de piezocone na argila mole do Ibura-Recife-PE. **XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Brasília, p. 957-966.

CUNHA, R.P. (1998). **Investigações Geotécnicas de Campo**. Apostila da Disciplina no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 285 p.

DAVIES, M.P. & CAMPANELLA, R.G. (1995). Piezocone technology - Downhole geophysics for the geoenvironmental characterization of soil. **Proceedings of SAGEEP**, Orlando, Florida, 11p.

DAVIES, M.P., MC ROBERTS E. & MARTIN, T. (2002). Static Liquefaction of Tailings - Fundamentals and Case Histories. **Proceedings of Tailings Dams**, Las Vegas, 23 p.

DE RUITER, J. (1971). Electric penetrometer for site investigations. **Journal of Soil Mechanics and Foundation Division**, v. 97, p. 457-472.

DE RUITER, J. (1982). The static cone penetration test - state-of-the-art report. **Proceedings of the Second European Symposium in Penetration Testing (ESOPTII)**, Amsterdam, v. 2, p. 389-405.

ESPÓSITO, T.J. (2000). **Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 359 p.

FAHEY, M., NEWSON, T.A. & FUJIYASU, Y. (2002). Engineering with tailings. **Proceedings of the Fourth International Congress on Environmental Geotechnics**, Rio de Janeiro, v. 2, p. 947-973.

FERRAZ, F. (1993). **Disposição de Rejeitos de Mineração**. Aperfeiçoamento Técnico dos Serviços de Engenharia em Atividades de Mineração, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, 62 p.

GARGA, V.K. & TRANCOSO, J.H. (1990). Design and evaluation of behaviour of tailings dams. General report. **IX Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, ISSMGE, Viña del Mar, Chile, p. 2027-2093.

GERMANI, D.J. (2002). **A Mineração no Brasil**. Relatório Final do Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD), Rio de Janeiro, 54 p.

GOMES, R.C., ALBUQUERQUE FILHO, L.H. & SILVA, J.T.G. (2002a). Geotechnical analysis of eroded sediments in a exhausted pit mine using CPTU tests. **Proceedings of the Fourth International Congress on Environmental Geotechnics**, Rio de Janeiro, v. 2, p. 323-328.

GOMES, R.C., ARAÚJO, L.G., OLIVEIRA FILHO, W.L., RIBEIRO, S.G.S. & NOGUEIRA, C.L. (1999). Concepção e projeto básico de disposição de pilhas de rejeitos de minério de ferro em cava exaurida de mineração. **Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos industriais e de mineração (REGEO 99)**, São José dos Campos, v. 1, p. 1-10.

GOMES, R.C., PEREIRA, E.L., RIBEIRO, L.F.M. & SILVA, J.T.G. (2002b). Evaluation of liquefaction potential of fine grained tailings. **Proceedings of the Fourth International Congress on Environmental Geotechnics**, Rio de Janeiro, v. 2, p. 329-333.

GOMES, R.C., RIBEIRO, L.F.M., ALBUQUERQUE FILHO, L.H. & REZENDE, C.H. (2003). Geotechnical aspects of eroded sediments relevant to tailings disposal design. **ASCE Natural Hazards Review**, v. 4.

GOUVÊA, P.H.V. (2004). **Monitoramento da Barragem de Rejeitos de Conceição - Complexo Minerador de Itabira**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 148 p.

HACHICH, W., FALCONI, F.F., SAES, J.L., FROTA, R.Q. & NIYAMA, S. (1998). **Fundações: teoria e prática**. Editora Pini, 2º edição, Rio de Janeiro, p. 751.

HOLTZ, R.D. & KOVACS, W.D. (1981). **An Introduction to Geotechnical Engineering**. Prentice Hall, Englewood Cliffs, 733 p.

HOULSBY, G.T. & TEH, C.I. (1988). Analysis of the piezocone in clay. **Proceedings of the 1th International Symposium in Penetration Testing (ISOPT I)**, Orlando, v. 1.

ICOLD (1989). **Tailings Dams Safety**. Guidelines.

ISSMFE (1977). **Report on the Penetration Test for Use in Europe**. Subcommittee on Standardization for Europe, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tóquio.

ISSMFE (1989). **Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Test of Soils**. Subcommittee on Standardization for Europe, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Swedish Geotechnical Institute.

ISSMGE (1999). International reference test procedure for the cone penetration test (CPT) and the cone penetration test with pore pressure (CPTU). International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, **Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure**, Rotterdam, p. 2195-2222.

JAMIOLKOWSKI, M. & ROBERTSON, P.K. (1988). Future trends for penetration testing. **Conference on Penetration Testing in the United Kingdom**, Birmingham.

JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C.C., GERMAINE, J.T. & LANCELOTTA, R. (1985). New developments in field and laboratory testing of soils. **Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, San Francisco.

KLOHN, E.J. (1981). The development of current tailings dam design and construction methods. **Design and Construction of Tailings Dams**, Colorado School of Mines, Colorado, USA, p. 2-75.

KONRAD, J.M. & LACHANCE, D. (2001). Use of in situ penetration tests in pavement evaluation. **Canadian Geotechnical Journal**, n° 38, p. 924-935.

KONRAD, J.M. (1987). Piezo-friction-cone penetrometer testing in soft clays. **Canadian Geotechnical Journal**, n° 24, p. 645-652.

KULHAWY, F.H. & MAYNE, P.W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. **Report Electric Power Research Institute**, Palo Alto.

- LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V. (1979). **Soil Mechanics, SI Version**. John Wiley & Sons, New York, 553 p.
- LANCELLOTA, R. (1995). In situ investigations. In: **Geotechnical Engineering**. Balkema, Rotterdam, 436 p.
- LEE, D.H., JUANG, C.H. & KU, C.S. (2001). Liquefaction performance of soils at the site of a partially completed ground improvement project during earthquake in Taiwan. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 38, p. 1241-1253.
- LOPES, G.S. (2004). **Sumário Descritivo das Barragens – Complexo Mariana – Mina de Timbopeba**. Companhia Vale do Rio Doce (CVRD), 19 p.
- LUNNE, T., EIDSMOEN, T.E, GILLESPIE, D. & HOWLAND, J.D. (1986). Laboratory and field evaluation of cone penetrometers. **Proceedings of In Situ-86**, ASCE, Blacksburg, p. 714-729.
- LUZ, A.B., ALMEIDA, S.L.M., POSSA, M.V. & COSTA, L.S.N. (1995). **Tratamento de Minérios**. Maio Gráfica Editora, 1º edição, Rio de Janeiro, 534 p.
- MAYNE, P.W. (1992). Interpretation of OCR from in situ tests in recent clay deposits. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29 (1), p. 166-167.
- MELLO, V.F.B. (1971). The Standard Penetration Test. **Proceedings of the 4th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, San Juan, Puerto Rico.
- MEYERHOF, G.G. (1976). Bearing capacity and settlement of pile foundations. **Journal of the Geotechnical Engineering**, v. 102, p. 197-228.
- MITCHELL, J.K. & GARDNER, W.S. (1975). In situ measurement of volume change characteristics. State of the art report, **Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties**, North Carolina State University, Raleigh.
- MITTAL, H.K. & MORGENSTERN, N.R. (1975). Parameters for design of tailings dam. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 12, p. 235-261.

MONDELLI, G. (2003). **Tecnologia de piezocone na investigação geoambiental de solos tropicais. Aplicação em aterros sanitários.** Exame de Qualificação do Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 20 p.

NIEBLE, C.M. (1987). Disposição de rejeitos em minas subterrâneas. **Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos industriais e de mineração (REGEO 87)**, Rio de Janeiro, p. 365-378.

ORTIGÃO J.A.R., CUNHA, R.P. & ALVES, L.S. (1996). In situ tests in Brasília porous clay. **Canadian Geotechnical Journal**, n° 33, p. 189-198.

PARRA, P.C. & LASMAR, N.T. (1987). Ruptura da barragem de rejeitos da Mina do Fernandinho. **Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos industriais e de mineração (REGEO 87)**, Rio de Janeiro, p. 423-444.

PARRA, P.C. & RAMOS, J.V. (1987). Ruptura, recuperação e estabilização da barragem de rejeitos da Mina do Pico São Luiz. **Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos industriais e de mineração (REGEO 91)**, Rio de Janeiro, p. 445-462.

PARRA, P.C., ÁVILA, J.P. & MUSMAN, J.V. (1991). Características específicas de projetos de barragens de rejeito de mineração. **Simpósio sobre barragens de rejeitos e disposição de resíduos (REGEO 91)**, Rio de Janeiro, v. 1, p. 1-13.

PEREIRA, E.L. (2001). **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático.** Relatório de Iniciação Científica PIP/CNPq, Universidade Federal de Ouro Preto.

POLITANO, C.F., DANZIGER, F.A.B. & DANZIGER, B.R. (2001). Correlações entre os resultados de CPT e SPT em solos residuais. **Solos e Rochas**, n° 24 (1), p. 55-71.

PRESOTTI, E.S. (2002). **Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro.** Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 153 p.

RIBEIRO, L.F.M. (2000). **Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicados a barragens de rejeitos**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 235 p.

ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. (1983a). Interpretation of cone penetration tests. Part I: sand . **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, p. 718-733.

ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. (1983b). Interpretation of cone penetration tests. Part II: clay . **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, p. 734-745.

ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. **Journal of the Geotechnical Engineering**, v. 111, p. 384-403.

ROBERTSON, P.K. & CAMPANELLA, R.G. (1988). Guidelines for using the CPT, CPTU and DMT for geotechnical design. **Report PA 87-023, Federal Highway Administration**, Washington.

ROBERTSON, P.K. (1989). Analysis and interpretation of piezocone tests. **International Seminar on Foundation Analysis and Design**. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ROBERTSON, P.K. (1990). Soil classification using the cone penetration test.. **Canadian Geotechnical Journal**, n° 27, p. 151-158.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G., GILLESPIE, D. & GREIG, J. (1986). Use of piezometer cone data. **Specialty Conference Use In Situ Testes in Geotechnical Engineering**, ASCE, New York.

SANTOS, A.G. (2004). **Influência do teor de ferro na condutividade hidráulica saturada de um rejeito de minério de ferro**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, 188 p.

SCHAAP, L.H.J. & ZUIDBERG, H.M. (1982). Mechanical and electrical aspects of the electric cone penetration tip. **Proceedings of the Second European Symposium in Penetration Testing (ESOPT II)**, Amsterdam, v. 2, p. 1011-1043.

SCHMERTMANN, J. (1970). Static cone to compute static settlement over sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v. 96, p. 1011-1043.

SCHMERTMANN, J.H. (1978). **Guidelines for cone penetration testing – performance and design**. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

SCHNAID, F. (2000). **Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos, 1ª edição, São Paulo, p. 260.

SCHNAID, F., SILLS, G.C. SOARES, J.M. & NYIRENDA, Z. (1997). Predictions of the coefficient of consolidation from piezocone tests. **Canadian Geotechnical Journal**, n° 34, p. 315-327.

SENNESET, K. & JANBU, N. (1984). Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests. **Proceedings of the Symposium on Strength Testing of Marine Sediments**, ASTM, San Diego, p. 41-54.

SENNESET, K., SANVEN, R. & JANBU, N. (1989). Evaluation of soil parameters from piezocone tests. In: **Transportation Research Record**, Washington D.C., USA, p. 24-37.

SILVA, A.A. (2001). **Caracterização geotécnica de barragens de rejeito via ensaio dilatométrico plano (DMT)**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, 127 p.

SILVA, O.R.M. (1999). **Shallow penetration tests in dense saturated sand**. M.Sc. Thesis, n° HE045, IHE Delft, Delft, 138 p.

SMITS, F.P. (1982). Penetration pore pressure measured with piezometer cones. **Proceedings of the Second European Symposium in Penetration Testing (ESOPTII)**, Amsterdam, v. 2, p. 871-876.

TERZAGHI, K. & PECK, R.B. (1997). **Soil mechanics in engineering practice**. John Wiley, New York.

VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (1996). **Fundações**. Editora Pini, 2^a edição, Rio de Janeiro, p. 500.

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

WROTH, C.P. (1984). The interpretation of in situ soil tests. **Géotechnique**, n°34 (4), p. 449-489.

APÊNDICE A

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO DOUTOR – PRAIACD1

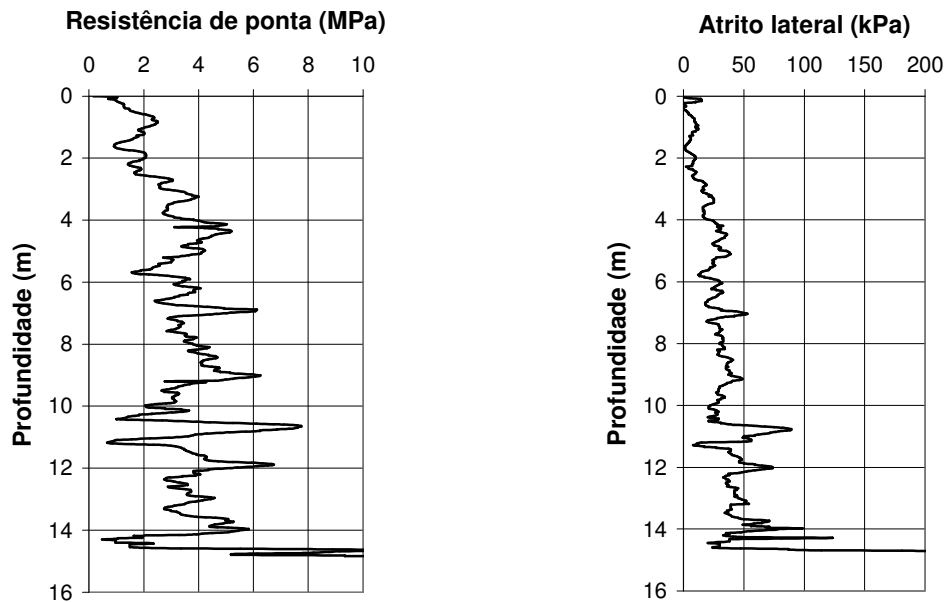


Figura A1 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio PraiaCD1

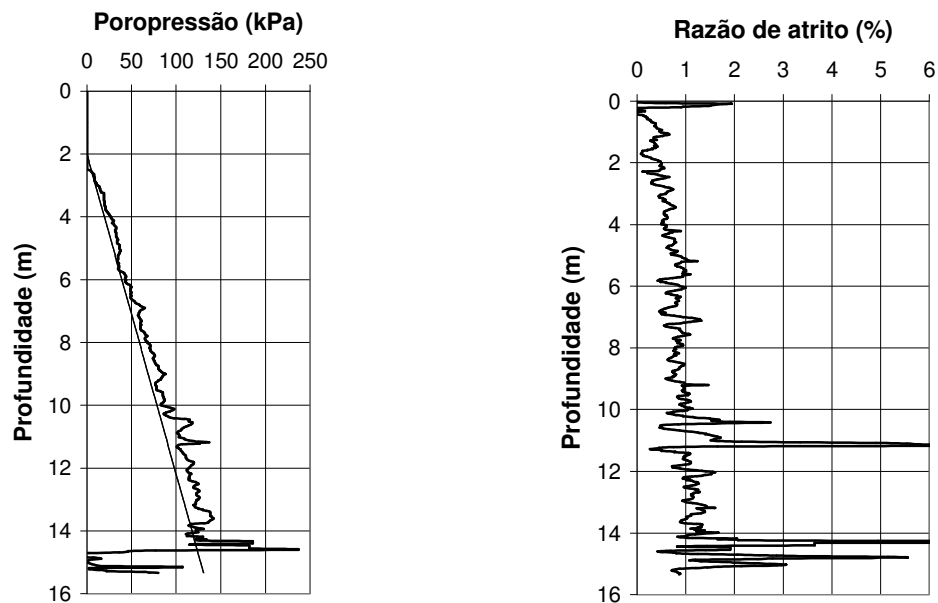


Figura A2 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCD1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO DOUTOR – PRAIACD2

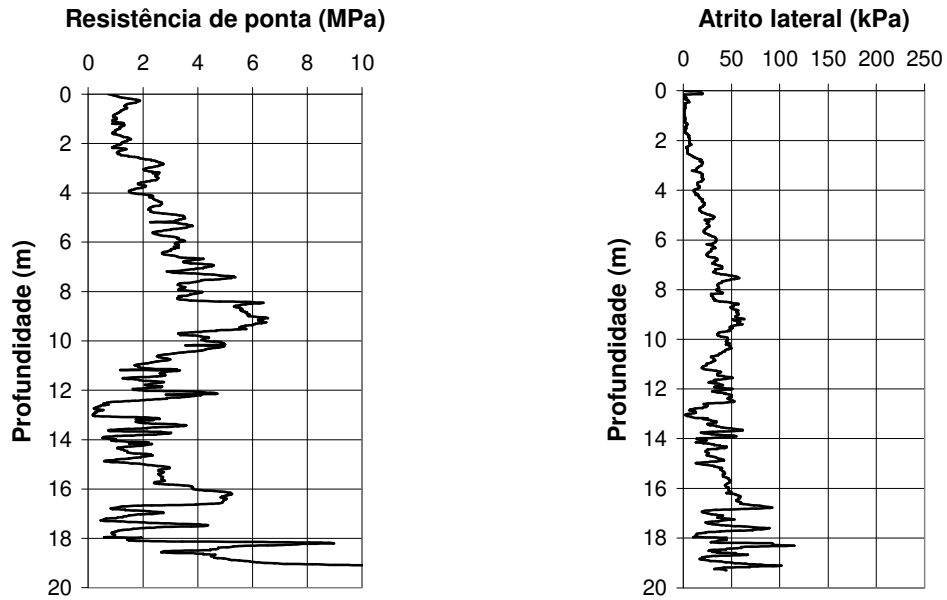


Figura A3 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio PraiaCD2

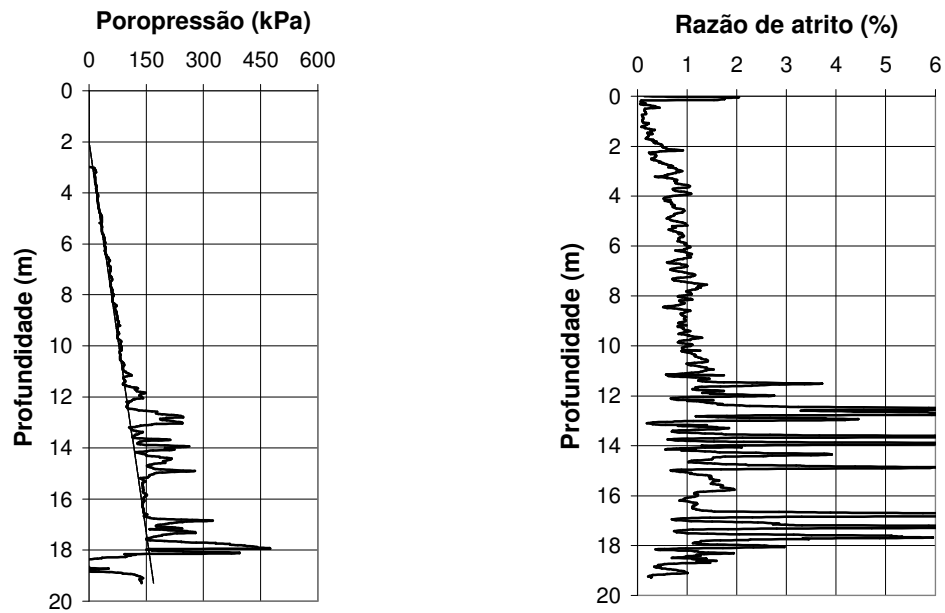


Figura A4 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCD2

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO DOUTOR – PRAIACD3

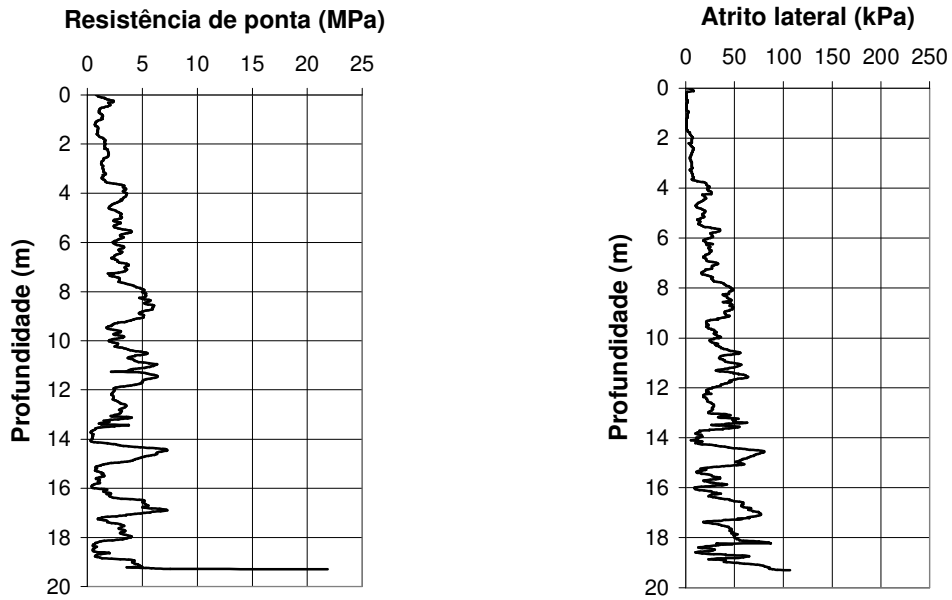


Figura A5 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio PraiaCD3

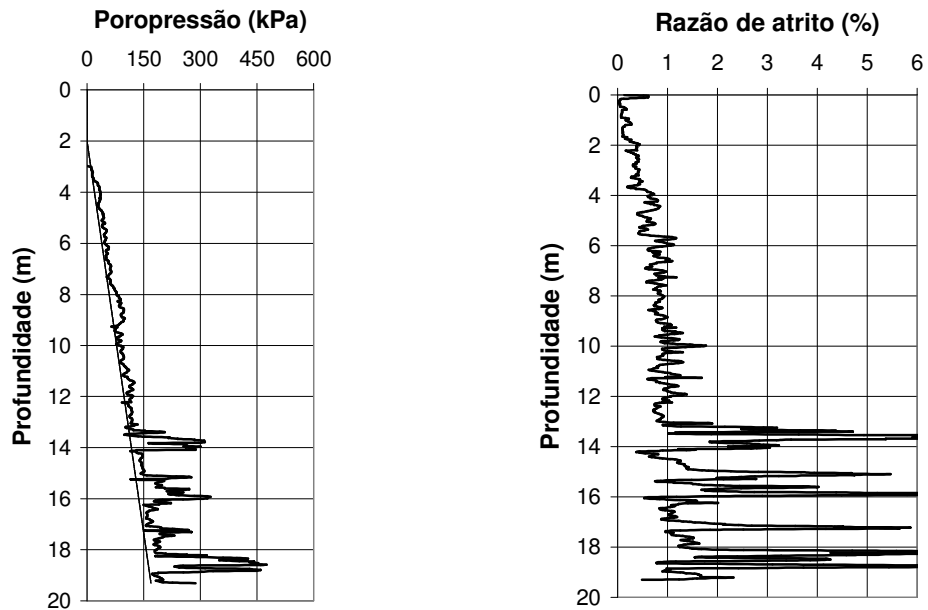


Figura A6 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCD3

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO DOUTOR – CRISTACD1

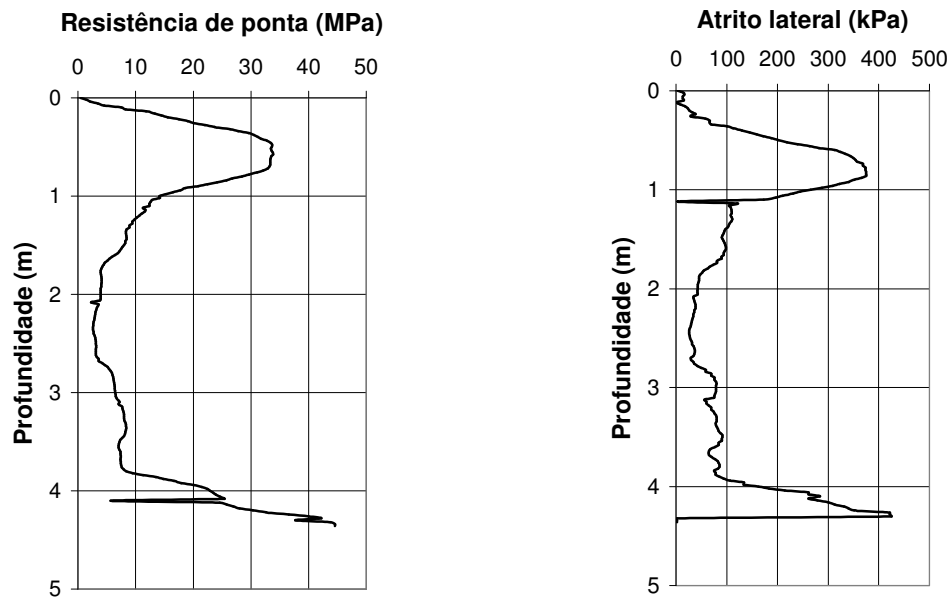


Figura A7 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCD1

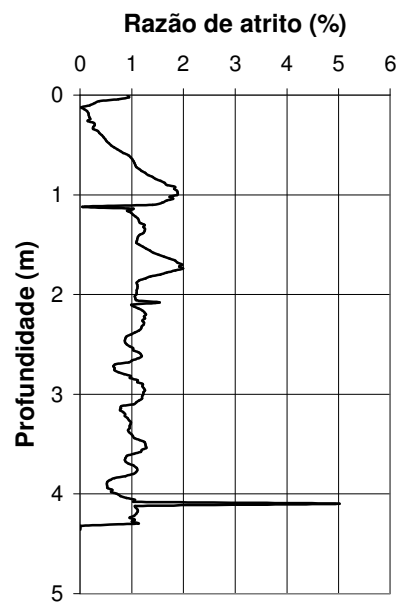


Figura A8 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCD1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO DOUTOR – CRISTACD2

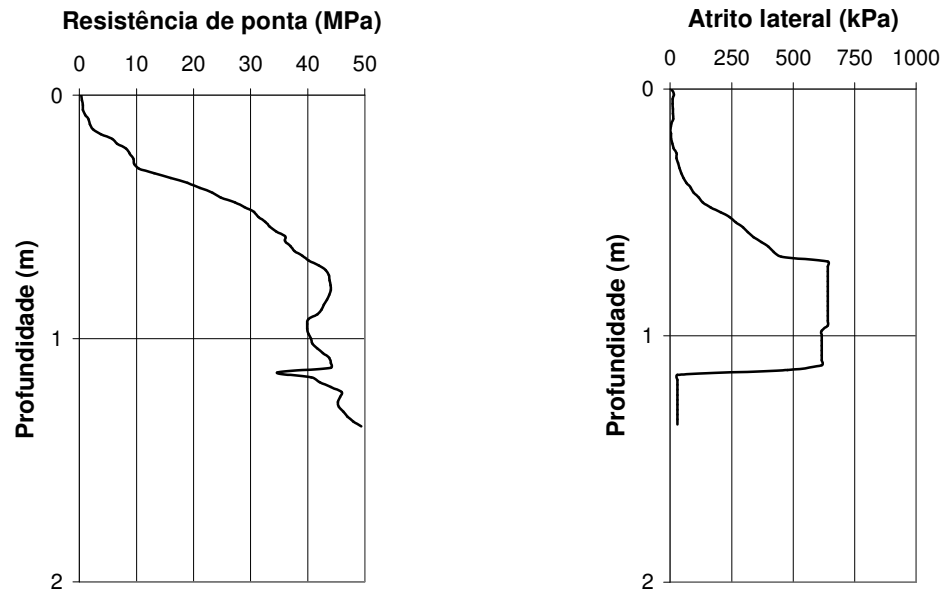


Figura A9 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCD2

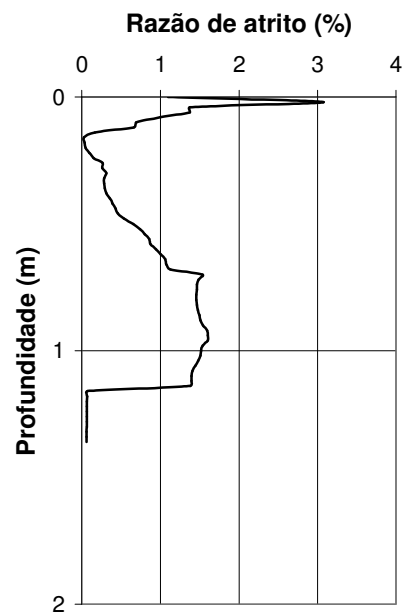


Figura A10 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCD2

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO DOUTOR

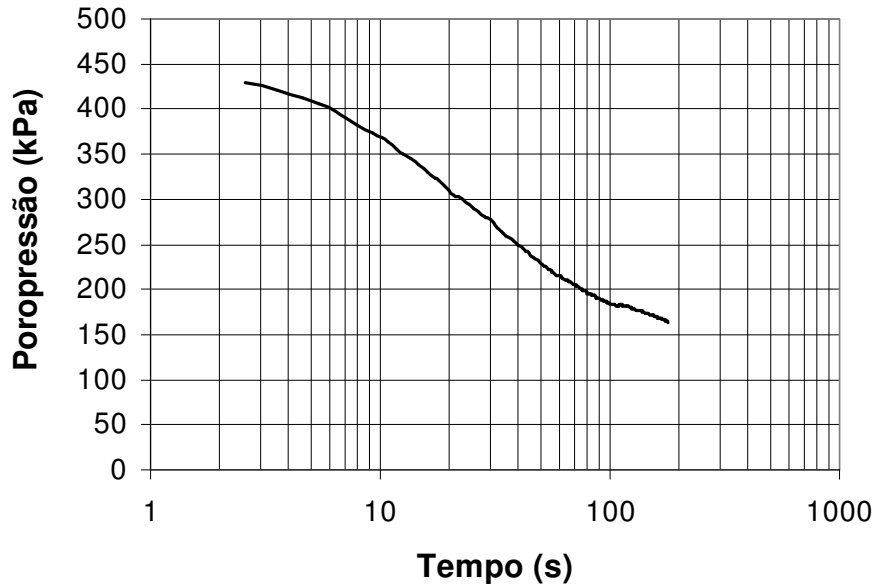


Figura A11 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio PraiaCD2
Profundidade – 17,95 metros
Nível d'água – 2 metros

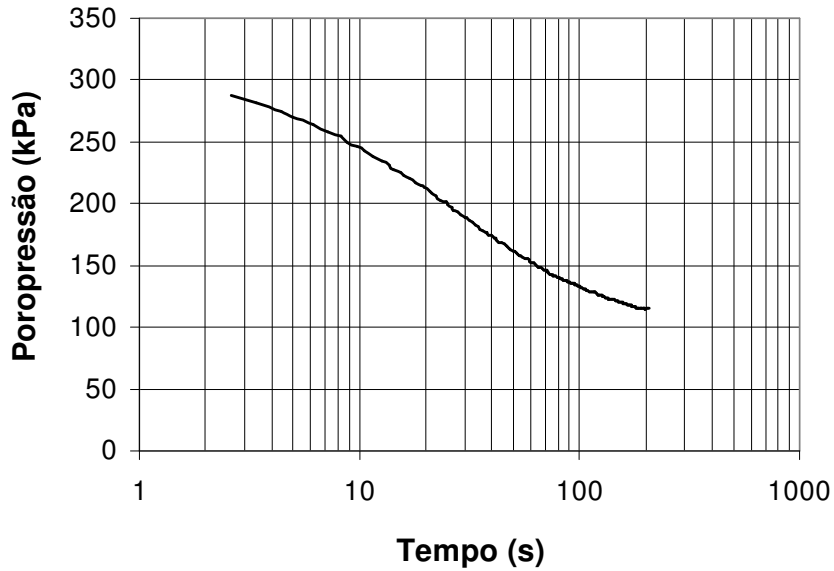


Figura A12 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio PraiaCD3
Profundidade – 14,10 metros
Nível d'água – 2 metros

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE CAMPO GRANDE – PRAIACG1

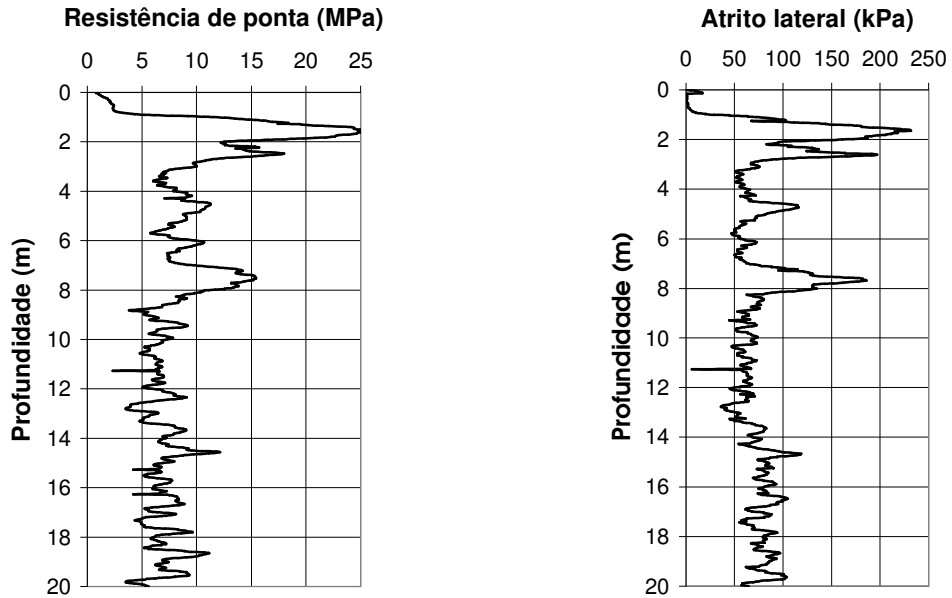


Figura A13 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio PraiaCG1

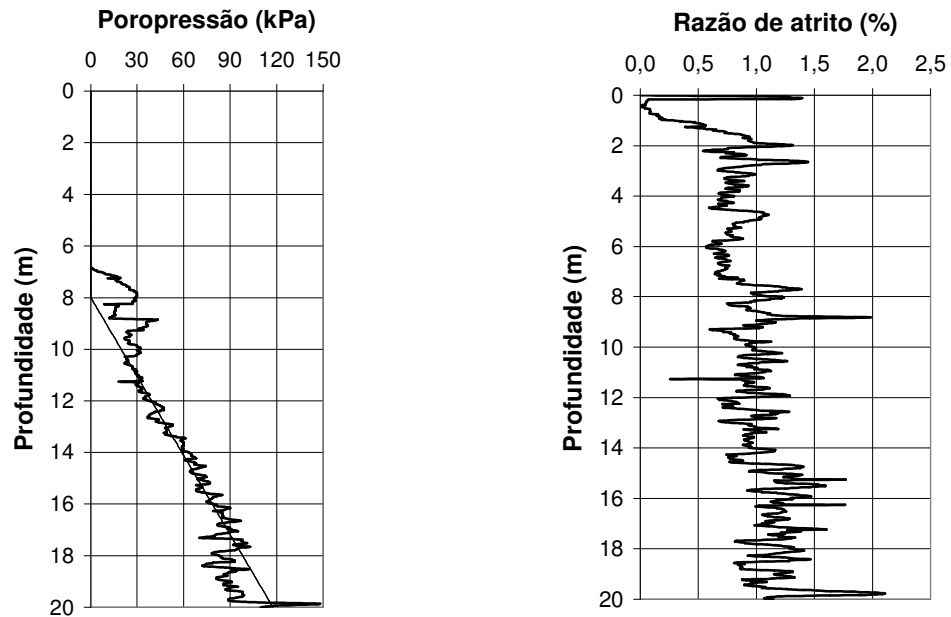


Figura A14 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCG1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE CAMPO GRANDE – PRAIACG2

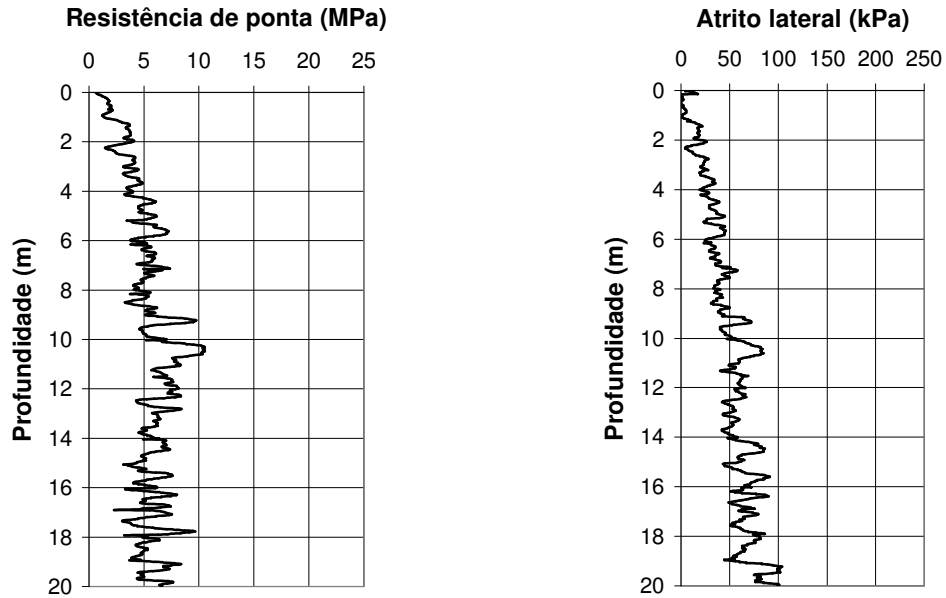


Figura A15 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio PraiaCG2

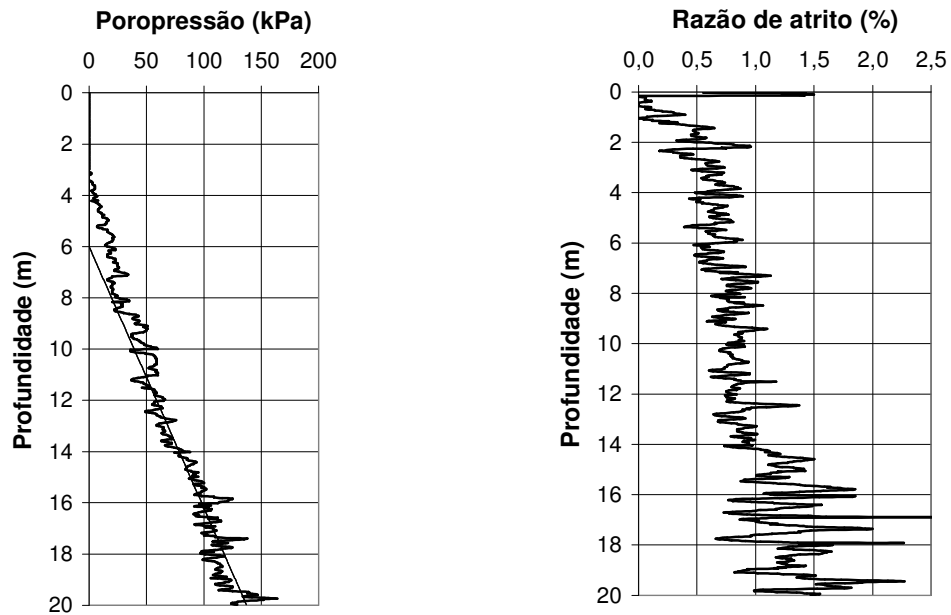


Figura A16 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaCG2

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE CAMPO GRANDE – CRISTACG1

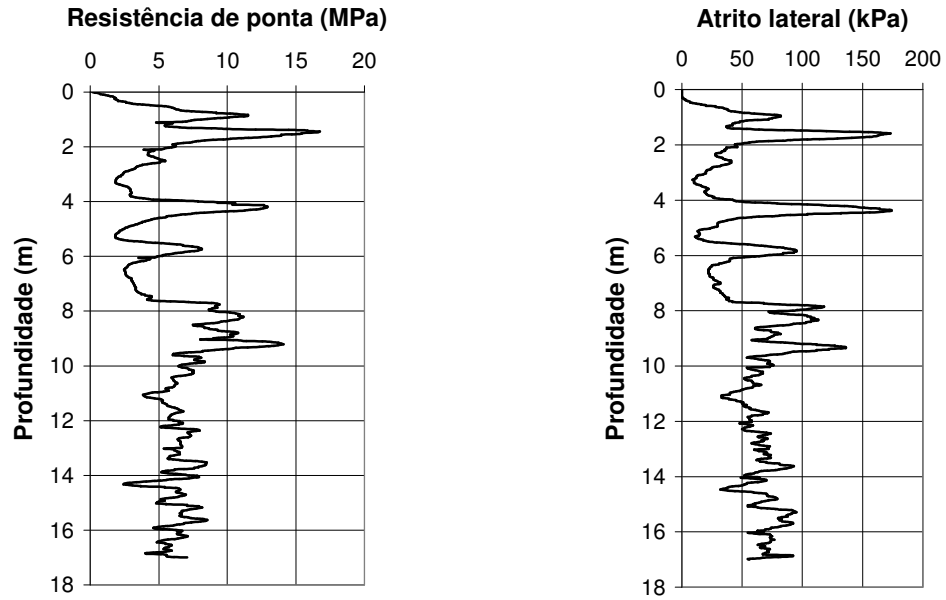


Figura A17 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCG1

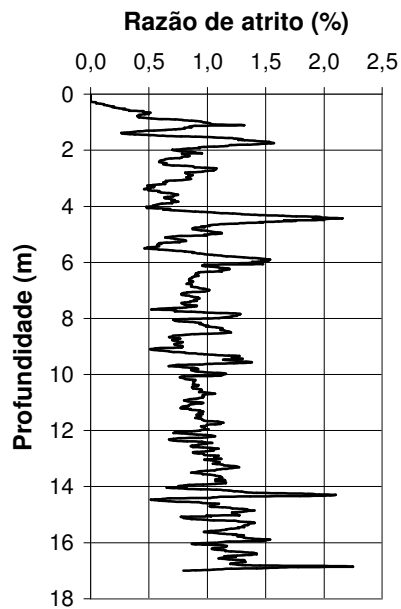


Figura A18 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCG1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE CAMPO GRANDE – CRISTACG2

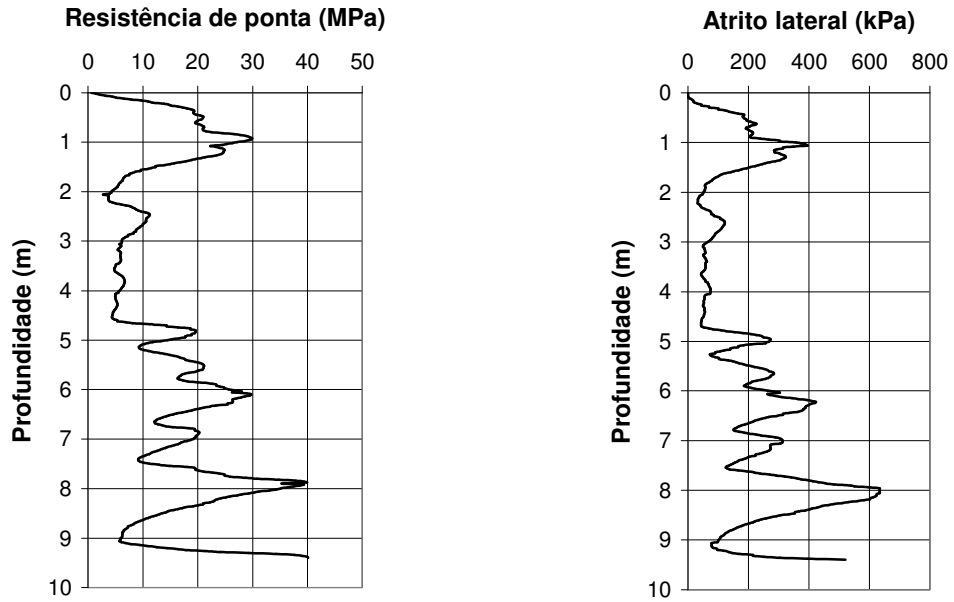


Figura A19 – Perfis da resistência de ponta e do atrito lateral do ensaio CristaCG2

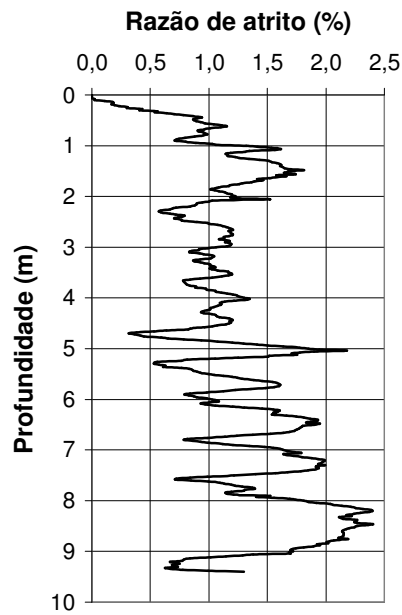


Figura A20 – Perfil da razão de atrito do ensaio CristaCG2

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO – PRAIAGS1

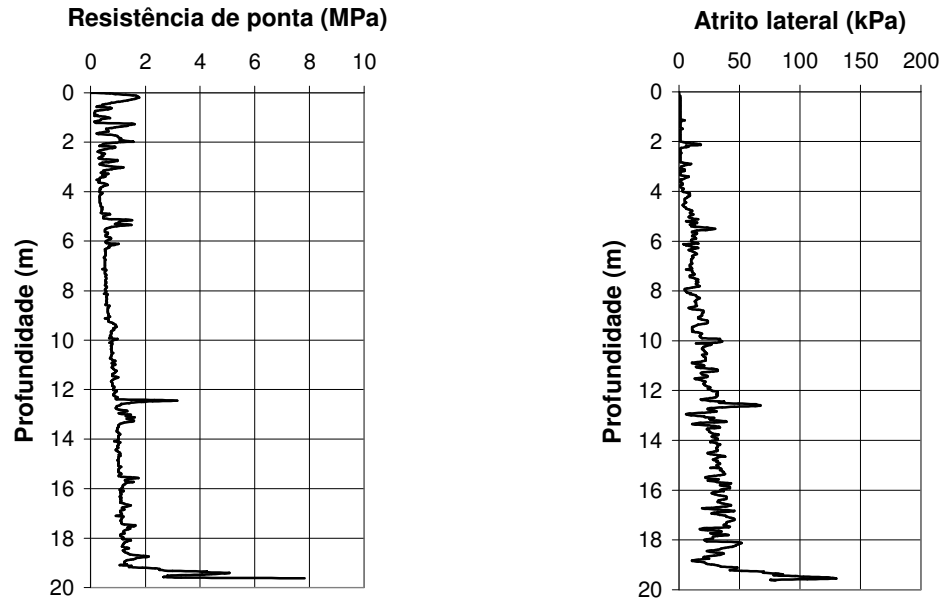


Figura A21 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio PraiaGS1

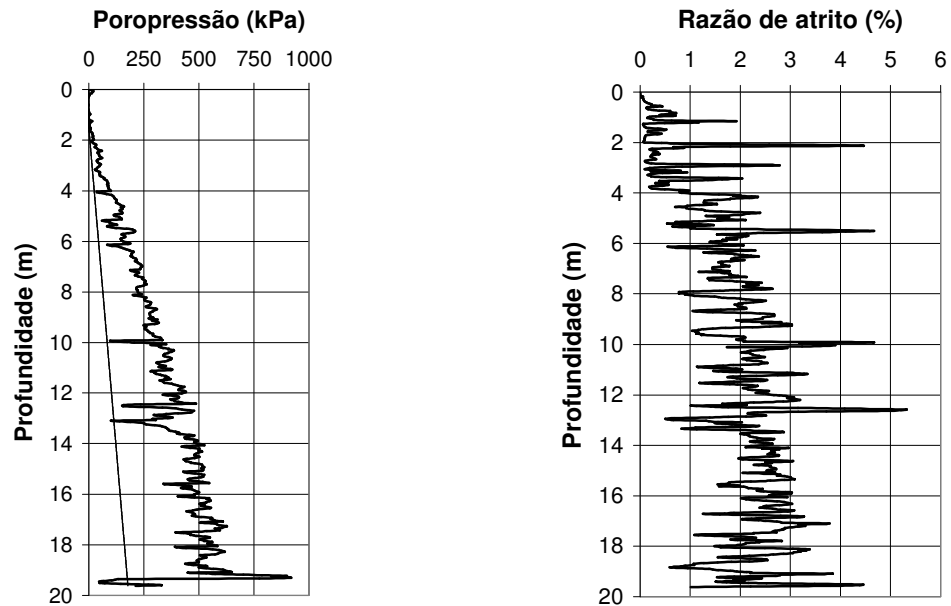


Figura A22 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio PraiaGS1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO – CRISTAGS1

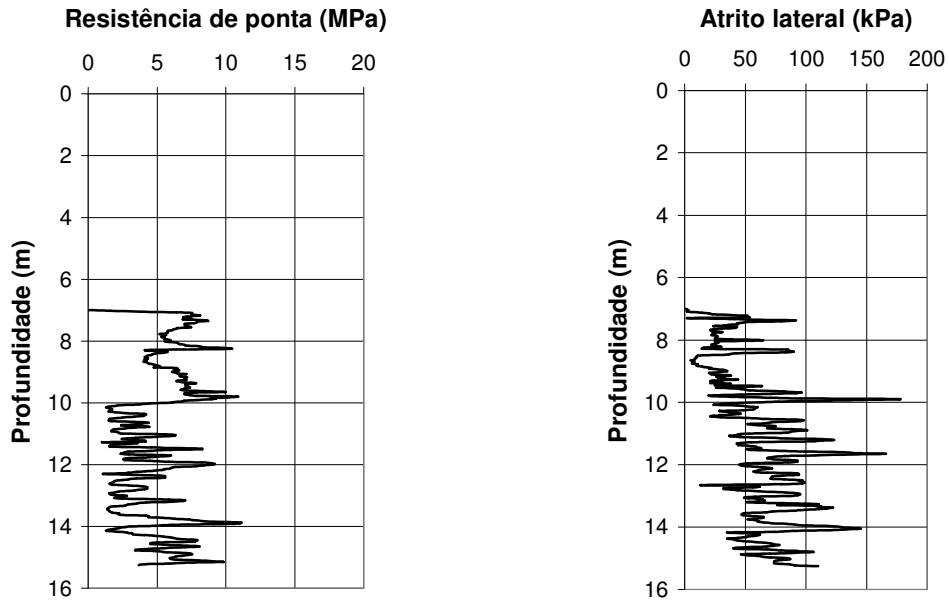


Figura A23 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio CristaGS1

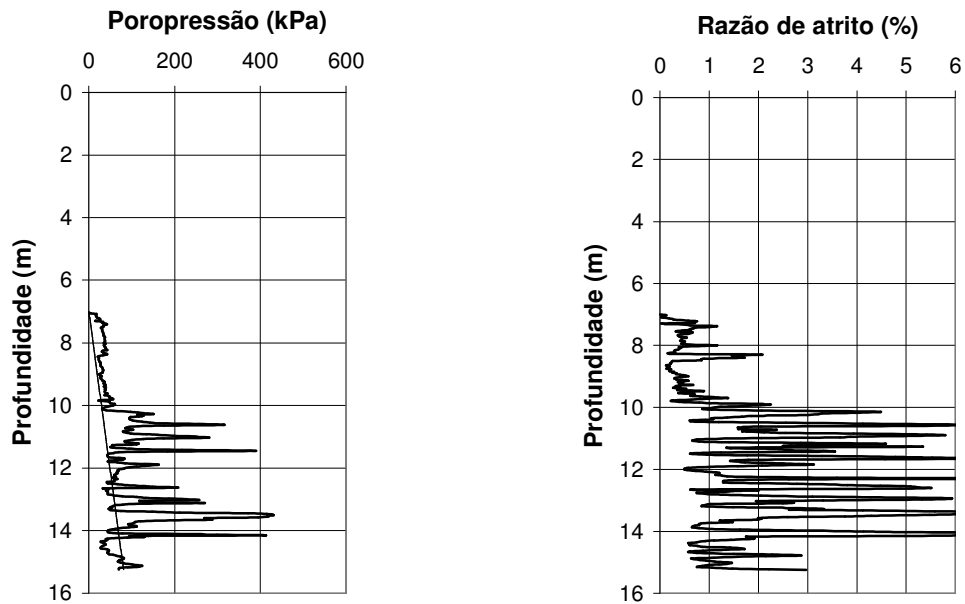


Figura A24 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio CristaGS1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO – BERMAGS1

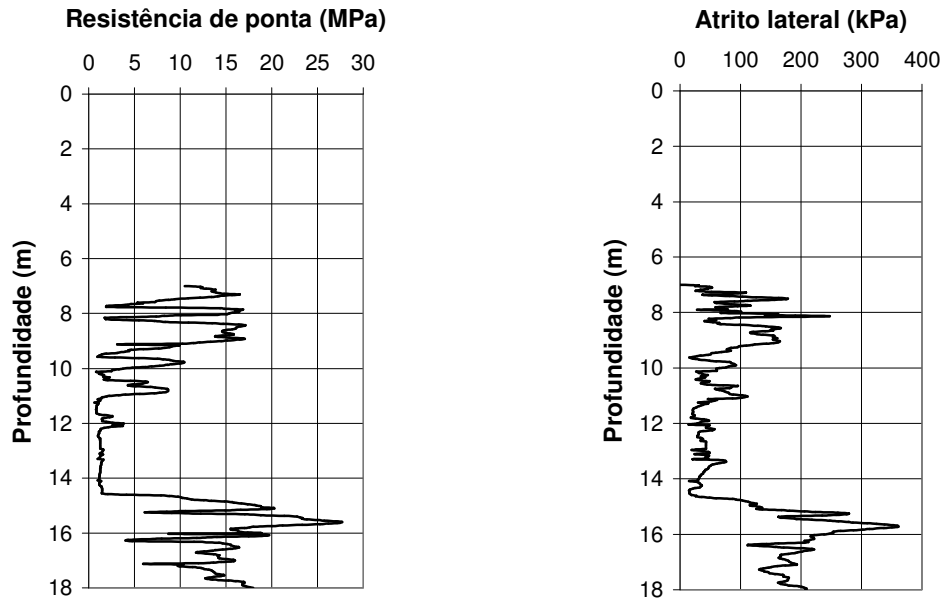


Figura A25 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio BermaGS1

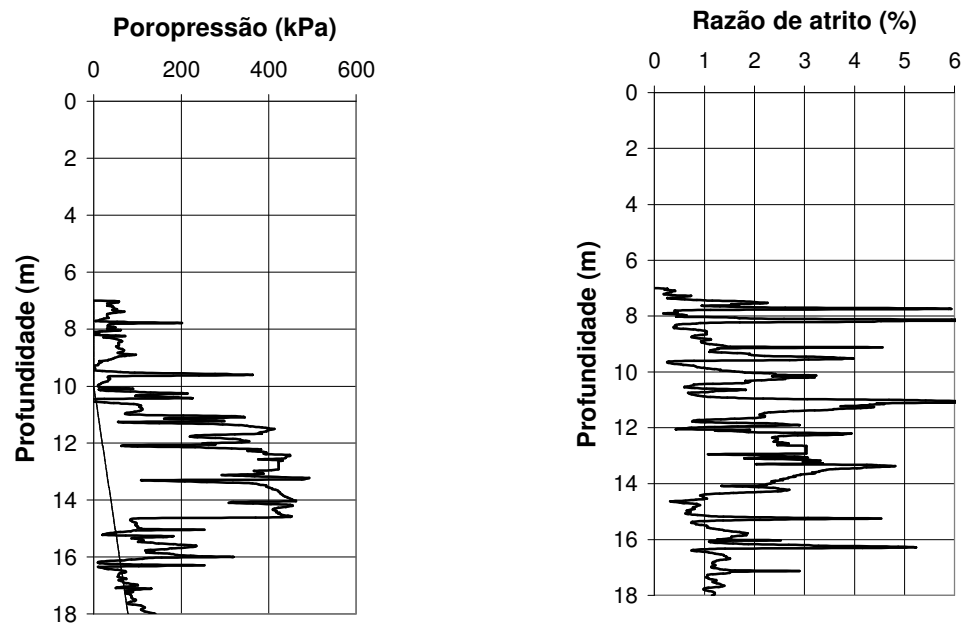


Figura A26 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio BermaGS1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO – BERMAGS2

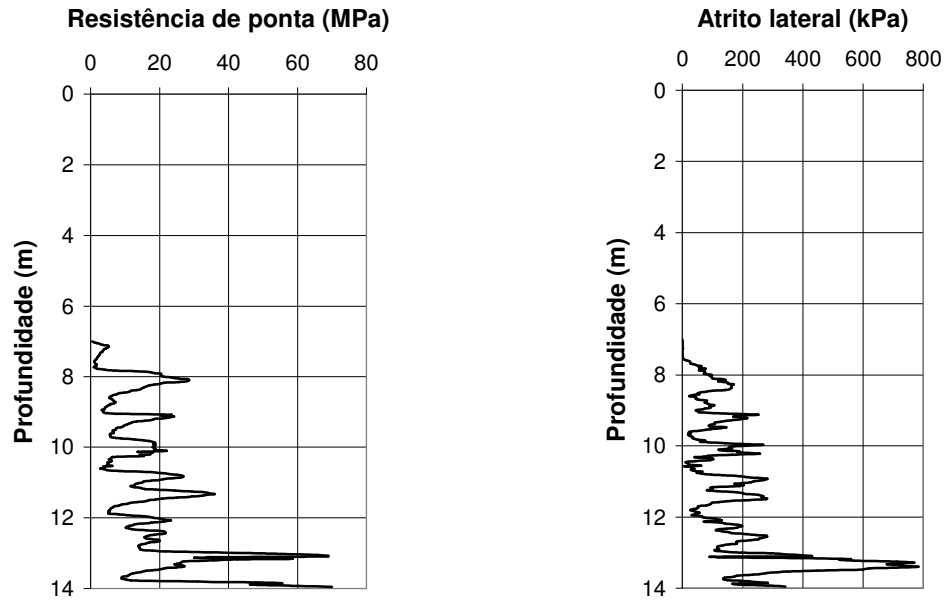


Figura A27 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio BermaGS2

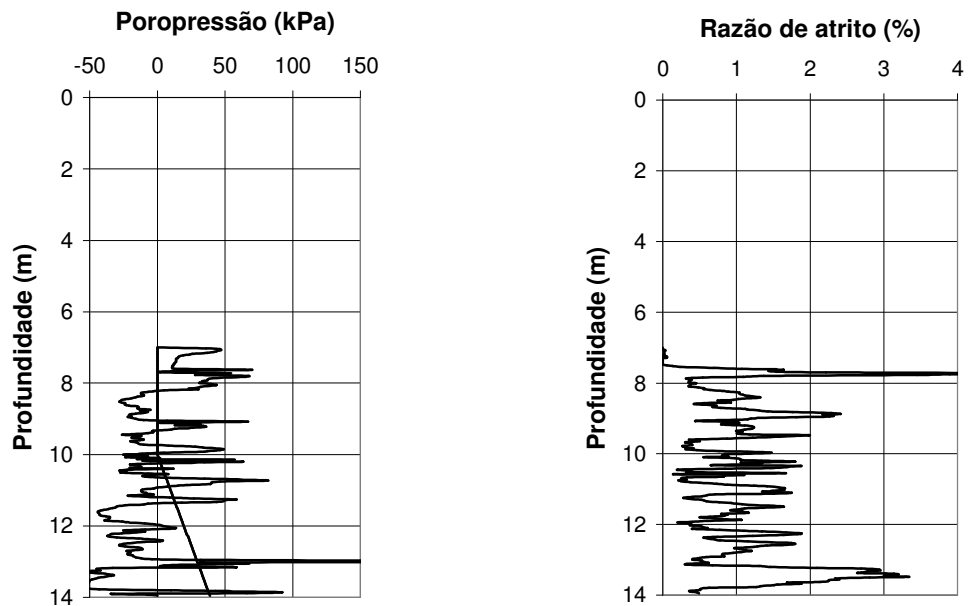


Figura A28 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio BermaGS2

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO

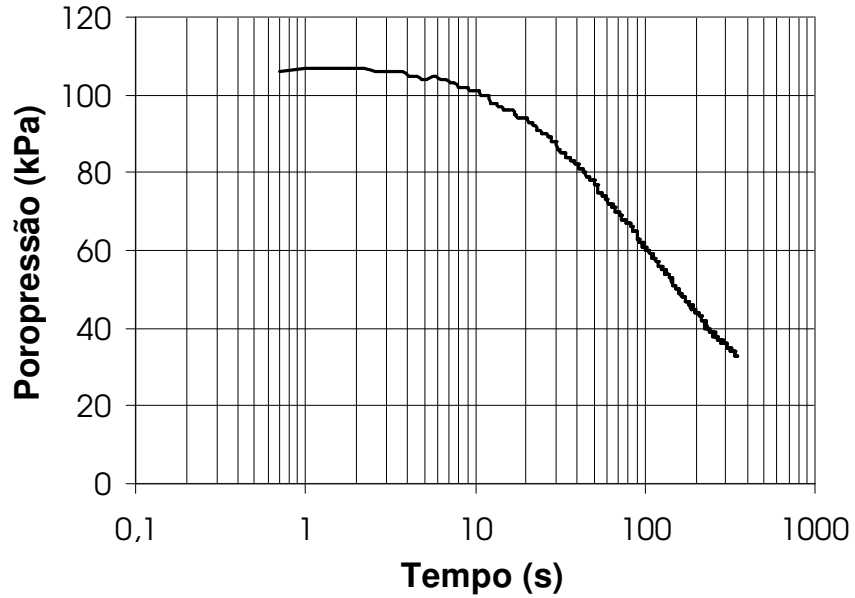


Figura A29 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio PraiaGS1
Profundidade – 4,01 metros
Nível d'água – 1,5 metros

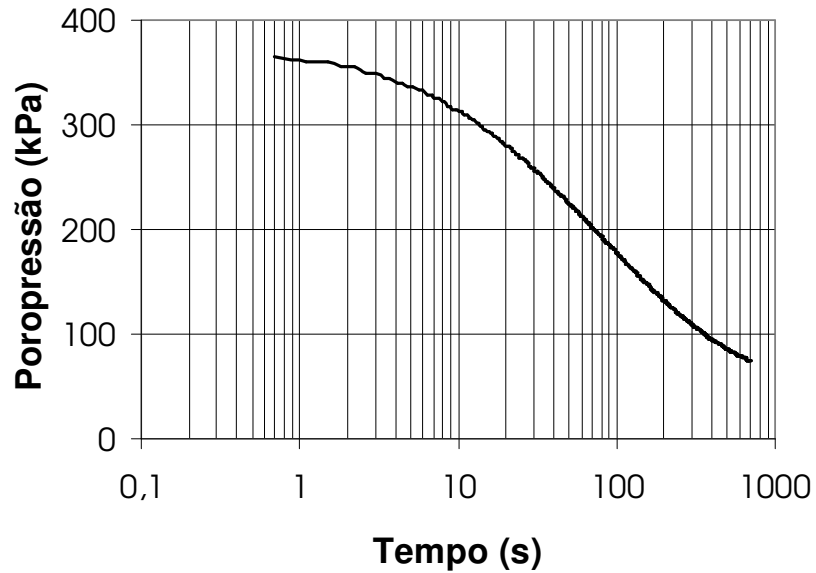


Figura A30 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio PraiaGS1
Profundidade – 9,91 metros
Nível d'água – 1,5 metros

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO

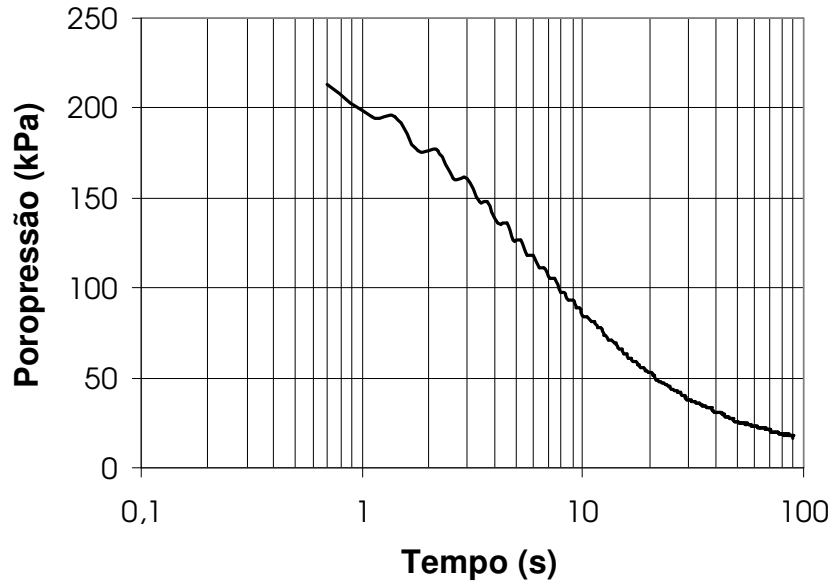


Figura A31 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio BermaGS1
Profundidade – 10,43 metros
Nível d'água – 10 metros

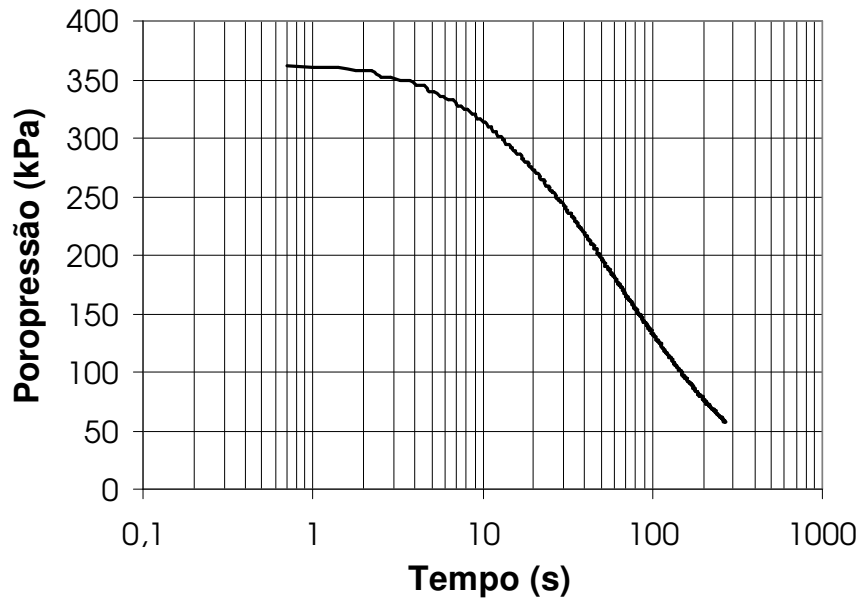


Figura A32 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio BermaGS1
Profundidade – 11,24 metros
Nível d'água – 10 metros

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO

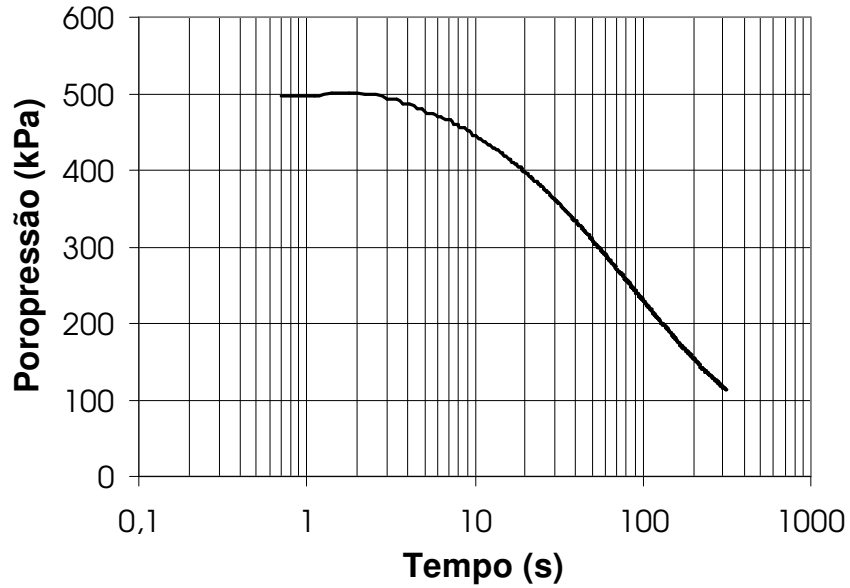


Figura A33 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio BermaGS1
Profundidade – 13,29 metros
Nível d'água – 10 metros

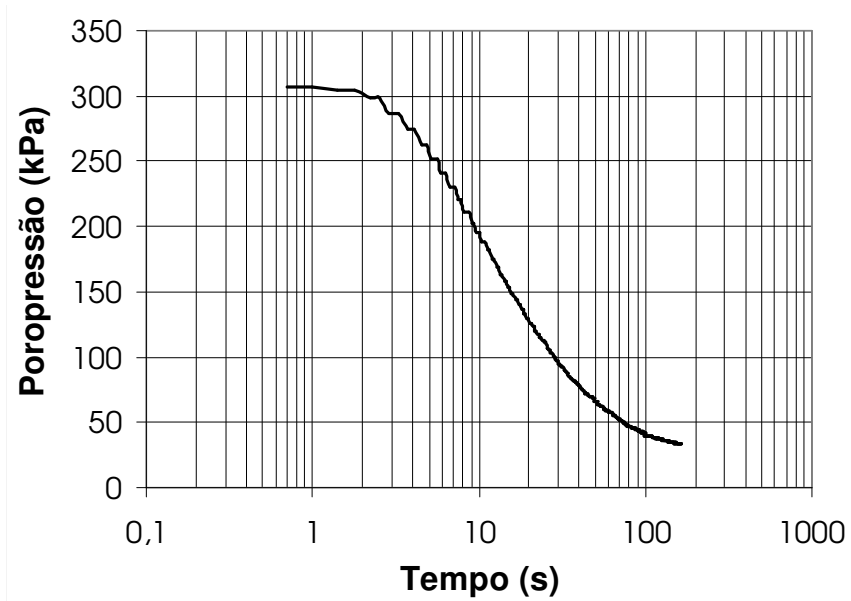


Figura A34 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio BermaGS2
Profundidade – 12,64 metros
Nível d'água – 10 metros

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DE GONGO SOCO

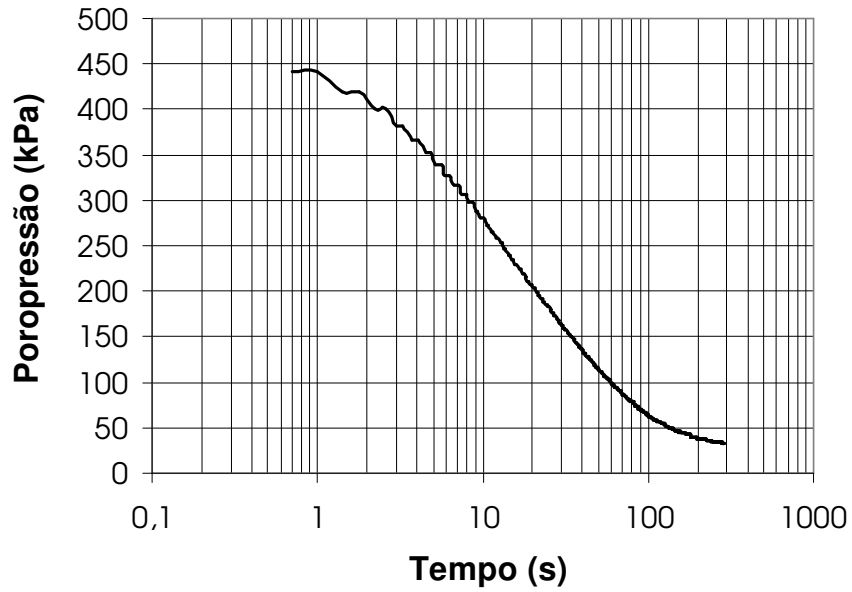


Figura A35 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio BermaGS2
Profundidade – 14,16 metros
Nível d'água – 10 metros

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO PONTAL – PONTAL 1

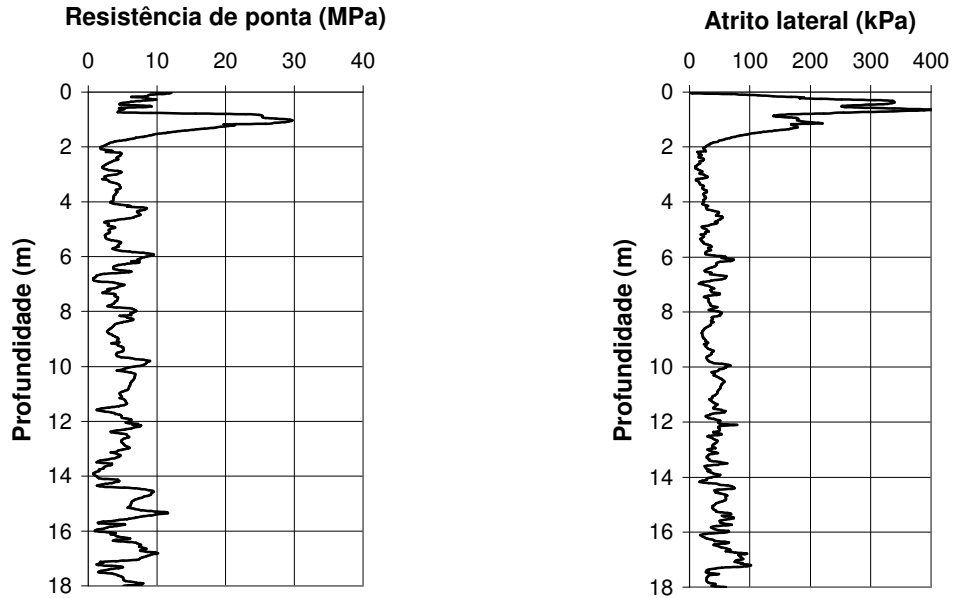


Figura A36 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio Pontal 1

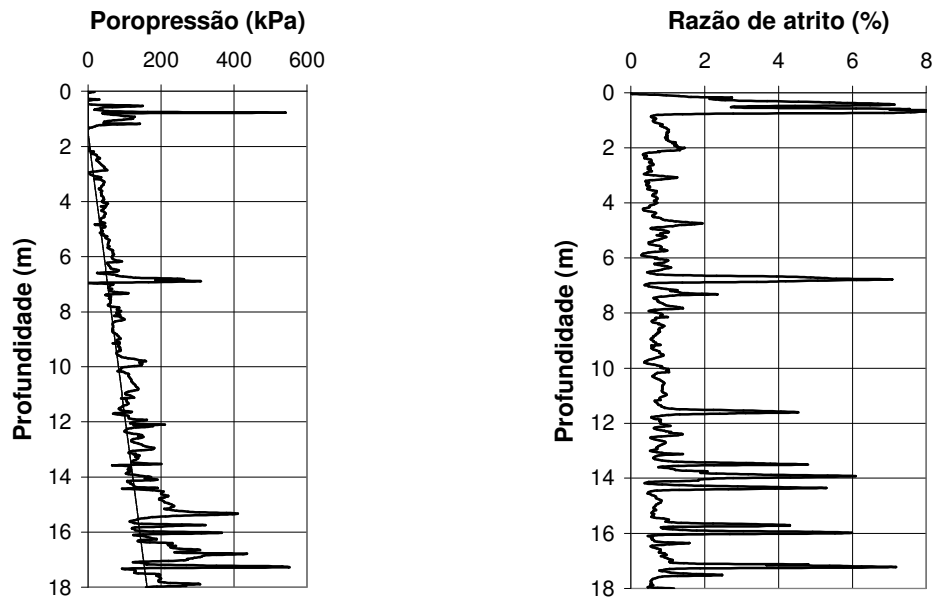


Figura A37 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio Pontal 1

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO PONTAL – PONTAL 2

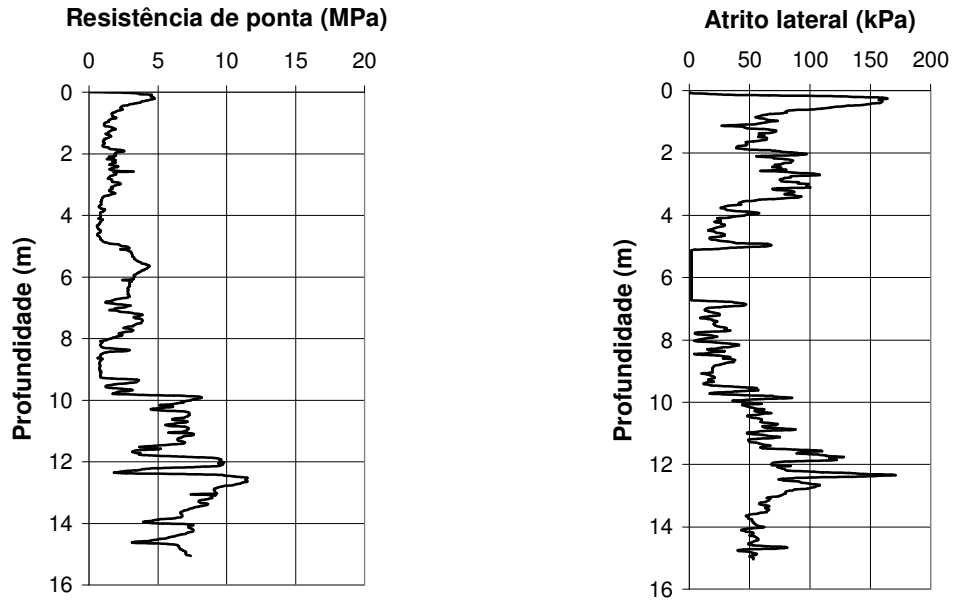


Figura A38 – Perfis da resistência de ponta corrigida e do atrito lateral do ensaio Pontal 2

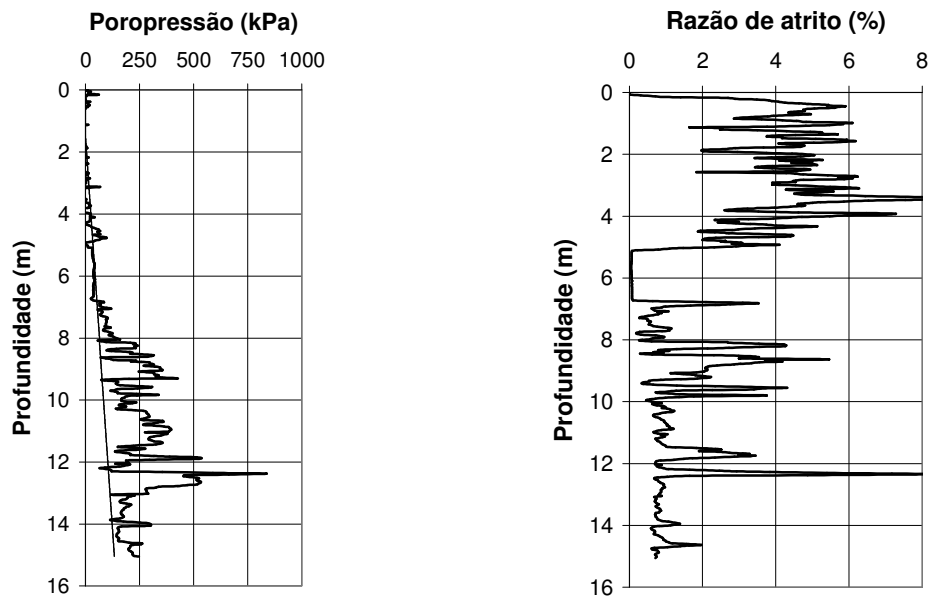


Figura A39 – Perfis da poropressão dinâmica e da razão de atrito do ensaio Pontal 2

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PIEZOCONE

BARRAGEM DE REJEITOS DO PONTAL

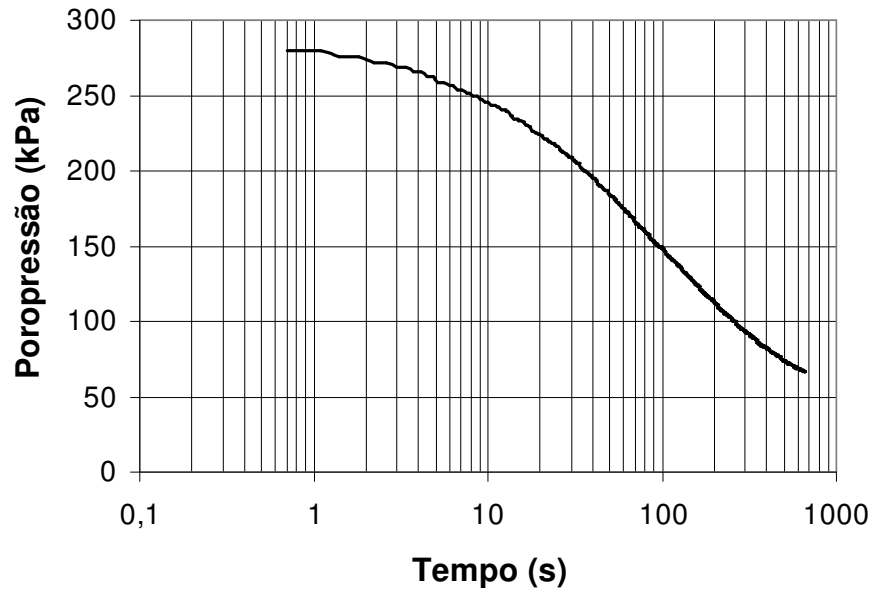


Figura A40 – Ensaio de dissipação do excesso de poropressão no ensaio Pontal 2
Profundidade – 8,62 metros
Nível d'água – 3 metros

A meu partido

Me deste a fraternidade para o que não conheço.
Me acrescentaste a força de todos os que vivem.
Me tornaste a dar a pátria como em um nascimento.
Me deste a liberdade que não tem o solitário.
Me ensinaste a acender a bondade, como o fogo.
Me deste a retidão que necessita a árvore.
Me ensinaste a ver a unidade e a diferença dos homens.
Me mostraste como a dor de um ser morreu na vitória de todos.
Me ensinaste a dormir nas camas duras dos meus irmãos.
Me fizeste construir sobre a realidade como sobre uma rocha.
Me fizeste adversário do malvado e muro do frenético.
Me fizeste ver a claridade do mundo e a possibilidade da alegria.
Me fizeste indestrutível porque contigo não termino em mim mesmo.

PABLO NERUDA
(1904-1973)