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

INFLUÊNCIA DO TEOR DE FERRO NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA SATURADA DE UM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

AUTOR: ALEXANDRE GONÇALVES SANTOS

ORIENTADOR: PROF. Dr. LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO

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, Julho de 2004.

S237i Santos, Alexandre Gonçalves.
Influência do Teor de Ferro na Condutividade Hidráulica Saturada de um Rejeito de Minério de Ferro [manuscrito]. / Alexandre Gonçalves Santos. - 2004.
xxii, 191p. : il. color., grf., tabs., mapas.

Orientador: Prof. Dr. Luis Fernando Martins Ribeiro.
Área de concentração: Geotecnia.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

1. Hidráulica - Teses. 2. Geotecnia - Teses. 3. Resíduos - Teses.

- Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento

Catalogação: Sisbin@sisbin.ufop.br

Dedico esta etapa de minha vida a meus pais, Geraldo e Luzia, por toda confiança, sacrifício e amor a mim dedicado durante toda minha vida. Dedico também esta conquista a minha namorada, Isis, por todo amor, compreensão e incentivo durante todos este anos em que estamos juntos.

AGRADECIMENTOS

A Deus.

Aos meus familiares, especialmente aos meus irmãos André e Gelúzia, pelo apoio, força e carinho.

À minha querida e amada Vó (Lili) presentes em todos os momentos desta caminhada.

Ao Professor Dsc. Luís Fernando Martins Ribeiro, que além de orientador, mestre e amigo contribui de forma marcante em meu desenvolvimento profissional.

Ao Professor Dsc. Romero César Gomes pelo apoio, orientação e amizade durante estes anos de mestrado.

Ao Professor e grande amigo Msc. Luiz Heleno Albuquerque Filho pelo apoio, amizade e acima de tudo incentivo para realização desta etapa.

Aos amigos do NGAM pelo incentivo, apoio durante todo o período de aprendizado do mestrado. Em especial ao amigo Eleonardo pelo apoio e aprendizado nesta etapa.

Aos Professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Mestrado em Geotecnia, Adilson do Lago Leite, Saulo Gutemberg, Waldyr Lopes de Oliveira, Frederico Garcia Sobreira, Christianne de Lyra Nogueira e Luís Gonzaga Araújo pelos conhecimentos compartilhados.

Aos amigos de mestrado, Leonardo, Francisco, Roberto e Zé Bernardo pelo incentivo e cooperação.

Aos amigos de toda hora Jú, Marley, Coelhinho, Bruninho,Cristiano e Demétrio pela amizade, companheirismo pelos momentos de descontração.

À minha querida República Lumiar por todos os momentos vividos juntos nestes anos de caminhada.

Ao Professor Walter Dornelas, Róvia, Rosa e Josafá pela amizade e colaboração.

A todos os amigos do Laboratório de Geotecnia da CEMIG, pelo apoio e infra-estrutura na realização de ensaios de laboratório durante deste trabalho.

À Companhia Vale do Rio Doce (CVRD), pelo apoio e infra-estrutura na realização de ensaios de campo durante deste trabalho.

À UFOP e CAPES pelo apoio e auxílio financeiro.

RESUMO

Atualmente o crescente aumento do volume de rejeitos gerados pelo aproveitamento de minerais com teor de ferro cada vez mais baixo, tem motivado as mineradoras a adotar como solução principal para disposição destes rejeitos a técnica do aterro hidráulico. Esta metodologia tende a gerar incertezas relacionadas às características do rejeito e ao processo de deposição na praia. Considerando este método construtivo, o rejeito de minério de ferro é lançado de forma aleatória sem controle das variáveis que atuam nas operações de descarga. Assim, é possível encontrar regiões na barragem com altas concentrações de ferro e que alteram as propriedades geotécnicas deste material. Estas zonas são formadas devido ao processo de segregação que ocorre na praia durante o lançamento e tendem a apresentar diferentes propriedades geotécnicas devido principalmente às diferenças no valor da densidade e granulometria do depósito formado.

Neste contexto, o objetivo desta pesquisa constituiu no estudo do comportamento do rejeito em função das porcentagens de ferro verificando suas variações na condutividade hidráulica saturada através de ensaios de laboratório e de campo. Deste modo, foram realizados ensaios para verificar a influência das partículas de ferro no valor da condutividade hidráulica saturada, analisado o efeito ao longo da distância ao ponto de lançamento. Estes parâmetros foram obtidos utilizando-se amostras do ensaio de simulação de deposição hidráulica (RIBEIRO, 2000) além de análises da condutividade hidráulica saturada no campo. Com base nos resultados obtidos foram observadas relações entre as variáveis de deposição e a condutividade hidráulica saturada considerando as características do depósito formado (granulometria, densidade e teor de ferro). O aspecto mais importante deste trabalho refere-se à influência da segregação hidráulica na condutividade hidráulica deste rejeito, preponderantemente influenciada pelo peso da partícula gerando uma significativa alteração no gradiente de permeabilidade ao longo do caminho de deposição a partir do ponto de lançamento.

ABSTRACT

Nowadays the constantly increasing of waste generation due to the use of ores with low iron concentration has induced mining companies to adopt the hydraulic fill technique as the main solution for tailings disposal. This methodology tends to generate some uncertainties linked to the waste characteristics and to the deposition process along the beach. Considering this construction method, the iron ore waste is discharged randomly without control of the variables that act in the discharge operation. So, it is possible to find some regions along the beach with high iron concentrations changing the geotechnical parameters of these materials. These zones are formed due to the segregation pattern that happens in the beach during its deposition and they tend to present different geotechnical properties considering mainly the differences in the grain size distribution and densities of the deposit.

In this context, the objective of this research constituted of studying the tailings behaviour in function of the iron content verifying the changes in the saturated hydraulic conductivity based on laboratory and field tests. Some tests were carried out in order to verify the iron particle influence upon the saturated hydraulic conductivity, analysing their effects along the distance of the discharge point. These parameters were obtained using samples collected from the hydraulic deposition simulation tests (RIBEIRO, 2000) and from hydraulic conductivity tests realized in the field. Based on the obtained results in the experimental programme, it was observed the relation among the hydraulic deposition variables and hydraulic conductivity considering the characteristics of the deposit (grain size distribution, densities and iron content). The most important aspect of this work was the influence of hydraulic segregation in the hydraulic conductivity of this waste, essentially influenced by particle weight generating a significant change in the gradient of permeability along the deposition way from the discharge point.

CAPÍTULO **PÁGINA**

1 – INTRODUÇÃO..... 1

1.1.CONSIDERAÇÕES INICIAIS..... 1
1.2.OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO..... 4
1.3.ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO..... 5

2 – REJEITOS GRANULARES DEPOSITADOS HIDRAULICAMENTE..... 8

2.1. REJEITOS..... 8
2.2. ATERROS HIDRÁULICOS APLICADOS À DISPOSIÇÃO DE REJEITOS.....10
2.3. SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS..... 15
2.3.1. Método de montante..... 17
2.3.2. Método de jusante..... 18
2.3.3. Método de linha de centro..... 20
2.4. SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA..... 21
2.5. DENSIDADE..... 22
2.6 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO..... 23
2.7. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE..... 25

3 – HIDRÁULICA SATURADA DE SOLOS GRANULARES..... 31

3.1. INTRODUÇÃO..... 31
3.2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS..... 31
3.2.1. Lei de Darcy..... 31
3.2.2. Velocidade de descarga e velocidade real..... 33
3.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS GRANULARES..... 35
3.4. PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS GRANULARES..... 38
3.5. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA..... 42

3.5.1 Métodos indiretos..... 42
3.5.2 Métodos diretos..... 45
3.5.3. Caracterização da condutividade hidráulica em laboratório..... 45
a) Ensaio de carga constante..... 50
b) Ensaio de carga variável..... 51
c) Ensaio de permeabilidade saturada com a bomba de fluxo..... 53
3.5.4. Caracterização da condutividade hidráulica no campo..... 55
a) Ensaio de infiltração utilizando o Permeâmetro de Guelph..... 57
b) Ensaio em poços..... 73

4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL..... 79

4.1. INTRODUÇÃO..... 79
4.2 CARACTERÍSTICAS DA PILHA DO MONJOLO..... 80
4.3 CARACTERIZAÇÃO DO REJEITO DA PILHA DE MONJOLO..... 82
4.4. PROCESSO DE OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS..... 83
4.4.1 Amostras obtidas através do Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) 83
4.4.2 Amostras obtidas através da coleta realizada no campo..... 85
4.5. CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE REJEITO..... 88
4.5.1. Determinação da massa específica dos grãos..... 88
4.5.2. Determinação do teor de ferro das amostras..... 89
(a) Ensaio determinação do teor de ferro total – correlação com a massa específica dos grãos..... 89
(b) Ensaio determinação do teor de ferro total – método redução por cloreto de titânio III..... 92
4.5.3. Determinação das curvas granulométricas..... 95
4.5.4. Determinação dos índices de vazios máximo e mínimo..... 98
4.5.5. Ensaios para determinação do índice de vazios no campo..... 101
(a) Método do cilindro biselado..... 105
(b) Método do frasco de areia..... 106
4.6. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO REJEITO ATRAVÉS DO ENSAIO DE CARGA CONSTANTE..... 108
4.6.1. Moldagem das amostras reconstituídas utilizando o rejeito..... 108

4.6.2. Resultados dos ensaios de carga constante..... 112
4.7. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO REJEITO ATRAVÉS DE ENSAIOS COM A BOMBA DE FLUXO..... 114
4.7.1. Moldagem das amostras reconstituídas utilizando o rejeito..... 114
4.7.2. Resultados dos ensaios com a bomba de fluxo..... 114
4.8. ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO COM O PERMEÂMETRO GUELPH..... 119
4.8.1. Procedimentos utilizados durante o ensaio com o Permeâmetro de Guelph. 120
(a) Procedimento para uma altura de carga (ELRICK et al., 1989)..... 120
(b) Procedimento para duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1985) 120
4.8.2. Cálculo da condutividade hidráulica saturada de campo..... 121
(a) Método de uma altura de carga (ELRICK et al., 1989)..... 121
(b) Método das duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1985).... 122
(c) Método das duas alturas de carga com escala heterogênea (REYNOLDS e ELRICK, 1985)..... 123
(d) Método de PHILIP (1985)..... 124
4.9. ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO EM FUROS DE SONDAGENS..... 125

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS..... 129

5.1. INTRODUÇÃO..... 129
5.2. CARACTERIZAÇÃO DO TEOR DE FERRO DO REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO..... 129
5.3. CARACTERIZAÇÃO DO REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO..... 133
5.4. CARACTERÍSTICAS DE COMPACIDADE DOS REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO..... 138
5.5. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO..... 144
5.5.1. Relação entre o índice de vazios e a condutividade hidráulica..... 148
5.5.2. Relação entre o teor de ferro, granulometria e a condutividade hidráulica.. 151
5.5.3. Relação entre a distância do ponto de descarga e a condutividade hidráulica 155
5.5.4. Comparação entre os resultados dos ensaios de campo e laboratório para determinação da condutividade hidráulica..... 158

6 – CONCLUSÕES..... 161

6.1. CONCLUSÕES GERAIS..... 161
6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS..... 166

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 168

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA CONSTANTE..... 178

A.1 – AMOSTRA MA8-000..... 178
A.2 – AMOSTRA MA8-040..... 179
A.3 – AMOSTRA MA8-080..... 180
A.4 – AMOSTRA MA8-120..... 181

B – RESULTADOS DOS ENSAIOS COM A BOMBA DE FLUXO..... 182

B.1 – AMOSTRA MA8-000..... 182
B.2 – AMOSTRA MA8-040..... 183
B.3 – AMOSTRA MA8-080..... 185
B.4 – AMOSTRA MA8-120..... 186
B.5 – FURO 01..... 188
B.6 – FURO 02..... 188
B.7 – FURO 03..... 189
B.8 – FURO 04..... 189
B.9 – FURO 05..... 190
B.10 – FURO 06..... 190
B.11 – FURO 07..... 191

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema geral do processo de formação dos rejeitos. 8
Figura 2.2 – Seção típica de uma barragem heterogênea (RIBEIRO, 2000). 13
Figura 2.3 – Seção típica de uma barragem homogênea (RIBEIRO, 2000). 13
Figura 2.4 – Seção típica de uma barragem mista (RIBEIRO, 2000). 14
Figura 2.5 – Métodos de descarga: a) por ponto único b) em linha (Modificado – RIBEIRO, 2000). 17
Figura 2.6 – Método construtivo de montante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004). 18
Figura 2.7 – Método construtivo de jusante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004). 19
Figura 2.8 – Método construtivo de linha de centro (ALBUQUERQUE FILHO, 2004). 20
Figura 2.9 – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica em um depósito de rejeitos (Modificado – VICK, 1983). 27
Figura 2.10 – Fatores que influenciam a posição da linha freática em barragens alteadas pelo Método de Montante (Modificado – VICK, 1983). 28
Figura 2.11 – Variação da permeabilidade em função da distância do ponto de lançamento na praia (Modificado – BLIGTH, 1994)..... 29
Figura 2.12 – Efeito da variação da permeabilidade sobre a posição da linha freática em aterros hidráulicos (Modificado – BLIGTH, 1994)..... 30
Figura 3.1 – Experimento de Darcy..... 32
Figura 3.2 – Conceitos macroscópico e microscópico de velocidade..... 34
Figura 3.3 - Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Rígida (Modificado – DANIEL, 1994)..... 47
Figura 3.4 - Esquema construtivo de um Permeâmetro com Célula de Consolidação (Modificado – DANIEL, 1994)..... 48
Figura 3.5 - Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Flexível (Modificado – DANIEL, 1994)..... 49
Figura 3.6 - Ensaio de carga constante (Modificado – POWRIE, 1997)..... 51
Figura 3.7 – Ensaio de carga variável (Modificado – POWRIE, 1997)..... 52
Figura 3.8 – Esquema geral do ensaio de permeabilidade saturada com a bomba de fluxo (BOTELHO 2001)..... 54
Figura 3.9 – Esquema do permeâmetro de Guelph (Modificado – SOTO, 1999.)..... 58
Figura 3.10 – Ábaco do fator de forma C (Soilmoisture Equipment Corp., 1986)..... 62

Figura 3.11 – Bulbo saturado e não saturado ao redor do furo de sondagem durante o ensaio de carga constante (SOTO, 1999)..... 62
Figura 3.12 - Ensaio de infiltração em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996)..... 74
Figura 3.13 – Ensaio de rebaixamento em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996)..... 75
Figura 3.14 – Ensaio de recuperação em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996)..... 76
Figura 3.15 – Ensaio de bombeamento em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).....77
Figura 3.16 – Ábaco para determinação do coeficiente de condutividade de meios saturados (OLIVEIRA e CORRÊA 1996)..... 78
Figura 4.1 – Perfil final da Pilha do Monjolo (ESPÓSITO 2000). 81
Figura 4.2 – Vista do talude de jusante da Pilha do Monjolo..... 81
Figura 4.3 – Esquema do Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) – (RIBEIRO, 2000)..... 84
Figura 4.4 – Locação dos furos para ensaios de infiltração em campo..... 86
Figura 4.5 – Vista do dique e da praia de deposição da Pilha do Monjolo..... 87
Figura 4.6 – Teor de ferro vs. massa específica dos grãos com dados da pilha do Monjolo (ESPÓSITO, 2000)..... 90
Figura 4.7 – Curvas granulométricas das amostras obtidas através do ESDH..... 95
Figura 4.8 – Curvas granulométricas das amostras obtidas através da coleta de campo..... 97
Figura 4.9 – Métodos de determinação da densidade a) Frasco de Areia, b) Balão de Borracha, c) Densímetro Nuclear..... 102
Figura 4.10 – Vista geral do penetrologger..... 104
Figura 4.11 – Visão geral do esquema de determinação da densidade através do método do Cilindro Biselado..... 105
Figura 4.12 – Visão geral do esquema de determinação da densidade através do método do Frasco de Areia..... 107
Figura 4.13 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para amostra MA8-000 e=0,67..... 114
Figura 4.14 – Visão geral do equipamento utilizado na determinação da condutividade hidráulica através da bomba de fluxo..... 115
Figura 4.15 – Curva poropressão gerada versus tempo para a amostra MA8 – 000 e=0,67..... 118
Figura 4.16 – Visão geral do esquema de montagem do ensaio com o permeâmetro Guelph.. 119
Figura 4.17 – Gráfico de tempo versus volume acumulado..... 126
Figura 5.1 – Relação entre %Fe obtida através de correlação com massa específica e a %Fe obtida através de análise química para amostras do ESDH e as amostras do campo..... 131

Figura 5.2 – Variação da massa específica dos grãos em função do teor de ferro referente ao método de análise do teor de ferro para as amostras obtidas no ESDH..... 132
Figura 5.3 – Variação da massa específica dos grãos em função do teor de ferro referente ao método de análise do teor de ferro para as amostras obtidas no campo..... 132
Figura 5.4 – Relação entre D_{10}, D_{50}, D_{90} e o teor de ferro das amostras..... 134
Figura 5.5 – Relação entre D_{10}, D_{50}, D_{90} e o teor de ferro das amostras..... 134
Figura 5.6 – Relação entre o D_{10}, D_{50}, D_{90} e o ρ_s das amostras..... 135
Figura 5.7 – Relação entre o D_{10}, D_{50}, D_{90} e o ρ_s das amostras..... 135
Figura 5.8 – Variação da densidade real dos grãos com o diâmetro das partículas e ajuste de um modelo bi-linear (HERNANDEZ, 2002)..... 136
Figura 5.9 – Variação do e_{min} em função do teor de ferro para as amostras obtidas no ESDH. 139
Figura 5.10 – Variação do e_{min} em função do teor de ferro para as amostras obtidas no campo.....139
Figura 5.11 – Variação do e_{max} em função do teor de ferro para as amostras obtidas no ESDH.....140
Figura 5.12 – Variação do e_{max} em função do teor de ferro para as amostras obtidas no campo.....141
Figura 5.13 – Comparação dos resultados de índice de vazios de campo obtidos em ensaios com cilindro biselado e ensaios com o frasco de areia..... 142
Figura 5.14 – Variação do índice de vazios para amostras do ESDH (RIBEIRO, 2000)..... 142
Figura 5.15 – Variação do índice de vazios para amostras no campo..... 143
Figura 5.16 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica medida em ensaios de carga constante e ensaios com fluxo induzido para as amostras obtidas no ESDH..... 147
Figura 5.17 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para os ensaios de carga constante..... 149
Figura 5.18 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para os ensaios com a bomba de fluxo..... 149
Figura 5.19 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para as amostras obtidas na coleta de campo..... 150
Figura 5.20 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para os ensaios de campo..... 151
Figura 5.21 – Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica realizada através de ensaios de carga constante para amostras do ESDH..... 151
Figura 5.22 – Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica realizada

através de ensaios com a bomba de fluxo para amostras do ESDH..... 152
Figura 5.23 – Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica realizada através de ensaios com a bomba de fluxo para amostras coletadas no campo..... 153
Figura 5.24 Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica para os ensaios de campo..... 153
Figura 5.25 – Tendência de correlação entre o D_{50} e a condutividade hidráulica realizada através de ensaios de carga constante para amostras do ESDH..... 154
Figura 5.26 – Tendência de correlação entre o D_{50} e a condutividade hidráulica para os ensaios de laboratório utilizando as amostras coletadas no campo..... 155
Figura 5.27 – Variação da condutividade hidráulica saturada obtida em ensaios com a bomba de fluxo para amostras obtidas no campo..... 156
Figura 5.28 – Variação da condutividade hidráulica para os ensaios de campo..... 156
Figura 5.29 – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica por segregação por tamanho das partículas em um depósito de rejeitos (Modificado – VICK, 1983)..... 157
Figura 5.30 – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica esperado na Pilha do Monjolo..... 158
Figura 5.31 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica obtidos em ensaios com o permeâmetro de Guelph e ensaios com a bomba de fluxo para as amostras do campo..... 159
Figura A.1 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,67..... 178
Figura A.2 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,81..... 178
Figura A.3 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,98..... 178
Figura A.4 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,66..... 179
Figura A.5 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,77..... 179
Figura A.6 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,91..... 179
Figura A.7 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,62.....180
Figura A.8 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,70..... 180
Figura A.9 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,86..... 180
Figura A.10 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,62..... 181
Figura A.11 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,70..... 181
Figura A.12 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,86..... 181
Figura B.1 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,67..... 182
Figura B.2 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,81..... 182
Figura B.3 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,98..... 183
Figura B.4 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,66..... 183

Figura B.5 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,77..... 184
Figura B.6 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,91..... 184
Figura B.7 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,62..... 185
Figura B.8 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,70..... 185
Figura B.9 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,86..... 186
Figura B.10 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,62..... 186
Figura B.11 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,70..... 187
Figura B.12 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,86..... 187
Figura B.13 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,79..... 188
Figura B.14 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,86..... 188
Figura B.15 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,84..... 189
Figura B.16 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,82..... 189
Figura B.17 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,83..... 190
Figura B.18 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,80..... 190
Figura B.19 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,82..... 191

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Grau de permeabilidade de um solo (Modificado Terzaghi e Peck, 1967)..... 37
Tabela 3.2 – Classificação dos ensaios para determinação da condutividade hidráulica em campo (OLIVEIRA e CORRÊA, 1996)..... 56
Tabela 3.3 – Parâmetros de α sugeridos por ELRICK et al. (1989)..... 67
Tabela 4.1 – Características básicas do rejeito da mina de Morro Agudo..... 82
Tabela 4.2 – Simulação realizada no ESDH, ensaio MA-8 (RIBEIRO, 2000)..... 85
Tabela 4.3 – Distância das amostras em relação ao ponto de descarga..... 87
Tabela 4.4 – Massa específica dos grãos para amostras referentes ao ensaio MA-8..... 89
Tabela 4.5 – Massa específica dos grãos para amostras coletadas nos ensaios de campo..... 89
Tabela 4.6 – Teores de ferro para as amostras do ESDH obtidos a partir da Equação 4.3..... 91
Tabela 4.7 – Teores de ferro das amostras coletadas no campo obtidos a partir da Equação 4.4..... 92
Tabela 4.8 – Valores de teor de ferro para amostras obtidas no ESDH..... 93
Tabela 4.9 – Valores de teor de ferro para amostras obtidas na coleta no campo..... 94
Tabela 4.10 – Correção de temperatura $[1-(T_2-T_1) \times 0{,}0002]$..... 94
Tabela 4.11– Composição granulométrica das amostras obtidas no ESDH..... 96
Tabela 4.12 – Composição granulométrica das amostras coletadas no campo..... 97
Tabela 4.13 – Determinação dos índices de vazios mínimo com amostras seca e úmida..... 100
Tabela 4.14 – Determinação dos índices de vazios máximos..... 100
Tabela 4.15 – Determinação dos índices de vazios mínimo..... 101
Tabela 4.16 – Determinação dos índices de vazios máximos..... 101
Tabela 4.17 – Resultados dos ensaios de densidade utilizando o cilindro biselado..... 106
Tabela 4.18 – Resultados dos ensaios de densidade utilizando o frasco de areia..... 108
Tabela 4.19 – Propriedades de moldagem das quatro amostras obtidas no ESDH..... 109
Tabela 4.20 – Propriedades de moldagem das sete amostras obtidas na coleta realizada no campo..... 109
Tabela 4.21 – Valores da condutividade hidráulica saturada para amostras obtidas através do ESDH..... 113
Tabela 4.23 – Valores da condutividade hidráulica saturada para amostras do ESDH..... 117
Tabela 4.24 – Valores da condutividade hidráulica saturada para amostras de campo..... 118
Tabela 4.25 – Valores médios da condutividade hidráulica para método de uma altura de carga..... 122

Tabela 4.26 – Valores médios da condutividade hidráulica no método de duas alturas de carga..... 123
Tabela 4.27 – Valores médios da condutividade hidráulica para método de duas alturas de carga com escala heterogênea..... 124
Tabela 4.28 – Valores médios da condutividade hidráulica para método de Philip..... 125
Tabela 4.29 – Valores da vazão média encontradas nos ensaio de infiltração..... 127
Tabela 4.30 – Valores da condutividade hidráulica saturada in situ através do ensaio de infiltração em furos de sondagens..... 127
Tabela 5.1 – Resumo dos valores de teor de ferro para amostras obtidas no ESDH..... 130
Tabela 5.2 – Resumo dos valores de teor de ferro para amostras obtidas no campo..... 131
Tabela 5.3 – Resumo de características granulométricas amostras obtidas no ESDH..... 133
Tabela 5.4 – Resumo de características granulométricas amostras obtidas no campo..... 133
Tabela 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de índices de vazios máximo e mínimo para as amostras obtidas no ESDH..... 138
Tabela 5.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de índices de vazios máximo e mínimo para as amostras coletadas no campo..... 138
Tabela 5.7 – Resumo dos valores dos índices de vazios obtidos nos ensaios de campo..... 141
Tabela 5.8 – Valores médios da condutividade hidráulica para os ensaios de infiltração utilizando o permeâmetro de Guelph..... 145
Tabela 5.9 – Valores médios da condutividade hidráulica para os ensaios de infiltração em furos de sondagens..... 145
Tabela 5.10 – Valores da condutividade hidráulica para amostras obtidas através do ESDH.. 146
Tabela 5.11 – Valores da condutividade hidráulica saturada para amostras obtidas no ESDH.147
Tabela 5.12 – Valores da condutividade hidráulica saturada para amostras obtidas no campo.....148

LISTA DE ABREVIAÇÕES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

A	Área da seção do conduto;
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia;
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASTM	American Society for Testing and Materials;
a	Área da seção transversal do dispositivo de mensuração de cargas;
a_v	Coeficiente de compressibilidade;
C	Coeficiente de forma;
C_G	Fator de forma dependente da razão H/a;
cm/s	Centímetros por segundo;
C_s	Coeficiente de condutividade em meios saturados;
Cu	Coeficiente de não uniformidade;
c_v	Coeficiente de adensamento;
CVRD	Companhia Vale do Rio Doce;
D	Diâmetro do tubo característico;
D	Diâmetro característico;
D_{10}	Diâmetro efetivo;
D_{15}	Diâmetro a 15 %;
D_{50}	Diâmetro médio;
D_{60}	Diâmetro a 60 %;
e	Índice de vazios;
e_0	Índice de vazios inicial;
ESDH	Equipamento de simulação de deposição hidráulica;
exp	Exponencial;
F_c	Fator de correção;
F_e	Ferro;

g	Aceleração da gravidade;
G_s	Densidade real dos grãos;
h	Carga hidráulica;
h_1	Carga hidráulica inicial;
h_2	Carga hidráulica final;
I	Gradiente hidráulico;
k_o	Coeficiente de empuxo no repouso;
k	Coeficiente de permeabilidade intrínseca;
K_{fs}	Condutividade hidráulica;
K_{fs}	Condutividade hidráulica saturada no campo;
kN	Quilo Newton;
kPa	Quilo Pascal;
K_{20^oC}	Condutividade hidráulica a 20ºC;
K_{T^oC}	Condutividade hidráulica a TºC;
L	Comprimento da amostra;
l	Litro;
MB	Metodologia brasileira;
m	Metro;
máx	Máximo;
mm	Milímetro;
mín	Mínimo;
min	Minuto;
m^2	Metro quadrado;
m^3	Metro cúbico;
m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrica;
NBR	Norma Brasileira;
n	Porosidade;
n_e	Porosidade efetiva;

P	Posição do nível d'água no furo;
q	Vazão específica;
Q	Vazão;
r	Raio do furo de sondagem;
Re	Número de Reynolds;
Ri	Razão de queda d'água;
S	Superfície específica dos grãos;
Tv	Fator tempo para um dado percentual de consolidação;
t	Tempo;
v	Velocidade de infiltração;
v_c	Velocidade crítica;
V	Volume da amostra;
V_{tit}	Volume titulado;
w	Umidade;
W_s	Peso de sólidos;
W_t	Peso total de sólidos + água;
z	Coordenada de posição;
α	Constante do solo que depende da textura e macroporosidade;
β	Fator admensional que representa a variação do tamanho dos poros;
Δh	Diferença entre cargas;
Δt	Variação do tempo no ensaio;
Δu	Poro pressão gerada;
ΔV	Diferença de volume;
Φ_{Gm}	Potencial matricial de fluxo;
Ψ	Carga de pressão de água no solo;
γ	Massa específica in-situ;
γ_w	Peso específico da água;

γ_d	Massa específica aparente seca;
γ_s	Massa específica dos grãos;
$\gamma_{s\ Fe}$	Massa específica dos grãos de ferro;
$\gamma_{s\ quartzo}$	Massa específica dos grãos de quartzo;
μ	Viscosidade do líquido permeante;
γ	Massa específica do líquido permeante;
η_{20^oC}	Viscosidade dinâmica do fluido a 20ºC;
η_{T^oC}	Viscosidade dinâmica do fluido a TºC;
% Fe	Porcentagem de partículas de ferro;
%	Porcentagem.

CAPÍTULO 1

1 – INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A mineração é um dos segmentos da economia que muito contribui para o desenvolvimento de um país, pois além de gerar riquezas muitas vezes viabiliza o desenvolvimento de tecnologias que promovem uma melhor qualidade de vida. O significado do ato minerar é capaz de dar a dimensão do quanto as atividades desse setor interferem nos ecossistemas. Os procedimentos adotados pelas empresas para minimizar possíveis danos ambientais tendem a contemplar muito mais do que as estratégias de máxima extração do minério de ferro dentro de critérios de segurança. As empresas mineradoras têm consciência de que os custos adicionais desprendidos na recuperação e conservação de áreas degradadas são custos de investimentos e que fazem parte do orçamento global do empreendimento e encontram-se vinculados ao projeto e ao fechamento da mina.

Atualmente a disposição de rejeitos tem sido um aspecto muito focalizado nos estudos do plano diretor de uma empresa de mineração. A segurança e o perfeito funcionamento destes sistemas são fundamentais para a contínua realização das atividades minerais. Como alternativa para construção de sistemas de disposição e contenção de rejeitos as empresas tem utilizado o próprio rejeito como elemento de construção destas estruturas. Entretanto, a utilização dos rejeitos como material de construção teve seu início de forma totalmente empírica. Os métodos construtivos utilizados eram de baixa qualidade técnica e o controle desta operação era irregular. Nas ultimas décadas, apesar da grande evolução tecnológica da disposição de rejeitos, a ocorrência de alguns graves acidentes provocados pelo descaso na utilização de importantes conceitos de geotecnia a

utilização deste tipo de estrutura tem-se constituído como principal alvo das legislações e fiscalizações ambientais. Este fator acaba requerendo maiores investimentos das empresas principalmente no que diz respeito a estudos e cumprimento de especificações e normas técnicas.

Tendo em vista a quantidade de rejeitos gerados, torna-se imprescindível a utilização de processos sistemáticos de disposição. A técnica do aterro hidráulico constitui um dos métodos de disposição do rejeito em superfície mais adequada à maioria das mineradoras. Esta técnica é bastante antiga sendo utilizada na construção de barragens e pilhas desde o século passado. Além disto, sua evolução desta técnica passa obrigatoriamente por países como Estados Unidos (EUA) e antiga União Soviética, sendo a última responsável pelo grande desenvolvimento da tecnologia atualmente utilizada.

A utilização da técnica do aterro hidráulico aliado ao método de montante proporciona uma redução de custos de construção pela facilidade na execução de barragens, sendo assim, o método mais atrativo para as mineradoras. Entretanto, problemas construtivos e de segurança podem ocorrer, principalmente devido à falta de controle das características do rejeito e das variáveis de descarga durante o lançamento. Desta forma, aumenta-se a necessidade de estudos mais detalhados das propriedades do rejeito de modo a reduzir as incertezas geradas quanto às características do aterro formado com a sua utilização.

As incertezas das características do aterro estão relacionadas com o processo de deposição do rejeito na praia e com o próprio rejeito. Algumas variáveis como vazão e concentração da mistura lançada conduzem de forma marcante para um alto grau de heterogeneidade do material depositado. No caso do rejeito de minério de ferro, pode-se encontrar em determinadas regiões da barragem zonas com alta concentração de partículas de ferro. Este tipo de seleção é função do processo de segregação ocorrido na praia e conduz à formação de zonas com propriedades geotécnicas distintas, principalmente no que se refere ao valor da densidade e granulometria do depósito formado.

Além disto, é importante ressaltar que a segregação hidráulica também tende a gerar uma seleção granulométrica em função do tamanho, da forma e da densidade das partículas. Desta forma, pode-se avaliar as características de drenabilidade de uma pilha e/ou barragem ao longo da praia de deposição. Esta variabilidade na condutividade hidráulica ao longo da praia de rejeitos tende a influenciar diretamente o processo de formação da superfície freática e a susceptibilidade a liquefação destas barragens. Desta forma, a utilização de aterros hidráulicos alteados pelo método de montante tende a ser limitada por estas condições e acaba por incorporar um certo número de desvantagens que podem exercer influência marcante no projeto e na execução destas estruturas.

Baseado nestas características e em outras aliadas à realidade vivida dentro das empresas mineradoras mostra-se necessário um estudo detalhado de todos os aspectos relevantes a mecânica dos solos aplicada à realidade das atividades de mineração. Estes estudos fazem parte de um amplo projeto de caracterização tecnológica de rejeitos de mineração desenvolvido pelo Núcleo de Geotecnia Aplicada à Mineração do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto. Dentro deste projeto, através de diversas ferramentas de investigação tem-se procurado avaliar o comportamento geotécnico dos rejeitos inseridos em um contexto apropriado à realidade das empresas de mineração. Desta forma, trabalhos são desenvolvidos sistematicamente tanto em laboratório como em campo visando analisar parâmetros de resistência, deformabilidade e drenabilidade dos rejeitos.

ALBUQUERQUE FILHO (2004) destaca a necessidade de implementação de um programa de investigação através da execução (in situ) de ensaios conepenetrométricos na crista da barragem e na praia de deposição. Em seu trabalho o autor procura definir e determinar a composição granulométrica, os parâmetros de resistência e as condições de fluxo dos rejeitos in situ utilizando o piezocone. Através destes resultados outros parâmetros geotécnicos tais como densidade relativa, ângulo de atrito efetivo, coeficiente de empuxo no repouso (k_0) e módulos de elasticidade e cisalhante poderão ser obtidos. Estes parâmetros assim como outros também de grande importância são fundamentais para análise da estabilidade das pilhas e barragens de contenção de rejeitos.

PEREIRA (2004) ressalta que a liquefação é um dos principais mecanismos responsáveis por colapsos de diques, pilhas de rejeitos, barragens de terra e, particularmente, aterros hidráulicos. O autor relata que o fenômeno da liquefação está diretamente associado à perda repentina da resistência de solos de granulometria típica de areia fina, fofos e saturados, induzida por uma redução significativa das tensões efetivas e, conseqüentemente, por um desenvolvimento de elevadas poropressões, impostas por carregamentos estáticos ou dinâmicos. Deste modo, PEREIRA (2004) procura realizar uma investigação da susceptibilidade à liquefação de rejeitos de minérios de ferro através da utilização de ensaios triaxiais não drenados e com medidas de poropressões (ensaios CU). A análise da evolução das poropressões geradas durante os ensaios juntamente com o comportamento do material ao cisalhamento caracterizado pelas correspondentes trajetórias de tensões permitirá a avaliação final do potencial de liquefação dos rejeitos estudados.

ALBUQUERQUE FILHO et. al (2004) destacam que através de correlações entre os parâmetros de resistência e a densidade dos depósitos, pode-se, a partir da análise da densidade in situ, verificar as mudanças no comportamento da estrutura e/ou quantificar as variações nos parâmetros geotécnicos durante a formação do depósito pela deposição hidráulica. Contudo, esta avaliação da densidade in situ tende a apresentar problemas associados às metodologias usuais de determinação da densidade nos depósitos arenosos. Neste contexto, ALBUQUERQUE FILHO et. al (2004) propõem a avaliação dos valores da densidade natural através de uma investigação de campo utilizando o “penetrologger” e sua posterior comparação com correlações propostas na literatura técnica para materiais granulares e com avaliações da densidade in situ realizadas com o penetrologger em depósitos arenosos na Holanda.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Baseado nas características citadas anteriormente, o objetivo principal deste trabalho é estudar o comportamento do rejeito em função da porcentagem de ferro e verificar as

variações nas suas propriedades geotécnicas. Assim será realizado um programa de ensaios de laboratórios avaliando a influência das partículas de ferro no valor da densidade do depósito bem como seu efeito na condutividade hidráulica saturada do rejeito. Na execução do programa experimental de laboratório, foram utilizadas amostras obtidas a partir de ensaios de simulação de deposição hidráulica (ESDH) realizados por RIBEIRO (2000). Estas amostras foram obtidas para diferentes faixas de variação do teor de ferro em função de um processo de deposição semelhante ao que ocorre no campo. Além das amostras obtidas no ESDH foram utilizadas amostras coletadas no campo durante a realização de ensaios de infiltração. No programa experimental foram realizados ensaios de permeabilidade de carga constante e ensaios com a bomba de fluxo.

Adicionalmente ao programa experimental executado em laboratório serão realizadas análises do valor da condutividade hidráulica saturada na Mina do Complexo de Água Limpa (CVRD) situada no município de Rio Piracicaba. Propõe-se assim, a realização de ensaios de infiltração em furos de sondagens e ensaios de infiltração utilizando o permeâmetro de Guelph de forma a avaliar os efeitos da segregação hidráulica na permeabilidade.

É importante notar que o presente trabalho também é parte integrante de um intenso processo de caracterização tecnológica do comportamento de rejeitos de mineração desenvolvido pelo Grupo de Geotecnia Aplicada à Mineração do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi estruturada em 6 capítulos e dois apêndices. O Capítulo 1 apresenta um contexto geral sobre a disposição de rejeitos em barragens e os principais problemas envolvidos com a utilização da técnica de aterros hidráulicos. O objetivo desta dissertação é apresentado também neste capítulo, juntamente com a organização da dissertação.

No Capitulo 2 é apresentada uma revisão sobre as barragens de rejeitos enfatizando as características dos sistemas de disposição, as características dos rejeitos de minério de ferro, o processo de segregação que ocorre na praia de deposição, a densidade do depósito, os parâmetros de resistência do rejeito e as características de permeabilidade dos rejeitos.

O Capítulo 3 apresenta uma revisão sobre o comportamento de solos granulares. Assim, procura-se mostrar os fundamentos da hidráulica saturada dos solos granulares e os fatores que podem influenciar na sua magnitude. Além disso, uma revisão sobre os principais métodos utilizados para determinação do valor da condutividade hidráulica saturada no laboratório e no campo é apresentada.

O Capítulo 4 descreve os ensaios para determinação da condutividade hidráulica realizada em laboratório e no campo. Apresenta ainda os resultados os ensaios para determinação da densidade in situ do rejeito e os valores da condutividade hidráulica obtidas. Neste capítulo é também descrito o processo de obtenção das amostras nos diferentes teores de ferro e os procedimentos adotados para a obtenção dos índices de vazios máximo e mínimo.

Considerando que o objetivo deste trabalho é avaliar o efeito do teor de ferro e da granulometria na condutividade hidráulica saturada do rejeito, o Capítulo 5 apresenta uma discussão dos principais resultados obtidos. Neste contexto, é avaliada a variação da massa específica dos grãos com a granulometria e com o teor de ferro e o efeito do teor de ferro na obtenção do índice de vazios máximo e mínimo. Contudo, a principal característica deste capítulo é avaliar a relevância do teor de ferro na drenabilidade dos rejeitos de minério de ferro.

Finalmente, o Capítulo 6 agrupa as conclusões oriundas das avaliações e análises realizadas ao longo do desenvolvimento da dissertação, incluindo também sugestões para pesquisas futuras.

O Apêndice A reúne as curvas velocidade de percolação versus gradiente hidráulico

para todas as amostras utilizadas neste trabalho, submetidas aos ensaios de carga constante.

O Apêndice B reúne as curvas poro pressão gerada versus tempo para todas as amostras utilizadas neste trabalho, submetidas aos ensaios com a bomba de fluxo.

CAPÍTULO 2

2 - REJEITOS GRANULARES DEPOSITADOS HIDRAULICAMENTE

2.1. REJEITOS

CHAMMAS (1989) considera que a mineração é um conjunto de atividades necessária à extração econômica de bens minerais da crosta terrestre que por sua vez provoca sensíveis transformações no meio ambiente seja pelas atividades da lavra como pelas atividades envolvidas no processamento do minério. Na lavra são produzidos os estéreis do decape da mina e nos processos são produzidos os minérios, os rejeitos e seus efluentes (Figura 2.1).

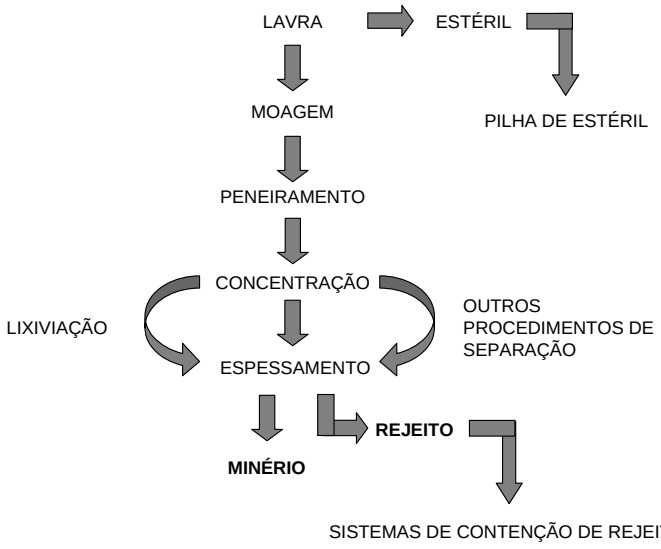


Figura 2.1 – Esquema geral do processo de formação dos rejeitos.

Os estéreis usualmente são materiais sem valor econômico provenientes do decapeamento da jazida. Estes materiais são estocados sob a forma de pilhas em

talvegues e encostas nas proximidades da lavra. O conceito de estéril, propriamente dito, está diretamente ligado a uma conotação econômica, sendo assim, o que constitui estéril em uma determinada época ou região pode representar o minério a ser explorado em outra (ABRÃO E OLIVEIRA, 1998).

Os rejeitos, entretanto, são partículas resultantes de processos de beneficiamento dos minérios visando extrair os elementos de interesse econômico. Sua constituição é caracterizada pela presença de uma fração líquida e sólida, com concentração de 30% a 50% em peso. Estes materiais são classificados como inúteis do ponto de vista econômico e apresentam características que são função do minério bruto e do processo industrial utilizado no beneficiamento. Estes processos têm finalidade de regularizar os fragmentos promovendo a separação dos minerais sem valor econômico, aumentando assim a pureza e teor do produto final.

Em função do tipo de minério e do tratamento utilizado, os rejeitos podem variar de materiais arenosos não plásticos (rejeitos granulares) até solos de granulometria fina e alta plasticidade (lamas). Os rejeitos granulares, constituídos de areias finas a médias, não plásticas, possuem alta permeabilidade e resistência ao cisalhamento e baixa compressibilidade. Já as lamas, constituídas por siltes e argilas, possuem alta plasticidade, difícil sedimentação e alta compressibilidade.

Atualmente, a produção em grande quantidade de rejeitos vem afetando de forma direta e indireta o meio ambiente. Apesar de não possuírem valor econômico, os rejeitos têm sido alvo de estudos de grandes empresas do setor de mineração, uma vez que a descoberta de novas alternativas para disposição desses materiais tende a gerar uma economia direta para a empresa, além de minimizar os possíveis impactos causados ao meio ambiente. Utilizando-se da preocupação em dispor os rejeitos de forma mais econômica e segura e ao mesmo tempo minimizar os impactos ambientais, as empresas vêm utilizando sistemas de disposição formado por barragens onde o rejeito é utilizado como material de construção.

Segundo DORMAN et al. (1996), alguns elementos primários como as características

do rejeito e fluido de transporte, governam o projeto, a operação e a desativação de barragens de rejeito. Estes elementos incluem:

- distribuição granulométrica da fração sólida;
- mineralogia;
- massa específica in situ associada com características de consolidação e deformação;
- massa específica dos grãos e mudança do índice de vazios com o tempo;
- resistência ao cisalhamento drenado e não drenado;
- susceptibilidade à liquefação;
- permeabilidade;
- composição química e mineralógica dos líquidos e sólidos constituintes da polpa com identificação de possíveis ácidos e metais pesados ou materiais tóxicos;
- concentração e velocidade de transporte.

Quanto à forma de disposição, na grande maioria dos casos, os rejeitos são lançados em forma de polpa, seja em reservatórios formados por diques (áreas de menor inclinação) ou barragens (vales). Estas estruturas de contenção utilizam em alguns casos como material de alteamento o próprio rejeito e como dique de partida solos compactados ou enrocamentos. Dentre os métodos construtivos de barragens de rejeito três tipos clássicos podem ser citados: Método de Montante, Método de Jusante e Método de Linha de Centro. Dentre estes três, o Método de Montante é a opção mais econômica e de maior facilidade executiva, contudo pela simplicidade executiva tende a apresentar maiores problemas de controle de qualidade e segurança.

2.2. ATERROS HIDRÁULICOS APLICADOS A DISPOSIÇÃO DE REJEITOS

As barragens de rejeitos normalmente estão associadas às tecnologias de baixo custo, devido principalmente à grande quantidade de material envolvido no processo de disposição e à forma como o rejeito é descartado. Assim, existem poucas alternativas construtivas relacionadas à disposição de rejeitos comparadas com outros tipos de

barragem. Os baixos custos e grandes quantidades de rejeito reforçam a utilização e a manutenção da técnica de aterro hidráulico associado a este tipo de processo de disposição.

Os aterros hidráulicos são obras construídas através de processos de hidromecanização. Segundo MORETTI E CRUZ (1996), a hidromecanização pode ser definida como o conjunto de processos que envolvem o transporte e a deposição de um solo com auxílio de água. A utilização desses aterros remonta dos primórdios da civilização. Segundo RIBEIRO (2000), a Holanda foi um dos primeiros países a utilizar a técnica de aterro hidráulico que ocorreu por volta do século XVII. A experiência holandesa ocorreu com a utilização de técnicas de hidromecanização rudimentares na remoção de sedimentos de portos e canais e nos processos de recuperação de áreas abaixo do nível do mar. Além da Holanda a técnica da dragagem foi utilizada na escavação do Canal de Suez em 1856 bem como na remoção de 120 milhões m^3 do solo de cobertura na mina de ferro de Step Rock, no Canadá, entre 1955 e 1960.

Em épocas mais recentes os registros existentes são os de barragens construídas na Rússia e demais Repúblicas da ex-União Soviética. Nos EUA seu uso data do fim do século XIX e década de trinta, principalmente durante o período de exploração do ouro na Califórnia (HSU, 1988). Inicialmente a seção típica de uma barragem era constituída por um talude de montante 1V:3H, um talude de jusante de 1V:2H e um núcleo impermeável de argila. Entretanto, a falta de controle construtivo levava à ruptura destas estruturas ainda na fase de construção, devido principalmente às diferenças nas propriedades mecânicas dos diferentes materiais. Analisando os problemas de ordem construtiva e as rupturas associadas a estas estruturas, HAZEN (1920) propôs algumas medidas de controle construtivo que deveriam ser consideradas nos projetos de aterros hidráulicos:

- uso de enrocamentos de pé como medida de controle de infiltrações e estabilização dos taludes de jusante;

- remoção das frações finas coloidais do núcleo, admitindo-se o máximo de 10% de partículas com diâmetro inferior a 0,01mm, como medida de aceleração de adensamento no núcleo ainda na fase de construção;
- redução da largura do núcleo e aumento da largura do espaldar como medida de estabilização do aterro;
- redução do índice de vazios por compactação dos espaldares arenosos como medida de segurança à possibilidade de ruptura por liquefação.

Muitos insucessos relacionados a este tipo de estruturas foram reportados na literatura. Analisando os dados existentes pode-se concluir que cerca de 60% das rupturas ocorreram devido a projetos inadequados e falta de controle dos métodos construtivos. Contudo, a ruptura "por liquefação" de uma grande parte do espaldar da barragem de Fort Peck no final da década de trinta aliada ao desenvolvimento de equipamentos de transporte e compactação levou os americanos a preferirem uso de aterros compactados como solução para barragens.

Nos países da antiga União Soviética o início do grande desenvolvimento do processo de hidromecanização ocorreu por volta de 1936. Contudo, somente a partir de 1945 o processo foi gradualmente aprimorado devido à experiência na construção de barragens com fins hidroelétricos. Durante a fase inicial deste desenvolvimento, verifica-se uma perfeita observância das recomendações impostas por HAZEN (1920). Entretanto, após 1973 a experiência soviética gerou suas próprias recomendações e normas (MELENT'EV et al., 1973 e YUFIN, 1965).

Três tipos principais de barragens foram propostas pela tecnologia soviética, as de seção heterogênea com núcleo central e espaldares de areia, as de seção homogênea constituídas com materiais com coeficiente de não uniformidade menor que 2 e as de seção mista com espaldares compactados e o centro preenchido com material lançado hidraulicamente (RIBEIRO, 2000).

- Barragem Heterogênea: Este tipo de configuração assemelha-se a uma barragem com seção de perfil zonado (Figura 2.2), devido à presença de um núcleo constituído

por um material menos permeável que o material usado nos espaldares. Segundo YUFIN (1965), este tipo de seção é usado quando o coeficiente de não uniformidade do material a ser utilizado nos espaldares varia de 2 a 3. Este tipo de barragem apresenta problemas relacionados ao tempo de adensamento do núcleo, geralmente constituído de material argiloso. Devido a este aspecto a tecnologia soviética utiliza com mais freqüência os aterros de seção homogênea.

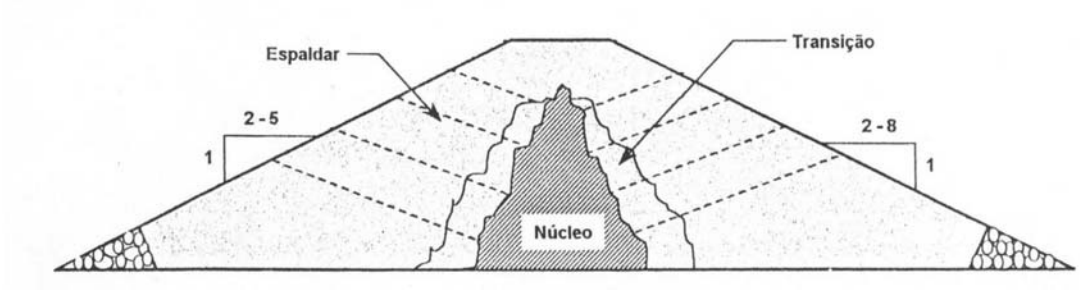


Figura 2.2 – Seção típica de uma barragem heterogênea (RIBEIRO, 2000).

- Barragem Homogênea: Esta seção é caracterizada pela utilização de materiais com a mesma distribuição granulométrica preenchendo a seção total do aterro. Este tipo de seção (Figura 2.3) tem provado ser bastante efetivo para barragens de até 30m. Assim, a mistura de água e sólidos flui livremente sobre distâncias longas formando taludes bem abatidos e sem a utilização de diques de contenção.

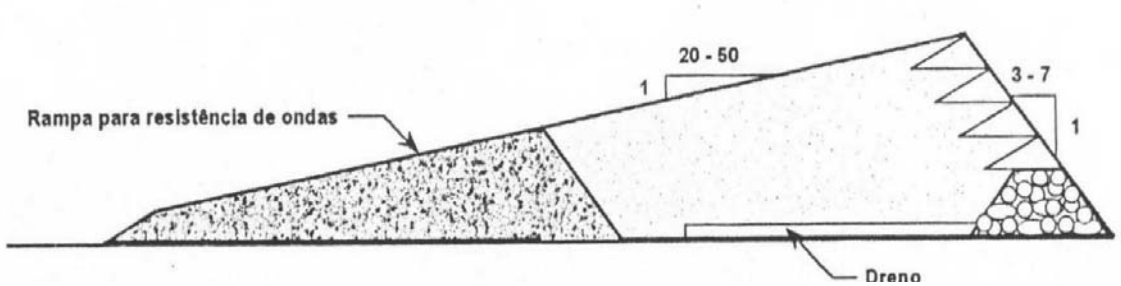


Figura 2.3 – Seção típica de uma barragem homogênea (RIBEIRO, 2000).

- Barragem Mista: Este tipo de seção é constituído de uma parte preenchida com material mecanicamente lançado e compactado e a outra parte é preenchida hidraulicamente (Figura 2.4). O processo construtivo inicia-se com o lançamento e compactação dos espaldares e em seguida o preenchimento do vão central com aterro

hidráulico. Como vantagem destaca-se a limitação da largura da barragem além do ganho de resistência da estrutura, tudo isto através da colocação e compactação dos espaldares.

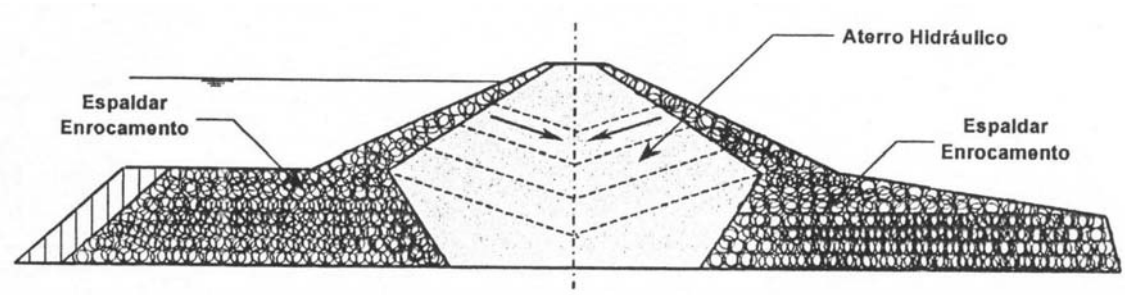


Figura 2.4 – Seção típica de uma barragem mista (RIBEIRO, 2000).

Embora visto com restrições, como a falta de controle das variáveis de deposição, a técnica do aterro hidráulico tem sido muito utilizada principalmente aplicada à disposição de rejeitos. Assim, estudos como do mecanismo de deposição torna-se um caminho para melhorar o comportamento do aterro através da melhoria da qualidade dos projetos e dos métodos construtivos. Dentro desta proposta de melhoria da qualidade técnica das barragens de aterros hidráulicos seria importante citar procedimentos de controle geotécnico durante o período de construção. Estes procedimentos estariam ligados à avaliação das características do material empregado, no caso do rejeito, ao monitoramento da construção através de instrumentação ou ensaios de avaliação das densidades no campo e ensaios de laboratório.

Devido à grande aplicabilidade dos aterros hidráulicos, no projeto e construção deste tipo de estrutura muitos estudos têm sido desenvolvidos desde a década de 70 como MITTAL & MORGENSTERN (1975), KLOHN (1981), VICK (1983), MORGENSTERN (1985), MORGENSTERN e KUPPER (1988) e mais recentemente ESPÓSITO (2000), LOPES (2000), RIBEIRO (2000), HERNANDEZ (2002), PRESOTTI (2002), ALBUQUERQUE FILHO (2004) e PEREIRA (2004). Estas experiências têm evidenciado certas características que influenciam no projeto e no desempenho destas estruturas de deposição de rejeitos. KUPPER (1991) considera ainda que as características mais importantes são: a segregação hidráulica, o processo de

densificação, as condições de drenagem e resistência a sismos.

Observa-se uma grande necessidade de analisar o desempenho dos aterros hidráulicos com o objetivo de aumentar sua segurança devido à grande aplicabilidade deste tipo de estrutura nos sistemas de disposição de rejeitos. Esta construção se torna importante devido a sua grande utilização pela maioria das empresas mineradoras em todo mundo e devido ao aumento crescente da quantidade de rejeito a ser estocado. No contexto da segurança, nota-se um aumento das exigências de projeto, aprimoramento dos métodos construtivos e um controle geotécnico mais rigoroso durante a construção deste tipo de estrutura. É fato que o empirismo soviético e todas as metodologias adotadas ainda representam um elemento fundamental na viabilidade da técnica do aterro hidráulico. Contudo, a utilização devido a sua viabilidade econômica à disposição de rejeitos tem contribuído para o seu avanço tecnológico sendo responsável pelo seu resgate técnico e reavaliação de segurança.

Neste contexto, a geotecnia tem contribuído para a melhoria da qualidade dos sistemas de disposição de rejeitos via técnica do aterro hidráulico. O conhecimento dos métodos de disposição, efeitos, das variáveis hidráulicas, análise da densidade e drenabilidade destas estruturas e sua importância na formação do depósito poderiam otimizar o processo construtivo e garantir a qualidade e segurança dos aterros hidráulicos.

2.3. SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS

O descarte dos rejeitos gerados na unidade de beneficiamento das empresas mineradoras pode ser feito na forma sólida (pasta ou granel) ou líquida (polpa). Na primeira situação o transporte dos rejeitos é realizado através de caminhões ou correias transportadoras e na segunda situação por meio de tubulações. Na técnica do aterro hidráulico, o material é lançado hidraulicamente e o transporte realizado por meio de tubulações. Este transporte pode ser por bombeamento ou gravidade, sendo o último mais atrativo devido ao seu baixo custo. Normalmente, este lançamento é realizado com a utilização de hidrociclones ou canhões. O princípio de funcionamento dos hidrociclones consiste em

realizar a classificação granulométrica dos rejeitos, sendo que esta classificação pode ocorrer na planta ou próxima do ponto de lançamento na barragem.

Os hidrociclones, quando utilizados na planta de beneficiamento, têm a função de retirar a água da polpa, de forma que a mesma possa ser reaproveitada durante o processo de beneficiamento. Quando instalados próximos à barragem, os hidrociclones têm como objetivo separar o material em granulometrias diferentes, conhecidas como underflow (rejeito granular) e overflow (lamas). Os hidrociclones são responsáveis pela separação do rejeito pela ação da força centrifuga. Sendo assim, as partículas mais grosseiras tendem a seguir o sentido de cima para baixo (underflow) e as partículas mais finas circulam no sentido baixo para cima (overflow), deixando o ciclone pela parte de cima junto com a água.

O material que deixa o ciclone pela parte superior (overflow) fica com água incorporada e apresenta granulometria fina compondo a lama, e o material que deixa o ciclone pela parte inferior (underflow) compõe o rejeito granular, sendo um material mais grosso e apresentando melhores características de resistência e permeabilidade se comparado ao overflow. Deste modo, cada porção separada pelo hidrociclone tem sua característica própria e utilização específica no processo de disposição. O rejeito granular (underflow) é utilizado como material de construção da estrutura da barragem enquanto a lama é lançada diretamente no reservatório. A utilização do rejeito granular como material de construção proporciona um aumento na estabilidade da estrutura pela manutenção do alto coeficiente de permeabilidade do maciço, evitando que o material fino se incorpore ao aterro de construção.

Na grande maioria dos casos, o rejeito é lançado em forma de polpa. A disposição pode ser realizada utilizando um canhão isolado, sendo que neste caso torna-se necessário relocar freqüentemente o canhão ou desconectar partes da tubulação, ou utilizar um sistema de canhões uniformemente espaçados lançando rejeito ao longo da crista da barragem. A Figura 2.5 mostra os métodos de descarga na praia diferenciando a utilização de ponto único de lançamento e canhões em linha.

De uma maneira geral, o alteamento de uma barragem pode assumir muitas configurações, cada uma com características, requisitos, vantagens e desvantagens próprias. Considerando o rejeito como material de alteamento podem ser considerados três métodos construtivos:

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

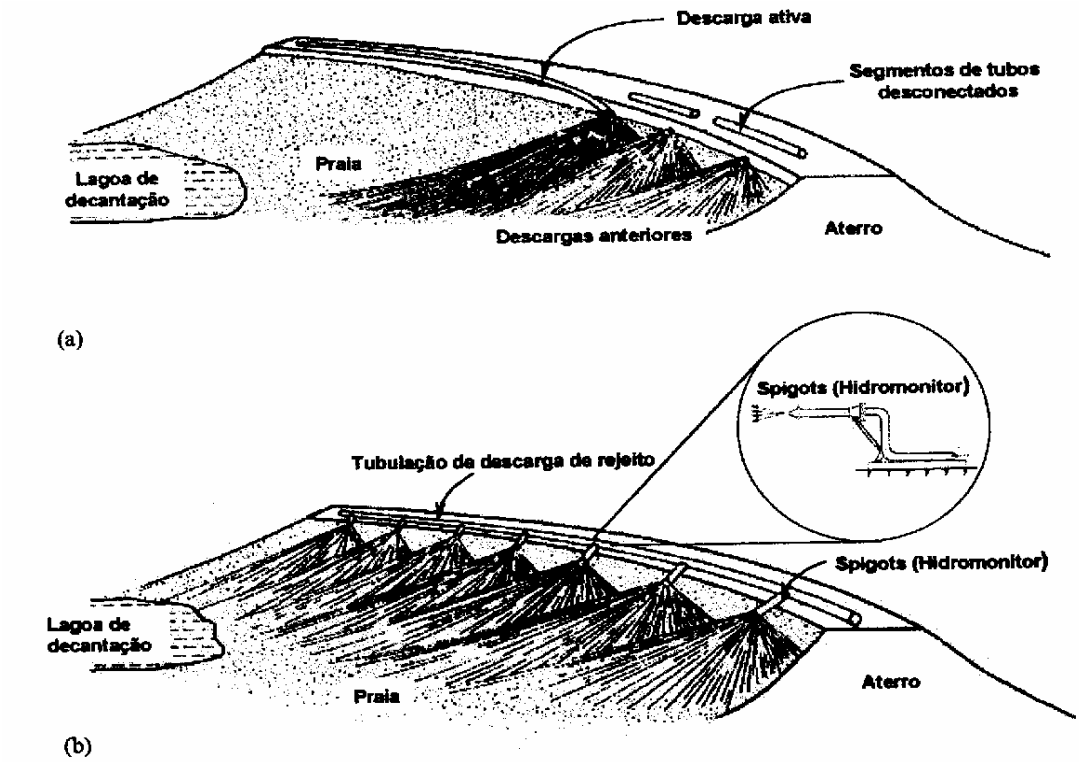


Figura 2.5 – Métodos de descarga: a) por ponto único b) em linha (Modificado – RIBEIRO, 2000).

2.3.1. Método de montante

O método de montante é o mais antigo, simples e econômico método de construção de barragens. A etapa inicial na execução deste tipo de barragem consiste na construção de um dique de partida, normalmente de material argiloso ou enrocamento compactado.

Após realizada esta etapa, o rejeito é lançado por canhões em direção a montante da linha de simetria do dique (Figura 2.6), formando assim a praia de deposição, que se tornará a fundação e eventualmente fornecerá material de construção para o próximo alteamento. Este processo continua sucessivamente até que a cota final prevista em projeto seja atingida.

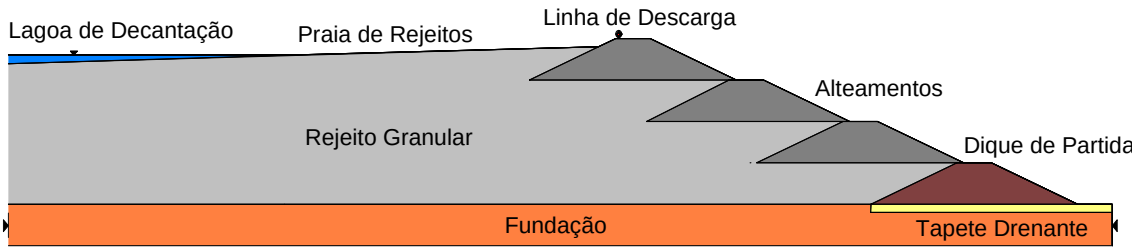


Figura 2.6 – Método construtivo de montante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004).

O método de montante apresenta como vantagens o baixo custo de construção, a necessidade de menor volume de material, rapidez e simplicidade na execução dos alteamentos (VICK, 1983). Embora seja o mais utilizado pela maioria das mineradoras o método de montante apresenta um baixo controle construtivo tornando-se crítico principalmente em relação à segurança. Esta condição tem ocasionado seu desuso e até mesmo a proibição em alguns países. O agravante neste caso, está ligado ao fato dos alteamentos serem realizados sobre materiais previamente depositados e não consolidados. Assim, sob condição saturada e estado de compacidade fofo, estes rejeitos (granulares) tendem a apresentar baixa resistência ao cisalhamento e susceptibilidade à liquefação por carregamentos dinâmicos e estáticos. Além disto, a dificuldade na implantação de um sistema interno de drenagem eficiente para controlar o nível d'água dentro da barragem constitui um problema adicional com reflexos na estabilidade da estrutura.

2.3.2. Método de jusante

Para reduzir os riscos de colapso associados às barragens construídas pelo Método de Montante foi desenvolvido um método denominado Método de Jusante, que consiste no

alteamento da barragem para jusante do dique de partida (Figura 2.7). Neste método, a etapa inicial consiste na construção de um dique de partida, normalmente de solo ou enrocamento compactado. Após realizada esta etapa, os alteamentos subsequentes são realizados para jusante do dique de partida. Este processo continua sucessivamente até que a cota final prevista em projeto seja atingida.

KLOHN (1981), relaciona as vantagens envolvidas no processo de alteamentos a jusante. Dentre estas vantagens podemos destacar:

- nenhuma parte ou alteamento da barragem é construída sobre o rejeito previamente depositado;
- o controle do lançamento e da compactação pode ser executado baseado nas técnicas convencionais de construção;
- os sistemas de drenagem interna podem ser instalados durante a construção da barragem, permitindo o controle da linha de saturação na estrutura da barragem e então aumentando sua estabilidade;
- a barragem pode ser projetada e subseqüentemente totalmente construída apresentando a resistência necessária ou requerida, inclusive resistir a qualquer tipo de forças sísmicas;
- escalonamento da construção sem interferência na segurança;
- possibilidade de seguimento integral das especificações de projeto.

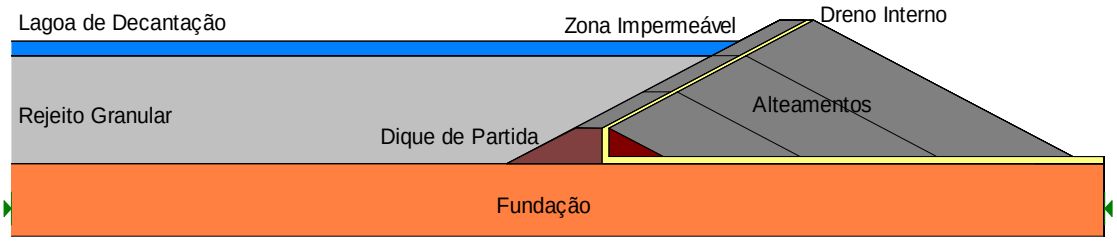


Figura 2.7 – Método construtivo de jusante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004).

Este método torna-se mais oneroso uma vez que exige maiores volumes de material compactado durante a fase de construção. Além disto, este método necessita de um

planejamento avançado, tudo isto devido ao progresso da estrutura em função do acréscimo da altura. Assim, torna-se necessário a execução do “layout” a partir do dique de partida prevendo-se os sucessivos alteamentos para jusante. Ainda segundo KLOHN (1981) outro problema que poderá ocorrer é a insuficiência de material grosso (underflow) para manter a crista da barragem acima do nível do reservatório, sendo neste caso necessário a construção de um alto dique de partida ou a utilização de materiais de empréstimo.

2.3.3. Método a linha de centro

O método da linha de centro é uma solução intermediária entre os dois métodos citados anteriormente. De uma maneira geral, constitui uma variação do método de jusante, onde o alteamento da crista é realizado de forma vertical, sendo o eixo vertical dos alteamentos coincidente (Figura 2.8). Neste método torna-se possível a utilização de zonas de drenagem internas o que possibilita o controle da linha de saturação e não torna restrita a razão média de alteamentos. Este controle promove uma dissipação de poropressões tornando o método apropriado para utilização em áreas de alta sismicidade.

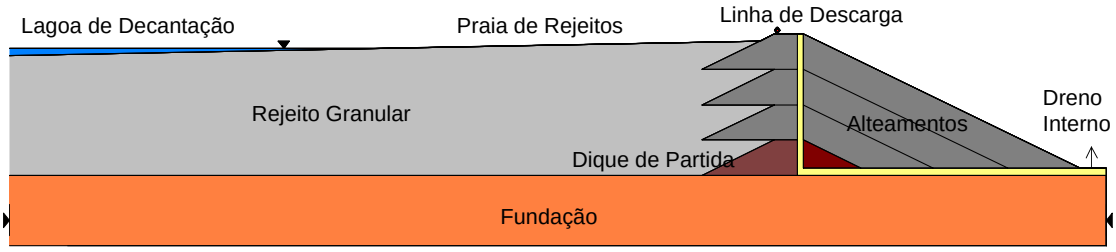


Figura 2.8 – Método construtivo de linha de centro (ALBUQUERQUE FILHO, 2004).

Como grande vantagem deste método em relação ao de jusante, pode-se destacar a necessidade de um menor volume de material compactado para construção do corpo da barragem. Este fator pode tornar mais compatíveis os custos de construção, principalmente quando comparados com o método de jusante.

2.4. SEGREGAÇÃO HIDRÁULICA

Durante o processo de deposição a velocidade do fluxo de rejeitos e a concentração da lama tende a afetar o comportamento dos depósitos de rejeitos. Esta alteração está condicionada à separação granulométrica que normalmente ocorre durante a deposição. Desta forma, a segregação hidráulica é uma característica importante nos aterros hidráulicos e refere-se à tendência da fração sólida, ou parte dela sedimentar, criando um gradiente de concentração ao longo da praia de rejeitos (RIBEIRO, 2000). A segregação apresenta efeito direto na distribuição granulométrica e nas condições de fluxo ao longo da praia. Esta tendência de sedimentar apresentada pela fração sólida gera uma seleção granulométrica em função do tamanho, da forma e da densidade das partículas. Assim o fluxo de lama provoca a seleção de partículas depositadas gerando regiões ao longo da trajetória de fluxo com enorme variabilidade granulométrica e mineralógica e alterando significativamente os parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade.

Segundo NEGRO JR. (1979) podem ser encontradas regiões próximas ao ponto de lançamento contendo material fino e outras mais distantes contendo material mais grosseiro. Este fato pode ser explicado pelo processo de segregação nas tubulações de descarga provocado pelas diferenças no valor da densidade das partículas que compõem o rejeito. Além do processo citado por NEGRO JR (1979), a deposição hidráulica cria características estruturais típicas como estratificações, acamamentos, micro-estruturas deposicionais, etc. Estas características são função das diversas variáveis que controlam o processo de deposição e que não podem ser reproduzidas em laboratórios convencionais de Mecânica dos Solos, uma vez que a experiência e/ou os conceitos teóricos são insuficientes para avaliar o que realmente ocorre no processo hidráulico de formação destes depósitos.

Dentro de um contexto de análise qualitativa da deposição hidráulica, existe uma grande aplicabilidade na utilização de modelos físicos de simulação em laboratório visando estudar o comportamento de aterros hidráulicos. No ensaio de simulação de deposição hidráulica (*Flume*), os mecanismos de deposição podem ser simulados de forma mais

econômica e controlada do que no campo, podendo-se observar e quantificar os efeitos das variáveis de descarga e as características do rejeito no processo de segregação hidráulica.

Baseado nestas considerações, RIBEIRO (2000) propôs a utilização de ensaios de simulação de deposição hidráulica para avaliar os mecanismos de deposição de rejeitos de minério de ferro. Estas análises, em concordância com a maioria das simulações realizadas para outros tipos de materiais, revelaram a importância desta metodologia na análise dos mecanismos de deposição hidráulica aplicada à disposição de rejeitos. Desta forma, analisando os resultados obtidos nas simulações realizadas por RIBEIRO (2000) verifica-se a importante influência da vazão e concentração na segregação hidráulica durante a deposição.

No caso do rejeito de minério de ferro, o processo de segregação gera em determinadas regiões da barragem de rejeito zonas de alta concentração de ferro. Assim as simulações realizadas por RIBEIRO (2000) revelaram uma forte influência das características das partículas no processo de segregação. Observa-se que o efeito da densidade das partículas de ferro tende a gerar um processo de seleção condicionado ao peso das partículas de ferro presentes neste rejeito.

2.5. DENSIDADE

A densidade é a medida indireta da estrutura dos solos, e consequentemente dos seus parâmetros geotécnicos. O estabelecimento de uma densidade alta é um ponto crítico a ser considerado no projeto de aterros hidráulicos, uma vez que a magnitude de seu valor tem influência direta na estabilidade da estrutura. ATHMER & PYCROFT (1986) consideram que as características físicas do material do aterro como granulometria, forma e mineralogia dos grãos, além do método de disposição afetam largamente o valor da densidade. MORETTI & CRUZ (1996) acrescentam ainda que o valor da massa especifica aparente seca (γ_d) depende essencialmente da concentração da lama,

ou seja, quanto menor a concentração maior massa especifica aparente seca (γ_d). Entretanto, estes autores ressaltam que caso a concentração da lama seja muito baixa, a evolução do aterro hidráulico torna-se bastante lenta.

MORETTI & CRUZ (1996) consideram ainda a massa especifica aparente seca (γ_d) como o principal parâmetro de controle da qualidade de um aterro hidráulico, e que para areias, o valor da massa especifica aparente seca (γ_d) aumenta rapidamente após o lançamento na praia. Assim, a obtenção de elevados valores de densidade próximo a região de alteamento indica que a barragem possui uma porosidade baixa, ou seja, o material apresenta-se com alta compacidade, evitando assim que ocorra algum tipo de processo de liquefação. Além disto, após algumas horas do lançamento, o valor da massa especifica aparente seca (γ_d) já se mostra estável apresentando uma certa capacidade de suporte na praia. Contudo, a longo prazo (alguns anos), as areias lançadas hidraulicamente tendem a mostrar um ligeiro aumento da massa específica e consequente ganho de resistência para a estrutura.

PRESOTTI (2002) mostra a importância de analisar a densidade no campo associada às diferenças no valor da massa específica dos grãos ao longo do depósito, fator preponderante no caso do rejeito de minério de ferro. Assim, uma tendência de análise das propriedades geotécnicas dos rejeitos estaria ligada à avaliação das características dos rejeitos baseado no teor de ferro e na sua consequente variação da densidade dos grãos. Alguns destes estudos têm sido desenvolvidos e têm mostrado a importância deste tipo de investigação. Contudo, o maior problema ainda está na metodologia ideal de separação das partículas de ferro e/ou no processo racional de avaliação dos diversos teores de ferro associados à granulometria do rejeito em vista das particularidades dos rejeitos.

2.6 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO

ESPÓSITO (2000) procurou através da realização do mapeamento das porosidades “in

situ” realizado nas Pilhas do Monjolo e Xingu aperfeiçoar a metodologia probabilística de controle de qualidade de construção de barragens de rejeitos. Utilizando a variabilidade das porosidades no campo foram obtidos em laboratório os parâmetros de resistência e permeabilidade sendo estabelecida correlações com as porosidades dos depósitos. Com base nestas correlações foram realizadas análises probabilísticas de estabilidade com determinação do fator de segurança e da probabilidade de ruptura, demonstrando assim, a aplicabilidade da metodologia probabilística de controle de qualidade na avaliação do comportamento da barragem de rejeitos e consequentemente na análise de risco.

LOPES (2000), utilizando amostras coletadas também na Pilha do Xingu, procurou avaliar a variação dos parâmetros de resistência do rejeito dentro de uma determinada faixa granulométrica em função do ponto de lançamento. LOPES (2000) avaliou a influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência através de ensaios de cisalhamento direto utilizando três faixas granulométricas de um concentrado de ferro e um concentrado de quartzo. Utilizando-se dos parâmetros de resistência encontrados e suas porosidades iniciais, LOPES (2000) apresentou uma relação de dependência entre estes parâmetros e a granulometria do material, verificando assim que o teor de ferro e a granulometria tendem a influenciar no ângulo de atrito do rejeito.

HERNANDEZ (2002) conhecendo todas as dificuldades encontradas no processo convencional de separação das partículas de ferro, procurou implementar uma nova metodologia para a separação da fração de ferro do rejeito. O equipamento utilizado nesta separação consistia de ímãs colados em uma geomembrana e através de um processo de vibração do rejeito sobre o dispositivo ocorria o processo de separação. HERNANDEZ (2002) utilizou o ensaio de cisalhamento direto para obtenção dos parâmetros de resistência e para a preparação das amostras foram utilizadas as porosidades máxima e mínima e duas intermediárias com a finalidade de avaliar adequadamente o comportamento do material.

HERNANDEZ (2002) obteve boas correlações entre o ângulo de atrito e o teor de ferro e observou que o ângulo de atrito decresce com o aumento da porosidade e também é

influenciado pelo teor de ferro, tendo uma variação crescente com o seu aumento. Deste modo, concluiu-se que o ângulo de atrito apresenta uma forte dependência do teor de ferro, onde para uma mesma porosidade observou-se que o ângulo de atrito varia com o incremento do teor de ferro na amostra.

PRESOTTI (2002), utilizando-se de uma forma alternativa para obtenção de amostras com características semelhantes àquelas obtidas num processo de deposição que ocorre no campo, conseguiu amostras a partir de ensaios de simulação de deposição hidráulica (ESDH) realizados por RIBEIRO (2000). PRESOTTI (2002) realizou uma série de ensaios triaxiais drenados em amostras com diferentes teores de ferro correspondentes a diferentes regiões na praia em relação ao ponto de lançamento. Esta avaliação foi condicionada pela presença das partículas de ferro, influenciando na densidade da amostra e consequentemente nos parâmetros de resistência. Quanto à magnitude dos valores dos ângulos de atrito, as amostras com maiores teores de ferro apresentaram maiores ângulos de atrito. Além disso, PRESOTTI (2002) observou uma maior dependência do ângulo de atrito com as características mineralógicas do rejeito independente das suas condições granulométricas e compacidade inicial.

2.7. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE REJEITOS

Como mencionado anteriormente, os rejeitos são resíduos resultantes de processos de beneficiamento a que são submetidos os minérios. Sua granulometria pode variar de areia até argila. Geralmente são descartados das usinas de concentração na forma de polpa, uma mistura de sólidos e água sendo contidos por um barramento. A condutividade hidráulica média dos rejeitos pode variar de 10^{-2}cm/s para os rejeitos arenosos até 10^{-9}cm/s para rejeitos argilosos finos e bem consolidados. A condutividade hidráulica de rejeitos produzidos em um processo de beneficiamento pode ser analisada a partir de duas considerações básicas:

- valor mínimo da condutividade hidráulica aceitável para o rejeito que está sendo utilizado na construção da barragem;
- influência do índice de vazios, distribuição granulométrica e porcentagem de finos sobre o valor da condutividade hidráulica dos rejeitos.

MITTAL & MORGESTERN (1975) ressaltam que a condutividade hidráulica média para rejeitos arenosos pode ser estimada com base no valor do diâmetro efetivo do material obtido através de análise granulométrica utilizando a formulação proposta por Hazen:

$$K = C.D_{10}^2 \qquad (2.1)$$

onde:
K – condutividade hidráulica (cm/s);
D_{10} – diâmetro efetivo (em milímetros);
C – coeficiente que varia entre 90 e 120.

BLIGHT (1994) também relata que a condutividade hidráulica dos rejeitos arenosos pode ser avaliada em função da sua distribuição granulométrica. Assim, pode-se determinar o valor da sua condutividade hidráulica através da equação de SHERARD (1984):

$$K = 0{,}35.D_{15}^2 \qquad (2.2)$$

onde:
K – condutividade hidráulica (cm/s);
D_{15} – diâmetro a 15% (mm).

VICK (1983) apresenta uma concepção geral baseada em um modelo estudado por KEALY E BUSCH (1971) segundo a qual o processo de segregação hidráulica convencional (por tamanho) apresenta efeito direto na distribuição granulométrica e nas

condições de fluxo gerando três zonas distintas na praia de deposição como apresentado na Figura 2.9. Assim, o efeito da segregação hidráulica cria uma zona de alta permeabilidade relacionada ao material mais grosseiro próxima ao ponto de descarga, uma zona de baixa permeabilidade relacionada ao material mais fino e situada distante do ponto de lançamento e uma zona intermediária entre estes dois pontos. VICK (1983) ressalta ainda que a largura relativa de cada faixa na praia de deposição depende do processo de segregação ocorrido, da porcentagem de partículas grossas e finas presentes nos rejeitos e da localização da lagoa de decantação em relação ao ponto de lançamento.

Figura 2.9 – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica em um depósito de rejeitos (Modificado – VICK, 1983).

A utilização de aterros hidráulicos alteados pelo método de montante tende a ser limitada por condições específicas e incorporam um certo número de desvantagens. Fatores como a posição da linha freática, capacidade de armazenamento de água e susceptibilidade a liquefação exercem influência marcante no projeto destas estruturas. A determinação da posição da linha freática torna-se um elemento critico para a análise de estabilidade do talude de jusante da barragem. Este posicionamento pode ser condicionado a três fatores: o primeiro é a localização do lago de decantação em relação à crista da barragem, o segundo é o efeito da variação da permeabilidade no maciço e o terceiro é efeito das condições de permeabilidade da fundação da barragem.

Analisando a Figura 2.10(a) observa-se que a proximidade do lago de decantação da crista da barragem produz uma elevação da linha freática, que por sua vez resulta em um aumento do nível de poropressões no talude de jusante ocasionando uma redução da segurança podendo conduzir a uma possível ruptura (VICK, 1983). Outro condicionante

de extrema importância para a determinação da posição da linha freática é o gradiente de permeabilidade no maciço. Esta variação é resultado da segregação granulométrica gerada pelo lançamento e deposição dos rejeitos na praia, que por sua vez é função da distribuição granulométrica dos rejeitos, do teor de sólidos e das condições de lançamento. Na Figura 2.10(b) a proximidade da linha freática ao talude jusante é função direta da segregação ocorrida no maciço. Assim, uma alta segregação ao longo da praia representa um aumento nas condições de drenabilidade da pilha. A Figura 2.10(c) demonstra que as condições de contorno, particularmente a permeabilidade da fundação e as condições de permeabilidade do dique de partida também exercem uma grande influência sobre a localização da superfície freática. Assim, para uma fundação relativamente permeável a posição da linha freática em relação ao talude pode ser considerada favorável à segurança do talude de jusante.

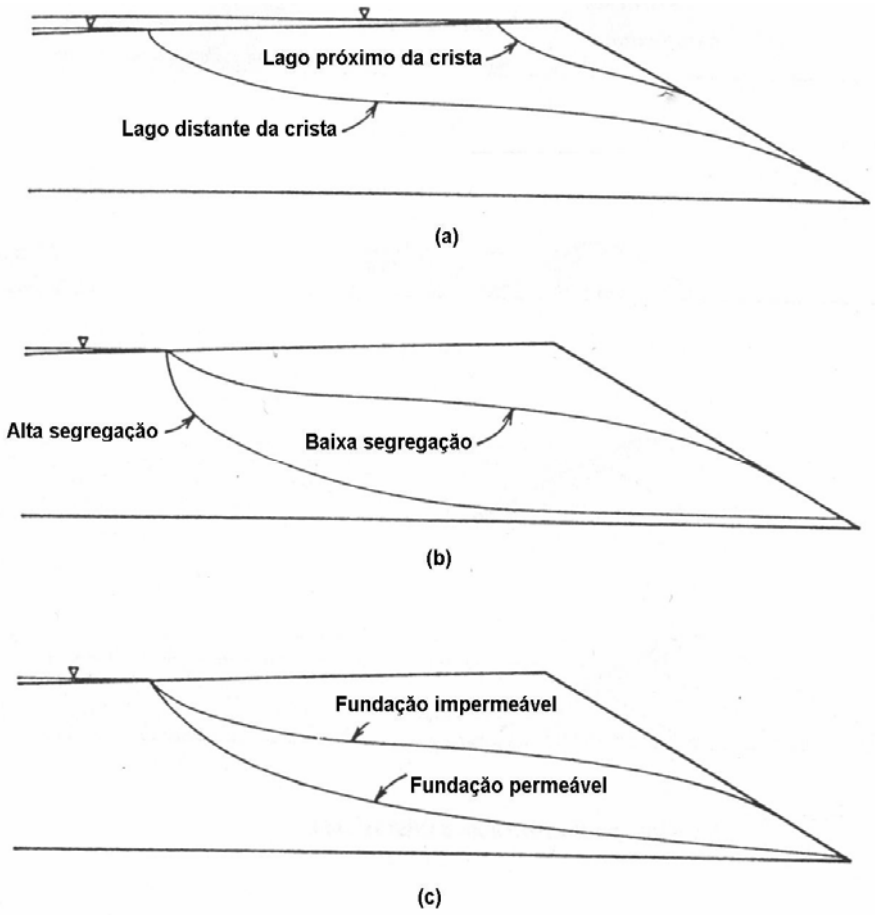


Figura 2.10 – Fatores que influenciam a posição da linha freática em barragens alteadas pelo método de Montante (Modificado – VICK, 1983).

BLIGTH (1994) também relata que a segregação granulométrica ocorrida na praia promove um arraste das partículas finas para locais mais distantes do ponto de lançamento dos rejeitos. Este fenômeno pode ser caracterizado por uma relação empírica entre a condutividade hidráulica e distribuição granulométrica das partículas presentes no rejeito. Deste modo, baseado na relação entre a distribuição granulométrica do rejeito em função da segregação hidráulica, BLIGTH (1994) sugere que a permeabilidade se distribui de acordo com a relação:

$$K = a.\exp(-b.x) \tag{2.2}$$

onde:
K – condutividade hidráulica numa praia de rejeitos;
a e b – são características da praia de rejeito e x é a distância em relação ao ponto de lançamento do rejeito.

Na Figura 2.11 um conjunto de valores de condutividade hidráulica obtidos em laboratório através de ensaios de carga constante em rejeitos de diamante ilustra a formulação apresentada por BLIGHT (1994). Através da Figura 2.11 pode-se visualizar uma pequena redução do valor da condutividade hidráulica em função da distância do ponto de lançamento.

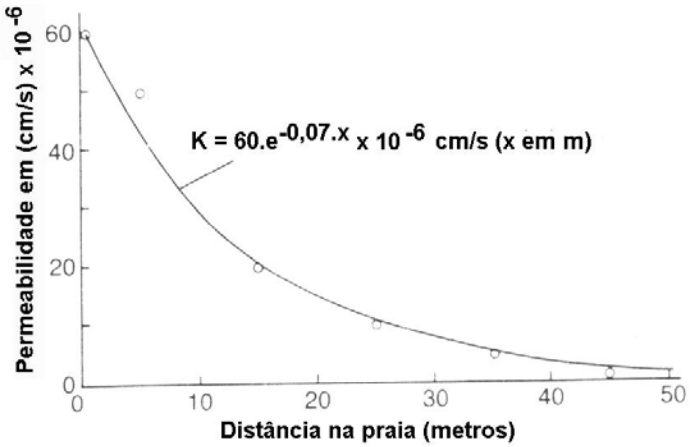


Figura 2.11 – Variação da permeabilidade em função da distância do ponto de lançamento na praia (Modificado – BLIGTH, 1994).

A Figura 2.12 apresenta um modelo típico de linha freática determinada em função da segregação hidráulica gerada pela distribuição granulométrica do rejeito na praia. BLIGTH (1994) relata que para o caso em que o valor da condutividade hidráulica varia linearmente ao longo do maciço a linha freática torna-se função direta de outras variáveis. No caso em que a condutividade hidráulica varia em função da distribuição granulométrica do aterro a posição da linha freática torna-se função direta da segregação granulométrica do rejeito na praia.

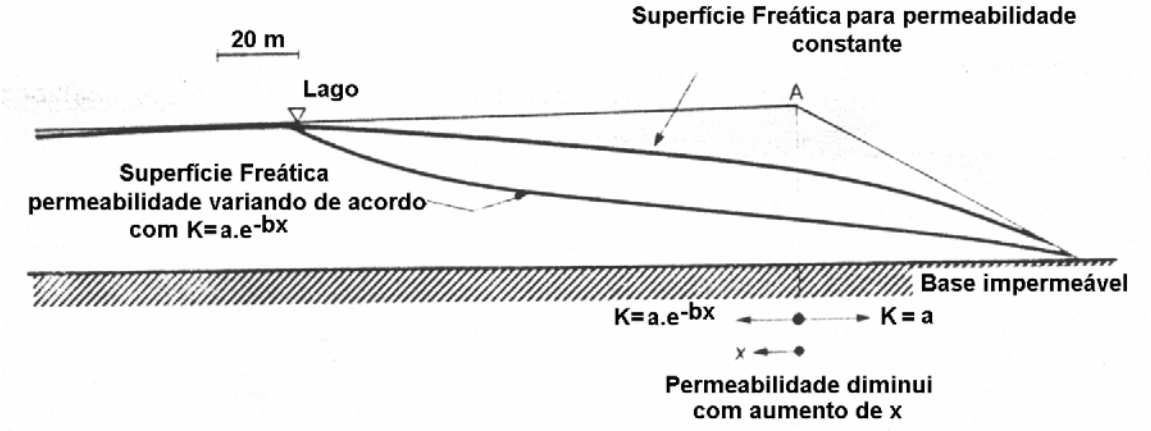


Figura 2.12 – Efeito da variação da permeabilidade sobre a posição da linha freática em aterros hidráulicos (Modificado – BLIGTH, 1994).

Neste contexto, verifica-se a importância da análise dos parâmetros geotécnicos vinculados ao comportamento das barragens de rejeitos visando uma melhoria da qualidade destas estruturas. Desta forma, a avaliação da variação da condutividade hidráulica nas barragens de rejeitos em vista das inúmeras variáveis que podem afetar o seu comportamento torna-se fundamental. O conhecimento dos efeitos das variáveis hidráulicas no processo de formação do depósito poderia otimizar o processo construtivo garantindo a qualidade e a segurança dos aterros hidráulicos.

CAPÍTULO 3

3 – HIDRÁULICA SATURADA DE SOLOS GRANULARES

3.1. INTRODUÇÃO

O comportamento geotécnico dos rejeitos granulares de uma maneira geral pode ser avaliado a partir da análise do comportamento dos solos arenosos. Esta abordagem baseia-se nas semelhanças que ocorrem nas propriedades destes materiais. Ambos possuem pequena concentração de finos plásticos e o efeito da densidade relativa, em ambos os materiais, tem justificado a adoção de técnicas de avaliação, metodologias de ensaios semelhantes às utilizadas para solos tipicamente arenosos.

Contudo, PRESOTTI (2002) ressalta que apesar do rejeito ter granulação arenosa o seu comportamento não deve ser considerado exatamente o mesmo de uma areia devido às características mineralógicas que os diferem e principalmente devido à presença de partículas de ferro, justificando assim uma análise mais cuidadosa. Neste contexto, são apresentadas algumas características básicas de comportamento de solos granulares que tendem a servir de base para a análise do comportamento geotécnico de rejeitos granulares.

3.2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

3.2.1. Lei de Darcy

Por volta de 1856, o engenheiro francês Henri Darcy, baseado em resultados de ensaios de fluxo aquoso em filtros de areia (Figura 3.1) formulou uma relação empírica

denominada Lei de Darcy que estabelece a taxa de fluxo ou vazão unidimensional em função da condutividade hidráulica do meio em relação ao fluido, do gradiente hidráulico e da área da seção do conduto. A relação abaixo expressa esta lei.

$$Q = K \frac{\Delta h}{l} A \tag{3.1}$$

onde:

Q – vazão unidimensional;

K – condutividade hidráulica;

Δh – diferença entre as alturas das colunas d'água;

l – comprimento do conduto;

A – área da seção do conduto.

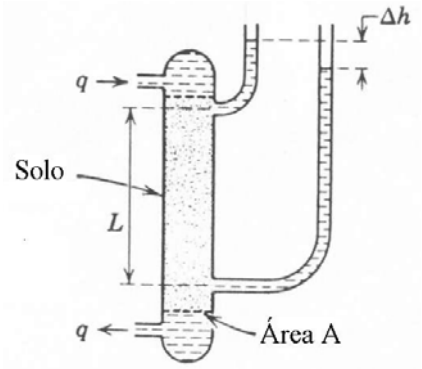


Figura 3.1 – Experimento de Darcy.

O termo definido como gradiente hidráulico é a taxa de variação da carga hidráulica total em relação à distância de fluxo, ou seja, representa a perda de energia ou de carga ao longo da trajetória de fluxo. No caso de um fluxo unidimensional, esta variação de potencial ou da carga hidráulica pode ser representada matematicamente por:

$$i = -\frac{h_{saida} - h_{entrada}}{l} = -\frac{\Delta h}{l} \tag{3.2}$$

onde:

h_{saida} – carga hidráulica na saída da amostra;

$h_{entrada}$ – carga hidráulica na entrada da amostra;

Δh – diferença entre as cargas hidráulicas na amostra;

l – comprimento da amostra.

Utilizando a definição de gradiente hidráulico, podemos obter de forma mais compacta a lei de Darcy:

$$Q = K.i.A \tag{3.3}$$

onde:

Q – vazão unidimensional;

K – condutividade hidráulica;

i – gradiente hidráulico;

A – área da seção do conduto.

3.2.2. Velocidade de descarga e velocidade real

A velocidade de descarga ou velocidade de Darcy é definida como a quantidade de água que percola na unidade de tempo, através de uma área unitária em uma seção perpendicular ao fluxo. Esta velocidade é dita velocidade superficial e está ligada a um conceito macroscópico de velocidade, uma vez que o fluido se movimenta através das aberturas dos poros. Porém, em um material poroso a observação das trajetórias reais das partículas dentro de uma massa de solo define um conceito microscópico da grandeza. Esta velocidade microscópica, como apresentado na Figura 3.2, denominada velocidade de infiltração ou velocidade linear média, define mais realisticamente o movimento dos fluidos em meios porosos. Deste modo, pode-se demonstrar que a velocidade de infiltração ou velocidade linear média é função do índice de vazios de um dado solo através da expressão:

$$v = \frac{Q}{n_e.A} = \frac{q}{n_e} \tag{3.4}$$

onde:

v – velocidade de infiltração ou velocidade média linear;

Q – vazão;

q – vazão específica;

n_e – porosidade efetiva;

A – área da seção transversal do conduto.

Figura 3.2 – Conceitos macroscópico e microscópico de velocidade.

A lei de Darcy apresenta a equação básica para o cálculo da permeabilidade e tem validade para escoamento onde o fluxo é laminar e não turbulento, ou seja, o escoamento ao assumir o regime laminar é regido por uma velocidade crítica, onde toda turbulência é absorvida pela viscosidade do fluido. Além disto, assume-se que o índice de vazios permanece constante e que são alcançadas as condições de equilíbrio na percolação. Esta suposição é geralmente válida para solos desde argilas até areias médias, mas não deve ser válida para materiais mais grossos. A transição entre o escoamento laminar e turbulento foi definida por Reynolds, baseado na teoria do regime de escoamento em condutos forçados. Através desta experiência Reynolds teria relacionado teoricamente o valor da velocidade crítica (v_c) com algumas grandezas intervenientes através da equação:

$$\mathrm{Re} = \frac{v_c.d.\gamma}{\mu} = \frac{v_c.d}{\upsilon} \qquad (3.5)$$

onde:

Re – Número de Reynolds;

γ – massa específica do líquido permeante;

μ – viscosidade dinâmica do líquido permeante;

v_c – velocidade crítica;

d – diâmetro característico do tubo;

ν - viscosidade do líquido permeante.

O número de Reynolds é uma grandeza adimensional que permite conhecer o regime de escoamento de um líquido. Para valores deste número menores que 2000 o regime é dito laminar de escoamento. Baseado nesta consideração, TAYLOR (1948) apresenta informações indicando que o escoamento ocorrido na maioria dos solos é geralmente laminar, e que somente quando o diâmetro efetivo das partículas excede 0,5 mm o escoamento pode ser considerado semi turbulento.

Para solos, considerando um fluxo ascendente, grande cuidado deve ser tomado em relação ao gradiente hidráulico. Quando o gradiente supera o valor crítico as partículas de solo começam a perder contato entre si, resultando assim na perda da tensão efetiva. Este fenômeno conduz o solo granular a uma situação instável, com perda repentina da resistência atingindo o estado de liquefação ou areia movediça. Para fluxo descendente, BOTELHO (2001) relata que o atrito devido ao arraste da água nas superfícies das partículas do solo tende a trazer as partículas perto umas das outras podendo ocasionar o adensamento do solo.

3.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS GRANULARES

O solo é um material complexo constituído por grãos minerais e matéria inorgânica, constituindo uma fase sólida, envolvida por uma fase líquida composta pela água e/ou ar. Em geral, todos os vazios dos solos estão interconectados em sua vizinhança. LAMBE & WHITMAN (1979) destacam que em solos granulares (pedregulhos, areias e siltes) torna-se difícil visualizar uma situação onde os vazios estejam isolados. Já em argilas, onde a configuração das partículas está sob a forma lamelar a não conexão entre estes vazios torna-se possível. Deste modo podemos dizer que um material é dito permeável, se este é capaz de ser penetrado ou permeado através de seus canalículos interconectados por alguma substância, geralmente ar ou líquido.

Nos solos grossos, onde as forças de superfície são inexpressivas, a água se encontra

entre as partículas sólidas podendo estar sob equilíbrio hidrostático ou fluir sob ação da gravidade, desde que haja diferença de carga hidráulica. Para solos finos as forças de superfície atuam e, assim, nestes solos existe uma camada de água adsorvida a qual pode estar sujeita a pressões muito altas por causa das forças de atração existentes entre estas partículas. Consequentemente, estes filmes de água adsorvida propiciam um vínculo entre as partículas de forma que lhes confere uma resistência intrínseca chamada coesão verdadeira. O restante da água existente nestes solos se encontra livre, podendo fluir por entre as partículas, desde que haja gradiente hidráulico para tal.

Em decorrência das diferentes nomenclaturas (condutividade hidráulica e coeficiente de permeabilidade) utilizadas por alguns ramos da ciência (hidrogeologia, agronomia, física do solo, engenharia civil, etc), a diferenciação do termo condutividade hidráulica do termo coeficiente de permeabilidade torna-se estritamente necessária à consistência ao domínio no qual se está trabalhando. FREEZE & CHERRY (1979) citam que o coeficiente de permeabilidade (permeabilidade intrínseca ou específica) é dependente somente das características do meio, enquanto a condutividade hidráulica relaciona-se não somente ao meio percolado, mas também à densidade e à viscosidade do fluido.

DANIEL (1994) atenta também para a confusão entre os termos, argumentando que tradicionalmente os engenheiros civis substituem o termo condutividade hidráulica por coeficiente de permeabilidade. Este mesmo autor salienta que seria proveitosa uma diferenciação em função de uma padronização entre as várias ciências afins, sugerindo a adoção de parâmetros distintos para definir estas duas propriedades baseado nas seguintes equações:

$$k = Cd^{2} \tag{3.6}$$

e

$$K = \frac{k \rho g}{\mu} \tag{3.7}$$

onde:

k – permeabilidade intrínseca ou específica;

K – condutividade hidráulica;

ρ – massa específica do líquido;

g – aceleração da gravidade;

μ – viscosidade do líquido.

Na Equação 3.6 o termo k é o coeficiente de permeabilidade intrínseca, C é uma outra constante de permeabilidade que considera algumas propriedades do meio poroso que também afetam o fluxo, tais como as diferenças granulométricas, o grau de esfericidade e a natureza do arranjo estrutural e d é o diâmetro do recipiente ou do canal do poro percolado.

A Tabela 3.1 apresentada abaixo fornece uma classificação dos solos com relação ao grau de condutividade hidráulica para o mesmo, segundo TERZAGHI E PECK (1967):

Tabela 3.1 – Grau de condutividade hidráulica de um solo (Modificado Terzaghi e Peck, 1967)

Grau de condutividade hidráulica	**k (cm/s)**
Alta	Acima de 10^{-1}
Média	10^{-1} a 10^{-3}
Baixa	10^{-3} a 10^{-5}
Muito Baixa	10^{-5} a 10^{-7}
Praticamente Impermeável	Abaixo de 10^{-7}

Segundo CEDERGREEN (1977), nenhuma propriedade de material utilizado na engenharia é tão variável quanto a permeabilidade. Em termos práticos, esta propriedade implica em dizer que o conhecimento da ordem/magnitude da condutividade hidráulica pode ser muito útil. Consequentemente, em cálculos a terceira casa decimal reportada em um valor da condutividade hidráulica provavelmente tem pequena significância. Verifica-se, por exemplo, que os pedregulhos permitem o escoamento de um fluido de maneira extremamente rápida e em grande quantidade por seus vazios, enquanto as argilas são praticamente impermeáveis e a vazão de

escoamento através de seus poros é praticamente infinitesimal.

3.4. PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM A CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE SOLOS GRANULARES

CEDERGREEN (1977) relata que, embora a condutividade hidráulica seja constante para dado solo ou rocha, ela pode variar para um dado material dependendo de alguns fatores. Seu valor absoluto depende primeiramente das propriedades do líquido permeante. Para os materiais propriamente ditos, seu valor depende primeiramente das dimensões dos vazios, do tamanho e continuidade dos canais de fluxo e das aberturas ou juntas pelas quais o fluido permeante escoa. Assim, HEAD (1984) comenta que a condutividade hidráulica depende dos seguintes fatores:

(a) Fatores invariáveis para um dado solo

Distribuição granulométrica:

A condutividade hidráulica dos solos granulares é diretamente influenciada pela distribuição granulométrica e especialmente pela porcentagem de finos no solo. Desta forma, quanto menor o tamanho das partículas e menor a área de vazios entre estas, maior será a resistência ao fluxo de água no solo, ou seja, menor será o valor da condutividade hidráulica deste solo. Além disso, a presença de finos no solo também representa um fator de grande influência na magnitude da condutividade hidráulica. Assim, uma maior presença de partículas finas também acarreta em uma diminuição significativa no valor da condutividade hidráulica do solo, uma vez que provoca a redução da área da seção transversal de escoamento.

Forma e textura das partículas:

O formato dos grãos tem muita importância no comportamento mecânico e hidráulico do solo, pois determina a forma como eles se encaixam e se entrosam (CAVALCANTE,

2000). Assim, partículas esféricas ou arredondadas pode-se tocar de forma a determinar grandes vazios, enquanto as partículas alongadas e irregulares tendem a se encaixar de maneira a criar trajetórias de fluxo mais tortuosas. A textura da superfície de um grão também exerce grande influência na permeabilidade. Assim, partículas com superfície de textura áspera apresentam uma maior resistência ao fluxo, devido ao atrito, do que partículas com textura lisa.

Composição mineralógica:

Os solos são materiais formados a partir da desagregação de rochas através de processos de intemperismo. As propriedades químicas e mineralógicas das partículas dos solos irão depender da composição da rocha matriz e do clima da região. Estas propriedades, por sua vez, irão influenciar o comportamento mecânico e hidráulico do solo. Assim pode-se dizer que para solos de granulometria fina como argilas, a composição mineralógica das partículas torna-se um fator adicional, pois diferentes tipos de minerais conservam diferentes espessuras de água adsorvida. Esta diferença é função da capacidade de troca de cátions e da valência dos cátions e influencia diretamente no tamanho dos poros e portanto na permeabilidade.

(b) Fatores associados ao arranjo estrutural

Índice de vazios:

Índice de vazios ou porosidade de um solo, apresenta uma influência substancial na condutividade hidráulica. Um acréscimo no valor do índice de vazios conduz a um acréscimo na porcentagem da área da seção transversal para o escoamento, que por sua vez resulta em um aumento no valor da condutividade hidráulica. Além disto, estes valores podem expressar a densidade de um solo através do tamanho das partículas e do arranjo em conseqüência de um processo de densificação. Assim, quanto mais denso o solo, menor é seu índice de vazios e menor será sua condutividade hidráulica.

Grau de saturação:

Na medida da condutividade hidráulica a quantidade de vazios preenchidos com água é muito importante. A perda de saturação gera um acúmulo de ar nos poros. Este acúmulo gera um aumento na sucção mátrica, conduzindo a uma subsequente redução nos caminhos preferenciais de fluxo implicando na diminuição da condutividade hidráulica do solo. Por outro lado, o aumento do grau de saturação do solo preenche os vazios com água, diminuindo a sucção mátrica nos poros e produzindo uma elevação no valor da condutividade hidráulica.

(c) Fatores associados ao fluido permeante

Natureza do fluido:

Como visto anteriormente, a condutividade hidráulica depende das propriedades do fluido permeante, isto é, da densidade e da viscosidade dinâmica do fluido. A viscosidade dinâmica do fluido representa a resistência oferecida ao movimento do fluido. Deste modo podemos dizer que a condutividade hidráulica irá variar para um mesmo solo em função do fluido percolante, por exemplo, a água apresenta valores muito baixos quando comparados com outros fluidos: óleo e glicerina. Outro fator que influencia na viscosidade dinâmica do fluidos é a temperatura. Assim quanto maior a temperatura menor será a viscosidade dinâmica do fluido e conseqüentemente maior será o valor da condutividade hidráulica.

Tipo de fluxo:

O padrão de fluxo admitido é aquele baseado na lei de Darcy onde o solo é considerado saturado e o regime de escoamento é laminar. Neste regime a velocidade de fluxo geralmente é baixa e a vazão (Q) pode ser calculada através da Equação 3.3. Como para a maioria dos solos o regime de fluxo é quase sempre laminar um critério utilizado para investigar este aspecto pode ser a determinação do número de Reynolds (Re) que é dado pela Equação 3.4. Assim, para condições de fluxo laminar em um solo o número de Reynolds deve ser menor que 2000. Acima deste limite o regime torna-se turbulento e a lei de Darcy não é mais válida.

Temperatura:

Como citado anteriormente a condutividade hidráulica está relacionada à viscosidade dinâmica da água, a qual varia com a temperatura. O aumento da temperatura provoca uma diminuição na viscosidade da água. Em estudos experimentais é conveniente relacionar a condutividade hidráulica à temperatura padrão de 20ºC. Portanto a determinação da condutividade hidráulica será obtida a partir de uma relação entre viscosidades. Assim o valor da condutividade hidráulica a 20ºC será dada através da equação:

$$K_{20^{\circ}C} = K_{T^{\circ}C}\left(\frac{\eta_{T^{\circ}C}}{\eta_{20^{\circ}C}}\right) \tag{3.8}$$

onde:
K20ºC – condutividade hidráulica a 20ºC;
KTºC – condutividade hidráulica a TºC;
ηTºC – viscosidade dinâmica da água a TºC;
η20ºC – viscosidade dinâmica da água a 20ºC.

(d) Fator associado ao estado natural do solo

Estrutura do solo (heterogeneidade e anisotropia):

A heterogeneidade e a anisotropia ocorrida em grandes massas de solos em estado natural exerce uma grande influência no valor da condutividade hidráulica. Estas propriedades apresentadas pelos solos podem resultar na presença de estratificações e laminações ocorridas no subsolo. Estas estratificações e laminações tendem a orientar o fluxo de água no subsolo, caracterizando-se pela elevação do valor da condutividade hidráulica na horizontal, tornando-a superior à condutividade hidráulica na vertical. Para solos arenosos estas propriedades tendem a apresentar como resultado uma relação de variação da condutividade hidráulica aceitável. Já para argilas esta relação entre a condutividade hidráulica horizontal e a vertical pode alcançar até a ordem de 100 vezes

tornando difícil sua avaliação em grandes massas de solo.

3.5. MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

3.5.1 Métodos indiretos

A condutividade hidráulica de um solo depende primeiramente do tamanho e da forma dos grãos, da forma e arranjo dos vazios, do índice de vazios, grau de saturação e temperatura. Várias expressões têm sido propostas para relacionar a condutividade hidráulica dos solos, especialmente dos solos granulares. Baseado em trabalhos com areias finas e uniformes Hazen desenvolveu uma equação para estimar a condutividade hidráulica em função do diâmetro efetivo das partículas D_{10}. Sua utilização principal aplica-se ao cálculo de drenos e filtros de limpeza. A fórmula, como apresentada por TERZAGHI E PECK (1943) é:

$$k_{(cm/s)} = C_1.(D_{10}{}^2) \qquad (3.9)$$

onde:
C_1 – coeficiente de forma (varia de 40 a 150);
D_{10} – diâmetro efetivo das partículas em centímetros.

LAMBE & WHITMAN (1979) citam resultados de ensaios realizados por LANE E WASHBURN (1946) sobre a variação do valor médio do coeficiente de forma em função do tipo de solo (pedregulho para silte). Estes resultados demonstraram que o valor médio do coeficiente de forma é por volta de 16 (dezesseis), o que segundo as observações realizadas por Hazen limita o uso desta formulação para areias de tamanhos uniformes.

Convertendo a fórmula de Hazen para o Sistema Internacional de Unidades (S.I.) tem-se:

$$k_{(m/s)} = C_1.(D_{10}{}^2).10^{-4} \qquad (3.10)$$

onde:

C_1 – coeficiente de forma (varia de 40 a 150);

D_{10} – diâmetro efetivo das partículas em milímetros.

KONEZY (1927) propôs uma equação que relaciona a condutividade hidráulica com o tamanho das partículas, a porosidade, a angularidade, a superfície específica e a viscosidade do líquido permeante. A equação proposta é:

$$K = \frac{\rho g}{eC\eta S^2} \frac{n^3}{(1-n)^2} \tag{3.11}$$

onde:

K – coeficiente de permeabilidade de Darcy;

ρ – massa específica do líquido permeante;

g – aceleração da gravidade;

e – índice de vazios do solo;

η - viscosidade do líquido permeante;

S – superfície específica dos grãos;

n – porosidade do solo;

C – fator de forma que depende da forma e arranjo do poros.

A equação proposta por KOZENY (1927) foi modificada e implementada por CARMAN (1939). Como modificação, Carmam substituiu o valor da porosidade pelo valor do índice de vazios resultando na equação abaixo:

$$K = \frac{\rho g}{C\eta S^2} \frac{e^3}{(1-e)} \tag{3.12}$$

onde:

k – coeficiente de permeabilidade de Darcy;

ρ – massa específica do líquido permeante;

g – aceleração da gravidade;

e – índice de vazios do solo;

η - viscosidade do líquido permeante;

S – superfície específica dos grãos;

C – fator de forma.

Através da relação desenvolvida por TERZAGHI (1943), na qual utiliza-se dados de laboratório obtidos através de ensaios de adensamento oedométrico, a condutividade hidráulica de argilas e siltes pode ser obtida através da relação:

$$c_v = \frac{K}{\gamma_w . m_v} \tag{3.13}$$

ou

$$K = c_v . m_v . \gamma_w \tag{3.14}$$

onde:

K – condutividade hidráulica;

c_v – coeficiente de adensamento;

γ_w – peso específico da água;

m_v – coeficiente de compressibilidade volumétrica.

O coeficiente de compressibilidade volumétrica das Equações 3.13 e 3.14 pode ser determinado através das expressões:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_0} \tag{3.15}$$

onde:

a_v – coeficiente de compressibilidade;

e_o – índice de vazios inicial.

TAYLOR (1948) apresenta uma equação baseada na Lei de Poiseuille's que reflete as características do líquido permeante e do solo sobre a condutividade hidráulica. Esta equação foi desenvolvida considerando um escoamento direto por um conjunto de tubos capilares. A equação proposta pode ser escrita como:

$$K = D_{10}{}^2 \frac{\gamma}{\mu} \frac{e^3}{(1+e)} C \qquad (3.16)$$

onde:

K – condutividade hidráulica de Darcy;

D_{10} – diâmetro efetivo das partículas;

γ - peso específico do líquido permeante;

μ - viscosidade do líquido permeante;

e – índice de vazios;

C – fator de forma que depende da forma e arranjo do poros.

3.5.2 Métodos diretos

3.5.3. Caracterização da condutividade hidráulica em laboratório

Em laboratório, a condutividade hidráulica pode ser determinada utilizando-se equipamentos semelhantes àquele construído por Henri Darcy em 1856. Contudo, nos dias de hoje a sofisticação dos equipamentos tem sido grande, tendendo a aumentar cada vez mais em função da necessidade de valores mais precisos e que reproduzam melhor as condições de campo. Segundo OLSEN E DANIEL (1981), muitos engenheiros e geólogos estão mais acostumados com as técnicas convencionais para determinação da condutividade hidráulica, do que com técnicas especiais para determinação da condutividade de solos com granulometria fina. Estas técnicas especiais surgiram através de recentes desenvolvimentos dos estudos na área ambiental, principalmente em pesquisas ligadas à área de disposição de resíduos perigosos. Além desta área, outra ligada a problemas de adensamento também tem apresentado um crescente interesse.

Assim, os ensaios de laboratório têm como justificativa de seu uso a praticidade, a rapidez e o baixo custo. Todavia, a efetividade dos resultados torna-se uma desvantagem marcante, pois não se pode assumir uma representatividade verdadeira em relação aos aspectos presentes no campo. Portanto, pode-se ressaltar que para solos saturados a realização de ensaios de campo para determinação da condutividade hidráulica tem muita utilidade, uma vez que um grande volume de solo pode ser analisado levando em conta os efeitos da sua macroestrutura.

De maneira geral, dois tipos de equipamentos são utilizados: permeâmetros de parede rígida (rigid-wall permeameters) e permeâmetros de parede flexível (flexible-wall permeameters). DANIEL (1994) relata os dois tipos de equipamentos utilizados nos ensaios de condutividade hidráulica descrevendo detalhes construtivos, procedimentos de ensaio, aplicações, indicações de uso, além de vantagens e desvantagens.

a) Permeâmetros de paredes rígidas

Estes permeâmetros consistem de um tubo rígido (metal, plástico ou vidro) para contenção da amostra, fixado nas extremidades inferior e superior por chapas conectadas a hastes parafusadas. Pode-se impor um fluxo ascendente (da base para o topo) ou descendente (do topo para a base) dependendo do tipo de ensaio escolhido. A Figura 3.3 mostra um esquema geral de um permeâmetro de parede rígida. Segundo DANIEL (1994), os permeâmetros de parede rígida são divididos em quatro tipos: molde de compactação, célula de consolidação, tubo amostrador e tubo superdimensionado.

Nos permeâmetros do tipo molde de compactação utiliza-se o próprio tubo de percolação para a compactação da amostra. Uma atenção especial deve ser dada a possíveis caminhos preferenciais na interface tubo/amostra. Nos equipamentos do tipo células de consolidação, como mostrado na Figura 3.4, uma tensão é aplicada de cima para baixo no solo através de um pistão, proporcionando sua consolidação. O ensaio pode ser executado de duas maneiras: O solo pode ser consolidado e o valor da condutividade hidráulica será computado da taxa de consolidação imposta; e o solo

pode ser permeado diretamente.

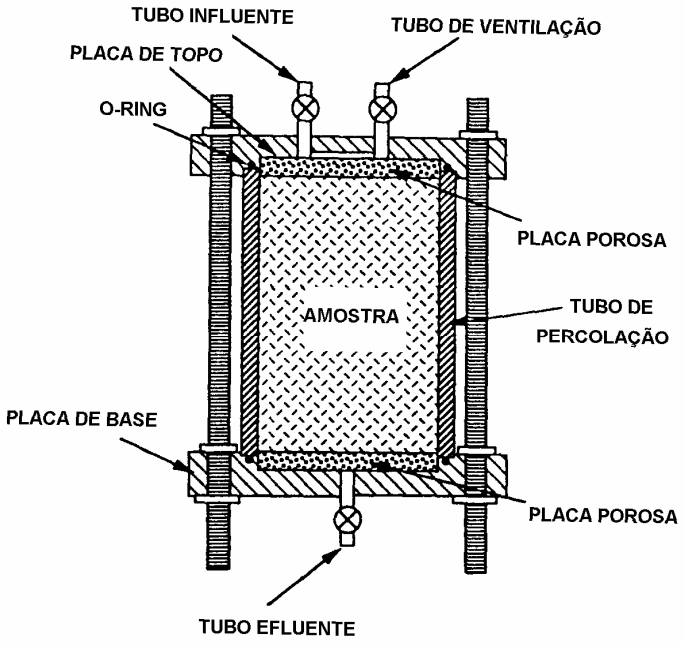
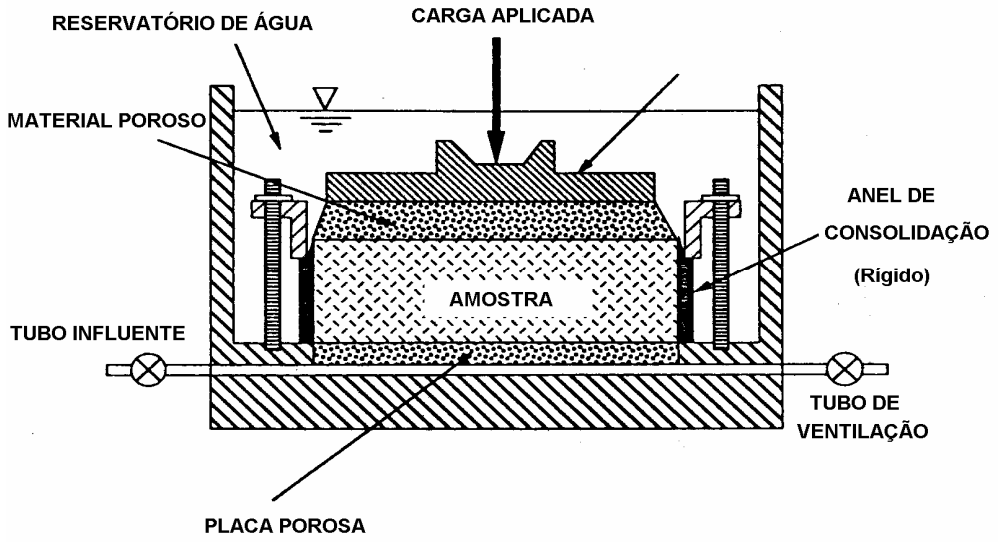


Figura 3.3 - Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Rígida (Modificado – DANIEL, 1994).

O permeâmetro do tipo tubo amostrador refere-se a ensaios com amostras indeformadas, retiradas por meio de um tubo amostrador de parede fina (Tubo SHELBY). Normalmente um grande risco de vazamentos laterais está associado a este tipo de ensaio, uma vez que a presença de materiais mais grosseiros (cascalhos) induz a formação de espaços vazios entre a parede do tubo e a amostra. O permeâmetro com o tubo superdimensionado, utiliza um material selante em torno da amostra. DANIEL (1994) utilizou este tipo de permeâmetro para ensaios com solo cimento e, os únicos problemas encontrados referem-se a defeitos na colocação do material selante (bentonita).

DANIEL (1994) cita algumas vantagens e desvantagens da utilização do permeâmetro de parede rígida. Dentre as vantagens pode-se destacar a simplicidade de construção e operação do equipamento; o baixo custo na sua fabricação; a possibilidade da construção de grandes permeâmetros de forma conveniente; a variedade de tipos de

materiais utilizados na construção do equipamento; uma expansão vertical irrestrita, e se desejado, uma tensão vertical nula pode ser conferida ao ensaio. Dentre as grandes desvantagens deste tipo de permeâmetro pode-se citar possíveis vazamentos laterais; possível falta de controle nas tensões horizontais; provável vazamento lateral devido a ocorrência de contração da amostra; falta de controle do grau de saturação; realização de uma saturação via contrapressão deficiente e tempos longos de ensaios para materiais de baixa condutividade hidráulica.



c

b) Permeâmetros de paredes flexíveis

Os ensaios nestes permeâmetros são realizados em células triaxiais convencionais ou modificadas. Assim a amostra fica confinada por um material poroso nas extremidades inferior e superior (pedras porosas) e por uma membrana de látex na porção lateral. As linhas de drenagem no topo e na base são destinadas à saturação, geralmente realizada por contrapressão, e à realização do ensaio. A diferença de pressão pode ser medida usando um transdutor diferencial de pressão. A condutividade hidráulica é obtida através de medidas de pequenas vazões ao longo do tempo. O esquema do permeâmetro de parede flexível pode ser visto na Figura 3.5.

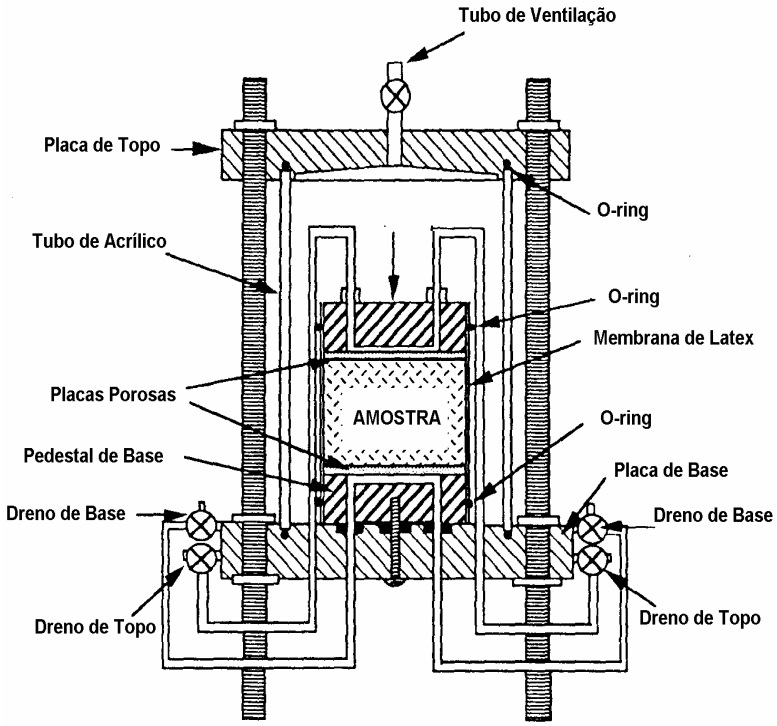


Figura 3.5 - Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Flexível (Modificado – DANIEL, 1994).

DANIEL (1994) relata algumas vantagens e desvantagens da utilização do permeâmetro de parede flexível. Dentre as vantagens podemos destacar saturação por contra pressão; a confirmação do grau de saturação através da medição do parâmetro B; uma melhor capacidade de controle das tensões envolvidas; baixa possibilidade de ocorrência de vazamentos laterais mesmo para superfícies ásperas das amostra e tempos menores de ensaio para materiais com baixa condutividade hidráulica. Como desvantagens deste tipo de permeâmetro podemos citar o alto custo do equipamento de ensaio; a necessidade da aplicação de tensões radiais; alguns problemas de compatibilidade química com certos líquidos; a dificuldade de operação e a complexibilidade na realização de ensaios para baixas tensões compressivas.

Quanto aos procedimentos de ensaios para determinação da condutividade hidráulica podemos citar:

- Carga Constante: a perda de carga é mantida constante e a correspondente velocidade de fluxo é medida;

- Carga Variável: a perda de carga diminui com o tempo e a velocidade de fluxo é obtida em função da mudança no nível d'água e da área do tubo no qual a carga diminui;
- Fluxo Constante: a velocidade de fluxo é mantida constante e a correspondente perda de carga é medida.

Os ensaios de carga constante se aplicam às amostras mais permeáveis, onde se obtém um fluxo mensurável e constante em menores intervalos de tempo. Para amostras pouco permeáveis, é necessário longos períodos de tempo até que se estabeleça um fluxo contínuo pela amostra, assim, as condições de ensaio de carga variável são mais adequadas para obtenção de condutividade hidráulica.

a) Ensaio de carga constante

No ensaio de carga constante mostrado na Figura 3.6, a carga hidráulica h é mantida constante em uma amostra de comprimento L e área A durante um determinado tempo t. A determinação da condutividade hidráulica é realizada quando verifica-se um fluxo contínuo e constante dentro da amostra. Através da medida do volume escoado em um determinado tempo a condutividade hidráulica é determinada utilizando a relação:

$$K = \frac{Q.L}{\Delta h.A.t} \tag{3.17}$$

onde:
K – condutividade hidráulica do solo;
Q – vazão escoada através da amostra;
L – comprimento da amostra;
h – carga hidráulica;
A – área da seção transversal da amostra;
t – tempo de escoamento.

Os ensaios de carga constante são utilizados para materiais cuja condutividade

hidráulica é superior ao valor de 10^{-3} cm/s. A explicação para isto, deve-se ao fato da dificuldade em se medir vazões muito pequenas em materiais impermeáveis, devido ao efeito de simples evaporação. Sendo assim, as medidas em solos com baixa condutividade hidráulica somente podem ser obtidos com a utilização de gradientes elevados, o que usualmente produz uma grande variação da tensão efetiva na amostra, fazendo com ela se torne menos homogênea. Como principais vantagens do ensaio de carga constante pode-se citar a facilidade de execução, simplicidade nos cálculos da condutividade hidráulica e a manutenção de uma poropressão constante ao longo da amostra.

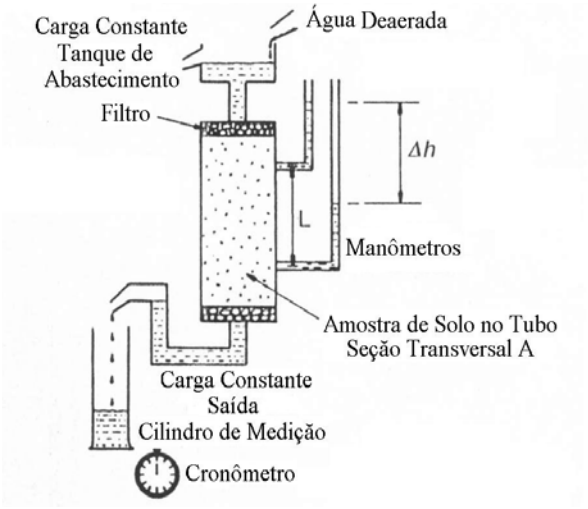


Figura 3.6 - Ensaio de carga constante (Modificado – POWRIE, 1997).

b) Ensaio de carga variável

No ensaio de carga variável, o gradiente hidráulico varia com o tempo. Assim, as cargas h_1 no tempo t_1 e h_2 no tempo t_2 são determinadas através de pipetas, buretas ou outro dispositivo qualquer de mensuração de altura, à medida que o fluxo percola em uma amostra de área A, havendo uma perda de carga. O esquema de montagem deste ensaio é apresentado na Figura 3.7. A condutividade hidráulica é determinada através das expressões:

$$K = \frac{a.L}{A.t}.\ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{3.18}$$

ou

$$K = 2{,}3 . \frac{a.L}{A.t} . \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{3.19}$$

onde:

K – condutividade hidráulica do solo;

a – área da seção transversal do dispositivo de mensuração de cargas;

L – comprimento da amostra;

A – área da seção transversal da amostra;

t – tempo de escoamento;

h_1 – carga hidráulica inicial;

h_2 – carga hidráulica final.

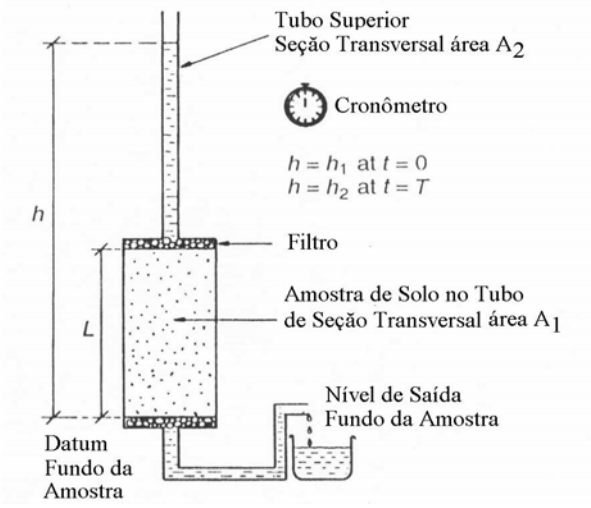


Figura 3.7 – Ensaio de carga variável (Modificado – POWRIE, 1997).

O ensaio de carga variável é realizado em estado transiente e a tensão efetiva dentro da amostra muda continuamente, com a alteração do volume e, então, da condutividade hidráulica. Esses ensaios são utilizados para materiais pouco permeáveis onde existe a necessidade de longo período para estabelecimento de um fluxo contínuo passando pela amostra, ou seja, são realizados em materiais cuja condutividade hidráulica é inferior a 10^{-3} cm/s.

c) Ensaio de permeabilidade saturada com a bomba de fluxo

O princípio de realização deste ensaio consiste na manutenção de uma velocidade de fluxo constante através da amostra e na medição da diferença de carga ao longo da mesma. O controle da velocidade de fluxo é realizado através do bombeamento do líquido percolante através da amostra sob uma vazão controlada. O ensaio é finalizado quando a diferença de pressão encontra-se estável, assim, a condutividade hidráulica não mais se altera (BOTELHO 2001).

OLSEN (1966) foi o primeiro a propor a medida da condutividade hidráulica através da bomba de fluxo. Em sua metodologia, OLSEN (1966) utiliza um sistema triaxial convencional. AIBAN e ZNIDARCIC (1990) baseando-se no ensaio realizado por OLSEN (1966), propuseram um ensaio para determinação da condutividade hidráulica utilizando um equipamento mais complexo. Este equipamento é composto por uma célula triaxial modificada, uma bomba de fluxo e um sistema de aplicação de pressão. Segundo ZNIDARCIC (1982), o conceito deste ensaio é exatamente o oposto de um ensaio convencional de carga constante, uma vez que no ensaio de carga constante um gradiente hidráulico conhecido é imposto ao longo da amostra e a velocidade de fluxo correspondente é medida.

O conjunto de dados obtidos de permeabilidade com a bomba de fluxo incluem medidas de resposta do tempo e da diferença de carga hidráulica Δh introduzida ao longo do comprimento da amostra para cada uma das velocidades de fluxo externamente aplicadas. Um transdutor diferencial de pressão indica a diferença de carga ao longo da amostra e seus valores para o estado de equilíbrio da diferença de carga são usados para calcular o valor da condutividade hidráulica para cada ensaio. A Figura 3.8 apresenta um desenho esquemático do equipamento.

Na realização do ensaio com a bomba de fluxo a principal diferença para os outros ensaios convencionais está na obtenção de um gradiente hidráulico em uma amostra submetida a um fluxo constante. O gradiente hidráulico é determinado através de leituras de poropressões realizadas nos transdutores diferenciais de pressão. A bomba de

fluxo é o equipamento responsável pelo controle preciso do fluxo ao longo da amostra. A carga hidráulica inicial transiente é anotada em função do tempo e eventualmente estabiliza para uma condição de equilíbrio. O ensaio para determinação da condutividade hidráulica começa quando, mantendo uma pressão constante no topo da amostra, a bomba promove a retirada de água pela base provocando uma diferença de pressão entre o topo e base, e consequentemente um fluxo descendente. O ensaio continua até que a diferença de pressão gerada atinja o regime permanente. O correspondente valor da condutividade hidráulica é calculado no estado de equilíbrio de acordo com a lei de Darcy.

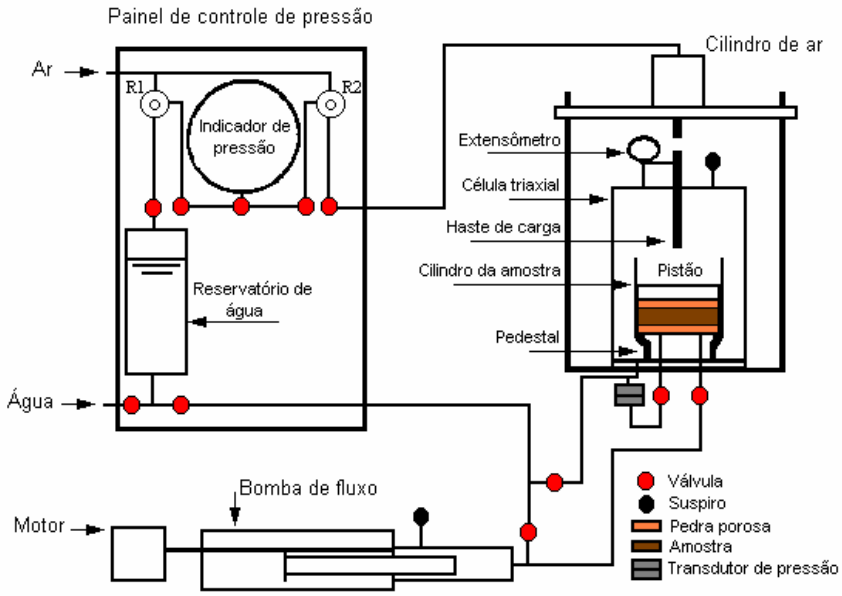


Figura 3.8 – Esquema geral do ensaio de permeabilidade saturada com a bomba de fluxo (BOTELHO 2001).

BOTELHO (2001) relata que a seleção da velocidade de fluxo é baseada em uma estimativa da permeabilidade do solo. Desta forma, uma pequena velocidade de fluxo deverá ser imposta à amostra. Se a velocidade de fluxo não resultar em uma geração de poropressão significativa (entre 2 e 5 kPa, não menor que 0,3 kPa e maior que 10,0 kPa), o ensaio é interrompido e uma velocidade de fluxo maior é selecionada e os procedimentos são repetidos até que se atinja a geração de poropressão adequada.

Como vantagens da utilização deste ensaio pode-se citar a maior facilidade e precisão

na medição da diferença de pressão do que na medição da variação de volume, o que possibilita a imposição de um gradiente hidráulico muito menor que nos outros tipos de ensaios; o fato do sistema ser fechado evita problemas comuns associados a formação de meniscos e evaporação; as velocidades de fluxo muito pequenas impostas ao corpo de prova podem ser mantidas, pela seringa apropriada; o tempo de ensaio (horas) quando comparado com um ensaio convencional (horas a dias) é bem menor. Já as desvantagens estão no alto custo do equipamento e a possibilidade de desenvolvimento de gradientes hidráulicos muito altos (BOTELHO 2001).

3.5.4. Caracterização da condutividade hidráulica no campo

A condutividade hidráulica de um solo é um índice físico que mede a vazão de água que pode escoar diretamente pelo mesmo. Sua determinação através de métodos de laboratório tem como vantagens seu custo e praticidade, porém, pode proporcionar problemas quanto ao alcance de respostas corretas. Dentre os problemas pode-se citar principalmente a representatividade do tamanho da amostra, a qual pode dificultar a visão de estratificações e laminações. Para amostras indeformadas, o processo de amostragem pode causar compressão, amolgamento ou qualquer outro distúrbio afetando assim o valor da condutividade hidráulica. Quanto às amostras deformadas, o problema mais comum está relacionado à estrutura e arranjo dos solos, uma vez que estes não podem ser reproduzidos em laboratório ou podem ser perdidos durante a coleta da amostra.

Os ensaios realizados em campo para determinação da condutividade hidráulica podem ter vários parâmetros que influenciam diretamente em sua classificação. A metodologia de prospecção empregada no campo (sondagens, poços ou trincheiras) é um desses parâmetros indiscutíveis na realização de qualquer ensaio de campo, pois definirá o tipo de infra-estrutura necessária a sua execução. Do ponto de vista hidrogeotécnico tais ensaios podem ser classificados conforme a maneira de realização (ensaios de nível constante e de nível variável) e conforme o diferencial de pressão (positivo-carga ou negativo-descarga) (Tabela 3.2). Assim, pode-se dizer que nos ensaios em porções não

saturadas dos solos (acima do lençol freático) admite-se apenas a injeção de água no solo, ou seja, a realização de um ensaio de carga. Por outro lado a realização de ensaios em porções saturadas dos solos (abaixo do lençol freático) permite tanto a retirada quanto a injeção de água no solo.

Tabela 3.2 – Classificação dos ensaios para determinação da condutividade hidráulica em campo (OLIVEIRA e CORRÊA, 1996).

MANEIRA DE REALIZAÇÃO	PRESSÃO APLICADA	DENOMINAÇÃO DOS ENSAIOS	MÉTODO DE PROSPECÇÃO
Nível Constante	carga	Infiltração	sondagens, poços e cavas
	descarga	Bombeamento	poços e sondagens
Nível Variável	carga	Rebaixamento	sondagens e poços
	descarga	Recuperação	poços e sondagens

Nos ensaios de nível constante a manutenção do nível d'água na posição constante no furo de sondagem, poço ou trincheira, pode ser estabelecida de duas formas:

- através da introdução de água nos ensaios de infiltração: neste caso, a carga aplicada é constante, medindo-se a vazão injetada necessária para manter o nível constante;
- através da retirada de água nos ensaios de bombeamento: neste caso, o aqüífero é descarregado, medindo-se a vazão bombeada para manter constante o nível d'água rebaixado.

Já nos ensaios de carga variável, o nível d'água é alterado para uma posição que se pode denominar nível inicial do ensaio. Ao longo do tempo de ensaio a tendência do nível d'água será voltar à posição inicial. O nível inicial pode ser estabelecido de duas maneiras:

- através da introdução de água nos ensaios de infiltração: neste caso o acompanhamento da velocidade de rebaixamento deverá ser realizado;
- através da retirada de água nos ensaios de recuperação: neste caso deverá ser realizada a medida da velocidade de recuperação.

O regime de fluxo destaca-se como um dos principais fatores condicionantes na validade dos ensaios para determinação da condutividade hidráulica no campo. Esse regime pode ser controlado no campo através das medições das vazões durante a execução desses ensaios. Quando as vazões permanecem constantes ao longo do tempo pode-se dizer que foi atingido um regime permanente de escoamento. As vazões podem ser consideradas estabilizadas quando uma variação progressiva não é observada nos valores lidos e quando a diferença entre leituras isoladas e seu valor médio não superam 20 % do valor médio (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

a) Ensaio de infiltração utilizando o Permeâmetro de Guelph

Os três fatores mais importantes que governam a transmissão de líquidos em solos não saturados no campo são a condutividade hidráulica saturada, o potencial matricial de fluxo e a sorção. A condutividade hidráulica é a medida da habilidade de um solo para conduzir água sob um gradiente de potencial. Esta condutividade hidráulica refere-se à condutividade hidráulica de um solo com ar incorporado. Potencial matricial de fluxo é a medida da habilidade do solo em retirar a água por capilaridade, direto de uma seção transversal com valor unitário no tempo. Sorção é uma medida da habilidade de um solo absorver um líquido. Em geral, quanto maior os valores de sorção, mais rápido o volume de água pode ser absorvido pelo solo.

O permeâmetro de Guelph foi desenvolvido e aperfeiçoado por Reynolds e Elrick na década de 80 na University of Guelph, no Canadá. O equipamento consiste de um permeâmetro de carga constante que trabalha sob o princípio do tubo de Mariotte permitindo determinar a condutividade hidráulica saturada, potencial matricial de fluxo e a sorção do solo em campo (SOTO, 1999). Seu fácil uso e a padronização na metodologia de cálculo da condutividade hidráulica saturada o tem tornado apropriado para utilização em sistemas de irrigação, sistemas de drenagem, canais, reservatórios, aterros sanitários, sistemas de reservatórios sépticos e estudos hidrológicos em solos em geral.

O permeâmetro de Guelph como mostrado na Figura 3.9 é constituído das seguintes

partes:

- Tubo de ar;
- Indicador de nível d’água (altura H) a ser mantido no furo;
- Tubo com escala graduada para o nível d’água no furo de sondagem;
- Reservatório com escala graduada;
- Tubo de suporte;
- Válvula do reservatório;
- Ponteira do permeâmetro.

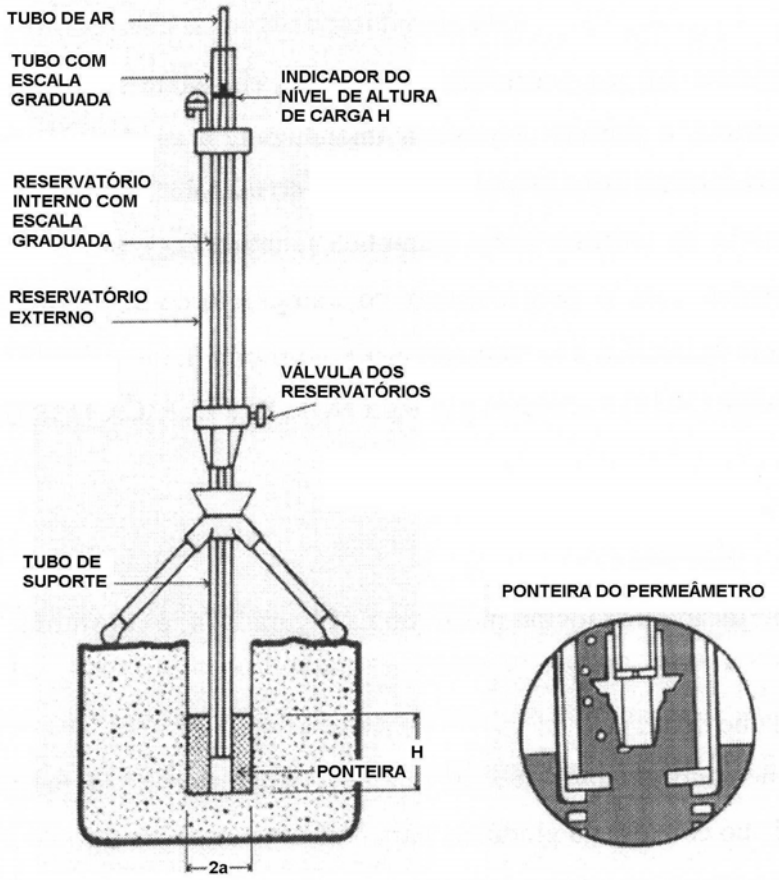


Figura 3.9 – Esquema do permeâmetro de Guelph (Modificado – SOTO, 1999).

A carga constante no furo é estabelecida e mantida constante pela regulagem do nível do fundo do tubo de ar, o qual está localizado no centro do permeâmetro. Como o nível d’água no reservatório diminui, um vácuo é criado no espaço acima da água. O vácuo pode somente ser aliviado quando o ar entra pelo topo do tubo de ar, assim as bolhas

formadas em decorrência deste processo sobem para o topo do reservatório. Deste modo sempre que o nível d'água no furo afastar-se da extremidade de entrada do tubo de ar, bolhas emergem do tubo e ascendem para o reservatório. O vácuo é parcialmente aliviado e o nível d'água se restabelece no furo. O tamanho da abertura e a geometria do tubo de entrada de ar controlam o tamanho das bolhas de ar e impedem variação do nível d'água no furo. A ponteira do permeâmetro serve como um dissipador de energia da saída de água, controladas por saídas nervuradas, que evitam a erosão do solo no furo.

GLOVER (1953) desenvolveu uma das primeiras metodologias destinadas a retratar a condutividade hidráulica saturada em ensaios de carga constante em furos de sondagens. Esta formulação, como demonstrada através da equação abaixo, possui a deficiência de não levar em consideração os efeitos da sucção na frente de umedecimento do solo.

$$Q = \frac{2.\pi.H^2.K_{fs}}{C_G} \tag{3.20}$$

onde:
Q – vazão a carga constante;
H- altura de água constante;
K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;
C_G – fator de forma que depende da razão H/a, onde a é o raio do furo.

SOTO (1999) cita que, através do desenvolvimento matemático de uma equação de regressão para o valor do coeficiente C_u, STEPHENS e NEWMAN (1982) e STEPHENS et al. (1987) modernizaram toda a análise incluindo na formulação os componentes de fluxo saturado e não saturado que afetam no cálculo de K_{fs}:

$$Q = a.H.C_u.K_{fs} \tag{3.21}$$

onde:
Q – vazão a carga constante;

H- altura de água constante;

K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;

a - raio do furo;

C_u – coeficiente determinado pelas componentes de fluxo saturado e não saturado.

O coeficiente Cu foi desenvolvido através de uma regressão que depende da carga constante H, da relação H/a e dos parâmetros de ajuste α_v e n obtidos na curva de retenção através da formulação de VAN GENUCHTEN (1980).

$$\log(C_u) = \left[0{,}6531 \log\left(\frac{H}{a}\right)\right] - [0{,}257 \log(\alpha_V)] - [0{,}6331 \log(H)] + \left(0{,}021 \sqrt{\frac{h}{a}}\right) - \left(\frac{0{,}313}{\sqrt{n}}\right) + (1{,}456a) + 0{,}453 \quad (3.22)$$

Através do modelo teórico desenvolvido para fluxo não saturado desenvolvido por GARDNER (1958), PHILIP (1985) apresenta uma análise onde inclui os efeitos de fluxo saturado e não saturado. Neste modelo PHILIP (1985) utiliza o parâmetro exponencial α denominado como "número de sorção" que caracteriza as propriedades de sucção dependendo do tipo de solo estudado. Assim a equação abaixo representa este modelo:

$$Q = K_{fs}.a^2.\left(R^2 - 1\right)^{1/2}.\left(\frac{4117.R.\left(1 - R^2\right)}{\ln\left(R + \left(R^2 - 1\right)^{1/2}\right) - \left(1 - R^{-2}\right)^{1/2}} + \frac{4280}{A.\ln\left(R + \left(R^2 - 1\right)^{1/2}\right)}\right) \quad (3.23)$$

onde:

Q – vazão a carga constante;

R – H/a; (3.24)

A – α.a/2; (3.25)

No método de Guelph a teoria original apresentada por REYNOLDS et al. (1985) foi desenvolvida para determinar in situ a condutividade hidráulica saturada de campo, porém era limitada devido a negligenciar os efeitos do fluxo não saturado (SOTO,

1999). Posteriormente REYNOLDS e ELRICK (1983) promoveram um desenvolvimento da teoria levando em consideração no novo modelo além dos efeitos do fluxo não saturado outros parâmetros adicionais.

Este modelo está baseado na teoria de RICHARDS (1931), para fluxo permanente num furo cilíndrico sendo definido por uma equação onde a vazão é composta de duas parcelas, sendo a primeira correspondente ao fluxo saturado e a segunda ao fluxo não saturado. A equação abaixo representa o modelo.

$$Q = A.K_{fs} + B\Phi_{Gm} \tag{3.26}$$

com:

$$A = \frac{\left(2.\pi.H^2\right)}{C} + \pi.a^2 \tag{3.27}$$

$$B = \frac{\left(2.\pi.H\right)^2}{C} \tag{3.28}$$

onde:
Q – vazão a carga constante;
H- altura de água constante;
K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;
Φ_{Gm} – potencial matricial de fluxo;
C – fator de forma que depende da razão H/a, onde a é o raio do furo.

Quando uma carga constante no furo é estabelecida, um “bulbo” de solo saturado com dimensões específicas é rapidamente estabelecido neste furo. Este “bulbo” é muito estável e sua forma depende do tipo de solo, do raio do furo e da carga de água no furo. A forma do “bulbo” é numericamente descrita pelo fator C (REYNOLDS et al., 1985), fator este representado graficamente através do ábaco da Figura 3.10.

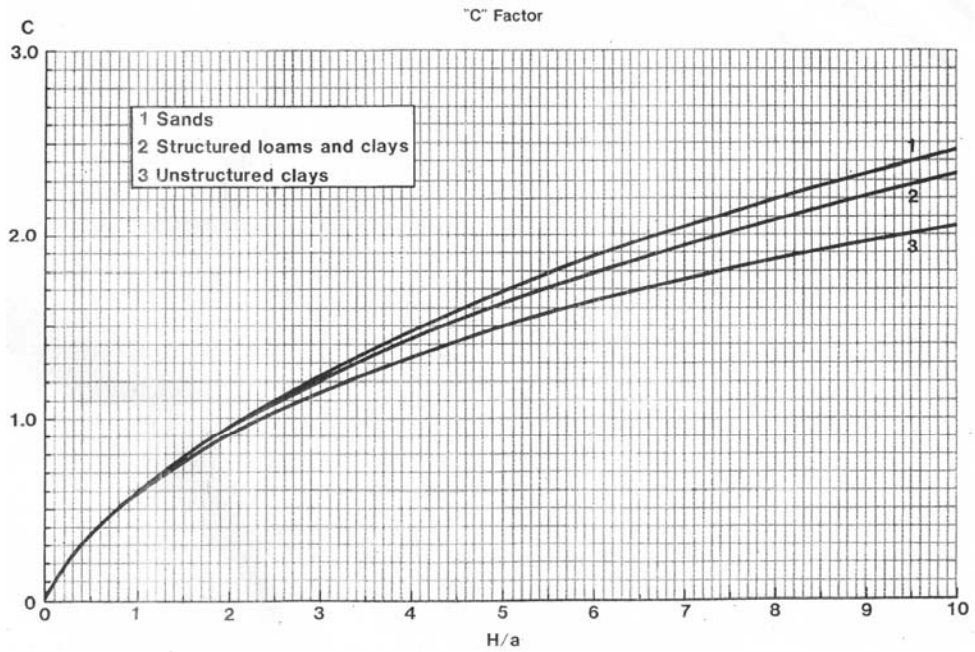


Figura 3.10 – Ábaco do fator de forma C (Soilmoisture Equipment Corp., 1986).

Através da Figura 3.11, ELRICK et al. (1989) relatam a possibilidade de avaliar os componentes saturado e não saturado da Equação 3.26. Esta avaliação baseia-se nos bulbos saturado e não saturado que se formam no solo ao redor do furo. Segundo ELRICK et al. (1989), durante o ensaio o bulbo maior úmido (mas não saturado) migra externamente partindo do bulbo saturado.

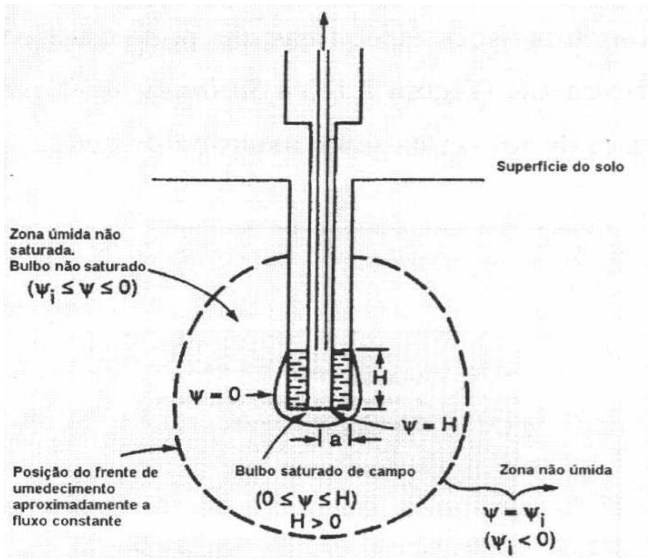


Figura 3.11 – Bulbo saturado e não saturado ao redor do furo de sondagem durante o ensaio de carga constante (SOTO, 1999).

GARDNER (1958) demonstra uma equação que descreve o potencial matricial de fluxo:

$$\Phi_{Gm} = \int_{\psi_i}^{0} K(\psi).d\psi \qquad \psi_i<\psi<0 \qquad (3.29)$$

onde:

Φ_{Gm} – potencial matricial de fluxo;

ψ – carga de pressão de água no solo;

$K(\psi)$ – função condutividade hidráulica.

Nesta equação o limite superior de integração ($\Psi=0$) e o inferior ($\Psi=\Psi i$), referem-se aos limites do bulbo saturado e não saturado como mostrado na Figura 3.11. Dentro do bulbo saturado a pressão de água no solo é $\Psi>0$ e dentro do bulbo não saturado é $\Psi<0$, que corresponde à sucção no solo (SOTO, 1999).

O modelo desenvolvido por GARDNER (1958) foi um artifício de transformação para linearizar a equação diferencial desenvolvida por RICHARDS (1931) que descreve o movimento da água no meio poroso, homogêneo e não saturado com fluxo em regime permanente. Esta relação pode ser demonstrada através da relação:

$$\nabla\left(K(\psi)\nabla\Phi\right) = 0 \qquad (3.30)$$

onde:

$K(\psi)$ – função condutividade hidráulica não saturada;

Φ – potencial total de água no solo composto pelos potenciais matricial e gravimétrico.

Desta forma pode-se apresentar o potencial total de água no solo utilizando a equação representada abaixo:

$$\Phi = \psi + z \qquad (3.31)$$

onde:

Φ – potencial total de água no solo composto pelos potenciais matricial e gravimétrico;

ψ – carga de pressão de água no solo;

z – coordenada de posição.

Substituindo a Equação 3.31 na Equação 3.30, a Equação de Richards assume a seguinte forma:

$$\nabla\left(K(\psi)\nabla\psi\right)=\frac{\partial k(\psi)}{\partial z} \tag{3.32}$$

Levando a Equação 3.29 na Equação 3.32 esta fica reduzida à forma linear seguinte:

$$\nabla^2\Phi_{Gm}=\alpha.\frac{\partial\Phi_{Gm}}{\partial\psi} \tag{3.33}$$

onde:

$$\alpha=\frac{1}{K(\psi)}.\frac{dK(\psi)}{d\psi}=\text{Constante} \tag{3.34}$$

Utilizando-se a Equação 3.34, REYNOLDS e ELRICK (1983) determinaram a função condutividade hidráulica não saturada com solução para as condições de contorno demonstradas na Figura 3.11. Assim tem-se que:

$$\int_{k_i}^{k_{fs}}\frac{1}{K(\psi)}.dK(\psi)=\int_{\psi_i}^{0}\alpha.d\psi \qquad \psi_i<0 \tag{3.35}$$

Desta forma resolvendo-se a equação acima podemos ter que:

$$K_i=K_{fs}.e^{\alpha.\psi_i} \tag{3.36}$$

$$K(\psi) = K_{fs}.e^{\alpha.\psi} \quad (3.37)$$

onde:

K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;

ψ - carga de pressão na água do solo;

α – constante que depende das propriedades do solo principalmente macroporosidade e textura.

Esta função relaciona a condutividade hidráulica com a sucção do solo. Assim pode-se dizer que quando a sucção aumenta a condutividade hidráulica diminui exponencialmente desde seu valor máximo K_{fs} ($K(\Psi)=K_{fs}$, quando $\Psi>0$). PHILIPS (1985) ressaltou a importância do parâmetro α no valor da condutividade hidráulica de um solo, uma vez que no processo de infiltração da água no meio poroso, ele caracteriza as propriedades de sucção, dependendo do tipo de solo.

Na análise de resultados de ensaios de infiltração com o permeâmetro de Guelph, o parâmetro α pode se obtido mediante a lei de fluxo proposta por REYNOLDS e ELRICK (1983). Além disso, essa teoria permite estimar o parâmetro α àa função exponencial $K(\Psi)$. Assim, substituindo a Equação 3.37 na Equação 3.29 pode-se ter:

$$\Phi_{Gm} = \frac{K_{fs}}{\alpha}.\left[1 - e^{\alpha.\psi_i}\right] \quad (3.38)$$

onde:

Φ_{Gm} – potencial matricial de fluxo no solo;

K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;

α – constante que depende das propriedades do solo principalmente macroporosidade e textura;

ψ_i - carga de pressão na água do solo.

Ainda segundo SCOTTER (1982), considerando que $\exp.(\alpha\Psi_i)<<1$ para solos

relativamente secos ($\Psi_i \leq$-10kPa), a Equação 3.38 pode ainda ser reduzida para:

$$\alpha = \frac{K_{fs}}{\Phi_{Gm}} \tag{3.39}$$

onde:

α – constante que depende das propriedades do solo como macroporosidade e textura;

K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;

Φ_{Gm} – potencial matricial de fluxo no solo.

Deste modo pode-se dizer que o parâmetro α é reduzido a uma relação da condutividade hidráulica saturada de campo k_{fs} e o potencial matricial de fluxo ϕ_{Gm}, ambos obtidos no campo através do permeâmetro (SOTO, 1999).

Para obtenção dos parâmetros (k_{fs}, ϕ_{Gm} e α) correspondentes à solução apresentada na Equação 3.35, existem diferentes procedimentos de ensaio e métodos de cálculo. Alguns destes procedimentos e métodos serão apresentados e descritos a seguir:

- Uma altura de carga (ELRICK et al., 1989);
- Duas alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1983);
- Duas alturas de carga com escala heterogênea (ELRICK et al., 1989)
- Método de PHILIP (1985).

Técnica de uma altura de carga.

Nesta técnica apenas uma altura de carga constante H é estabelecida no furo. A determinação dos parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} é realizada através de expressões obtidas em função da Equação 3.26:

$$K_{fs} = \frac{C.Q}{\left(2.\pi.H^2 + \pi.a^2.C + \frac{2.\pi.H}{\alpha}\right)} \tag{3.40}$$

$$\Phi_{Gm} = \frac{C.Q}{\left(\left(2.\pi.H^2 + \pi.a^2.C\right)\alpha + 2.\pi.H\right)} \quad (3.41)$$

onde:

K_{fs} – condutividade hidráulica saturada de campo;

Q – vazão a carga constante;

C – fator de forma que depende da razão H/a;

a - raio do furo;

H- altura de água constante;

α – constante que depende das propriedades do solo principalmente macroporosidade e textura.

A Tabela 3.3 mostra dados do parâmetro α sugeridos por ELRICK et al. (1989). Nesta tabela, ELRICK et al. (1989) sugerem valores de α considerando a textura e a estrutura (macroporos e fissuras) do solo. Os valores baseados em observações realizadas em estudos de campo podem variar de acordo com as informações existentes.

Tabela 3.3 – Parâmetros de α sugeridos por ELRICK et al. (1989).

α (cm^{-1})	**TIPO DE SOLO**
0,01	- Argilas compactadas (aterro, liners, sedimentos lacustres e marinhos).
0,04	- Solos de textura fina, principalmente sem macroporos e fissuras.
0,12	- Argilas até areias finas com alta a moderada quantidade de macroporos e fissuras.
0,36	- Areias grossas, incluindo solos com macroporosidade e fissuras evidentes.

A maior dificuldade deste processo está na avaliação adequada do parâmetro α, uma vez que ele tem uma variação de valores em função do meio poroso se encontrar em processo de infiltração ou drenagem (SOTO, 1999). Esta variação pode ser avaliada através de resultados de ensaios em laboratório realizados por BRESLER (1978) e PHILIP (1968). Neste caso o valor do parâmetro α pode variar de 20 m^{-1} para solos arenosos, de 1 a 2 m^{-1} para solos areno-argilosos e 0,1 a 0,2 m^{-1} para solos argilosos. SCOTTER et al. (1982) revelaram valores de α desde 2 a 92 m^{-1} e REYNOLDS e

ELRICK(1983) obtiveram valores medidos in situ variando entre 1 e 100 m^{-1}.

Técnica de duas alturas de carga.

Neste procedimento duas vazões são determinadas para duas alturas de carga constante diferentes. Com isto é possível obter K_{fs}, ϕ_{GM} e, por conseqüência, o parâmetro α através da Equação 3.39. As equações propostas por REYNOLDS (1985) e ELRICK (1986) para cada altura H neste caso são as seguintes:

$$Q_1 = A_1.K_{fs} + B_1.\Phi_{Gm} \tag{3.42}$$

e

$$Q_2 = A_2.K_{fs} + B_2\Phi_{Gm} \tag{3.43}$$

onde:

$$A_1 = \left[\left(\frac{2.\pi.H_1^2}{C_1}\right) + \pi.a^2\right] \tag{3.44}$$

$$A_2 = \left[\left(\frac{2.\pi.H_2^2}{C_2}\right) + \pi.a^2\right] \tag{3.45}$$

$$B_1 = \left(\frac{2.\pi.H_1}{C_1}\right) \tag{3.46}$$

$$B_2 = \left(\frac{2.\pi.H_2}{C_2}\right) \tag{3.47}$$

As equações acima são válidas para $H_2>H_1$ e $Q_2>Q_1$ e C_1 e C_2 são obtidos para os correspondentes H_1/a e H_2/a pelo ábaco da Figura 3.10.

A solução das equações para obtenção dos parâmetros K_{fs} e ϕ_G são realizadas através das Equações 3.42 e 3.43 resultando em:

$$K_{fs} = G_2.Q_2 - G_1.Q_1 \tag{3.48}$$

onde:

$$G_2 = \frac{H_1.C_1}{\pi\left(2.H_1.H_2.\left(H_2 - H_1\right) + a^2.\left(H_1.C_2 - H_2.C_1\right)\right)} \tag{3.49}$$

$$G_1 = G_2.\frac{H_2.C_1}{H_1.C_2} \tag{3.50}$$

e

$$\Phi_{Gm} = J_1.Q_1 - J_2.Q_2 \tag{3.51}$$

onde:

$$J_1 = \frac{\left(2.H_2^2 + a^2.C_2\right).C_1}{2.\pi\left(2.H_1.H_2.\left(H_2 - H_1\right) + a^2.\left(H_1.C_2 - H_2.C_1\right)\right)} \tag{3.52}$$

$$J_2 = J_1.\frac{\left(2.H_1^2 + a^2.C_1\right).C_2}{\left(2.H_2^2 + a^2.C_2\right).C_1} \tag{3.53}$$

O parâmetro α pode ser determinado através da Equação 3.39.

Neste procedimento alguns valores negativos de K_{fs} e ϕ_{Gm} podem ser encontrados. Segundo REYNOLDS e ELRICK (1983) alguns fatores podem influenciar nestes resultados. São eles:

- Erros de medição quando não atingido o regime permanente;
- Pequena variação espacial em escala das propriedades hidráulicas do solo;

- Erros na medição de Q_1 e Q_2 ocasionados pela presença de bolhas de ar;
- Ar preso no solo;
- Variação espacial por perturbação das características do solo, ocasionando condições de medição diferentes.

Técnica das duas alturas de carga com escala heterogênea.

Nesta forma de ensaio o procedimento é realizado similarmente à técnica dos dois estágios diferenciando apenas na forma de cálculo, uma vez que este procedimento leva em conta a variação das propriedades do solo entre uma e outra condição. Esta diferenciação foi proposta por PHILIPS (1967) assumindo que entre duas medições de vazão Q_i para alturas diferentes h_i, os parâmetros K_{fs} e α são afetados pela heterogeneidade do solo da seguinte forma:

$$\beta = \frac{K_1}{K_2} = \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right)^2 \tag{3.54}$$

onde:

β - fator admensional que pode representar a relativa variação dos tamanhos dos poros com a profundidade (PHILIPS, 1985).

A partir da relação encontrada para escala heterogênea, ELRICK et al. (1989) apresentam sua aplicabilidade no método do permeâmetro de Guelph, onde a Equação 3.39 é incluída na Equação 3.54, resultando:

$$\beta = \frac{K_1}{K_2} = \left(\frac{\Phi_2}{\Phi_1} \right)^2 = \left(\frac{\alpha_2}{\alpha_1} \right)^2 \tag{3.55}$$

Assim as equações para determinação dos parâmetros k_{fs} e ϕ_{Gm} neste caso são:

$$Q_1 = A_1.K_1 + B_1.\phi_1 \tag{3.56}$$

$$Q_2 = A_2.K_2 + B_2.\phi_2 = \beta.A_2.K_1 + \beta^{1/2}.B_2.\phi_1 \quad (3.57)$$

onde:

$$A_1 = \left[\left(\frac{2.\pi.H_1^2}{C_1}\right) + \pi.a^2\right] \quad (3.58)$$

$$A_2 = \left[\left(\frac{2.\pi.H_2^2}{C_2}\right) + \pi.a^2\right] \quad (3.59)$$

$$B_1 = \left(\frac{2.\pi.H_1}{C_1}\right) \quad (3.60)$$

$$B_2 = \left(\frac{2.\pi.H_2}{C_2}\right) \quad (3.61)$$

Para o cálculo dos parâmetros K e ϕ é adotado um valor de α por avaliação in situ do tipo de solo podendo ser utilizada a Tabela 3.3. Como técnica de determinação de K_1, K_2, ϕ_1 e ϕ_2, primeiro realiza-se os cálculos para a primeira altura de carga utilizando a técnica para uma altura de carga e a partir do valor do parâmetro β determina-se o valor de K_2, e ϕ_2 para o segundo estágio. Assim o valor de K_{fs} e ϕ_{Gm} são os respectivos valores médios de K_1, K_2, ϕ_1 e ϕ_2.

Técnica para mais de duas alturas de carga.

Nesta metodologia de ensaio são aplicadas mais de duas cargas H diferentes com respectivas medições de vazão. Com isto é possível obter K_{fs} e ϕ_{Gm}, e por conseqüência o parâmetro α. As equações propostas por REYNOLDS e ELRICK (1986) para esta finalidade foram:

$$K_{fs} = \frac{\sum_{i=1}^{n} H_i^2 . \sum_{i=1}^{n} C_i . Q_i . \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right) - \sum_{i=1}^{n} H_i . C_i . Q_i . \sum_{i=1}^{n} H_i . \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right)}{2.\pi . \left[\sum_{i=1}^{n} H_i^2 . \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right)^2 - \left(\sum_{i-1}^{n} H_i \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \right) \right]} \quad (3.62)$$

$$\phi_{Gm} = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_i . Q_i . \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right) . \sum_{i=1}^{n} Hi . \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right) - \sum_{i=1}^{n} H_i . C_i . Q_i . \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right)}{2.\pi . \left[\left(\sum_{i=1}^{n} H_i . \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right) \right)^2 - \sum_{i=1}^{n} H_1^2 . \sum_{i=1}^{n} \left(\frac{C_i . a_i^2}{2} + H_i^2 \right)^2 \right]} \quad (3.63)$$

Cada valor de C_i pode ser determinado para cada H/a através do ábaco de Figura 3.10. O parâmetro α pode ser calculado através da Equação 3.39.

Dentre as vantagens teóricas da determinação da condutividade hidráulica em campo utilizando o permeâmetro de Guelph pode-se citar:

- A determinação in situ de K_{fs}, ϕ_{Gm} e α por infiltração podendo ser utilizado qualquer tipo de líquido como elemento permeante;
- Avaliação da sucção do meio poroso referente ao líquido infiltrante em função da umidade e da textura do mesmo;
- Os cálculos de K_{fs}, ϕ_{Gm} e α são independentes de expressões aproximadas para fluxo não saturado.

Quanto às vantagens práticas da utilização do permeâmetro de Gueph na determinação da condutividade hidráulica pode-se citar:

- A facilidade de operação do equipamento;
- Possibilidade de determinação dos parâmetros em um perfil;
- Praticidade do aparelho que requer pequena quantidade de líquido para realização do ensaio;

- Pequena produção de perturbações no solo e tempo pequeno de execução em comparação com outros equipamentos.

Como desvantagem STEWARD e NOLAM (1987) reportam que o sistema de Mariotte não trabalha corretamente com fluxo muito pequeno. Assim não é recomendado para solos com condutividade hidráulica menor que $K<10^{-7}$ cm/s. Além disto apresenta limitações quanto a representação de macro-estruturas em função da dimensão da massa estudada no campo.

b) Ensaios em poços

Os ensaios de infiltração em poços têm como princípio básico a injeção de água no subsolo durante a sua fase de investigação. A utilização deste método pode fornecer informações razoáveis de condutividade hidráulica, porém sua aplicação prática está sujeita a uma série de inconsistências. Além desses erros de caráter prático, LIMA (1980) ressalta que as fórmulas deduzidas para o cálculo da condutividade hidráulica durante a realização de sondagens são aplicáveis somente para casos específicos. Assim, cuidados devem ser tomados com a utilização de fórmulas em ensaios cujas condições não se enquadram na formulação proposta.

O procedimento geral destes ensaios consiste na perfuração do furo, enchimento do mesmo até a sua borda, manutenção do nível d'água constante, medição do volume d'água introduzido num certo intervalo de tempo e cálculo da condutividade hidráulica. Para obtenção da vazão utilizada no cálculo da condutividade hidráulica torna-se aconselhável a elaboração de um gráfico onde sejam lançados na abscissa o tempo, e na ordenada o volume acumulado ou vazão. Tal gráfico possibilita a observação da estabilização da vazão, que é caracterizada pela apresentação de uma reta. Essa é a vazão que será utilizada no cálculo da condutividade hidráulica (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

Como produto de um amplo levantamento bibliográfico, OLIVEIRA e CORRÊA (1996) apresentam vários métodos e formulações para determinação da

condutividade hidráulica. Estas formulações tiveram como critério de escolha uma fundamentação teórica adequada e uma simplicidade de aplicação em seu uso. Além disso, estas formulações também dependem diretamente da posição do nível d'água no subsolo. Assim, pode-se dizer que existe uma metodologia para análise de resultados dos ensaios em porções não saturadas dos solos (acima do lençol freático) e uma metodologia para análise dos resultados de ensaios em porções saturadas dos solos (abaixo do lençol freático).

No caso dos ensaios realizados acima do nível d'água pode-se distinguir duas situações. Na Figura 3.12, a condutividade hidráulica é calculada para ensaios de infiltração ou adição de água no solo.

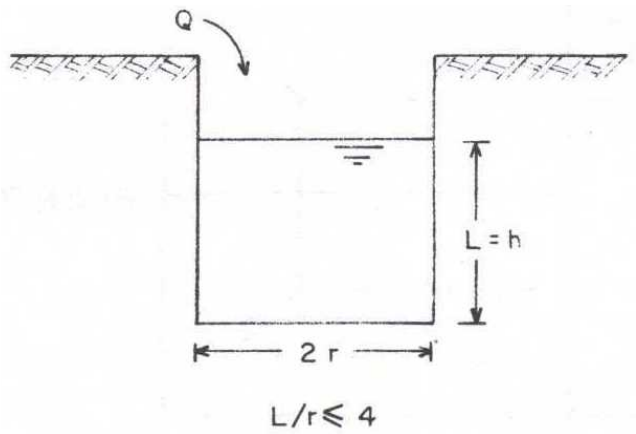


Figura 3.12 - Ensaio de infiltração em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

A metodologia proposta por ELETRICITE (1970) e apresentada por OLIVEIRA e CORRÊA (1996) propõe a seguinte formulação:

$$K = \frac{Q}{h.4.\pi.r\sqrt{\frac{L}{2.r}+\frac{1}{4}}} \qquad (3.64)$$

onde:

K – condutividade hidráulica do solo;

Q – vazão de água que entra no solo;

h – carga hidráulica no poço;

L – comprimento do poço;

r – raio do poço de infiltração.

Na Figura 3.13, a condutividade hidráulica pode ser calculada para ensaios de rebaixamento ou retirada de água do solo.

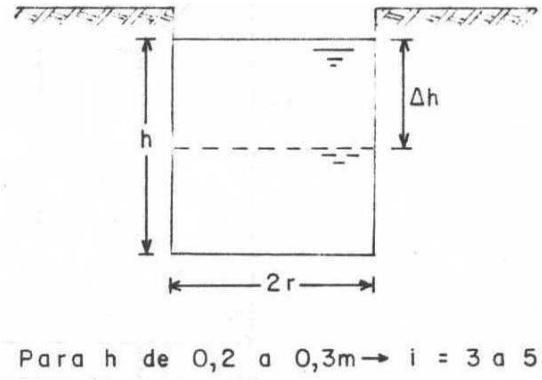


Figura 3.13 – Ensaio de rebaixamento em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

A metodologia proposta por RODIO S.A. (1965) e apresentada por OLIVEIRA e CORRÊA (1996) propõe a seguinte formulação:

$$K = \frac{\Delta h}{\Delta t} \frac{1}{i.\left(\frac{2h}{r} + 1\right)} \tag{3.65}$$

onde:

K – condutividade hidráulica do solo;

Δh – variação da carga hidráulica durante o ensaio;

Δt – tempo decorrido durante variação da carga;

r – raio do poço de infiltração;

i – gradiente hidráulico durante o ensaio.

LUTHIN (1967) apresenta a metodologia para o cálculo da condutividade hidráulica em ensaios de recuperação abaixo do nível d'água (Figura 3.14). A formulação proposta

pelo autor pode ser demonstrada pela equação:

$$K = \frac{2{,}3\,r.s}{(2P + r).\Delta t} \log \frac{h_1}{h_2} \tag{3.66}$$

onde:

K – condutividade hidráulica do solo;

P – posição do nível d'água em relação ao fundo furo;

h_1 e h_2 – carga hidráulica final e inicial respectivamente;

r – raio do poço de infiltração;

Δt – tempo decorrido durante a variação do nível d'água no poço.

$$S = \frac{r.P}{19} \text{ (em metros)} \tag{3.67}$$

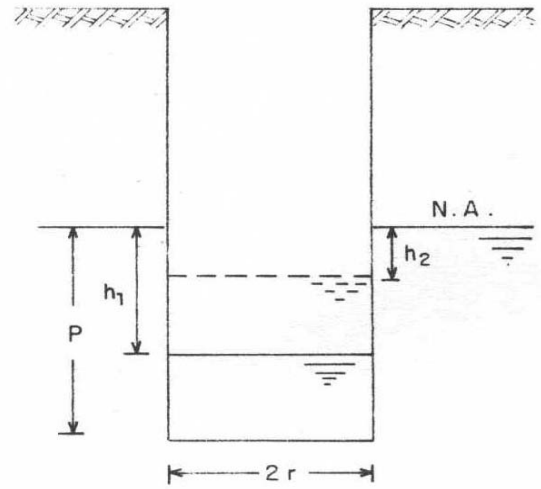


Figura 3.14 – Ensaio de recuperação em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

Para os ensaios de bombeamento abaixo do nível d'água, ZANGAR (1953) adota a metodologia para o cálculo da condutividade hidráulica em função do tipo de confinamento ao qual está submetido o aqüífero (Figura 3.15). A formulação proposta pelo autor e apresentada por OLIVEIRA e CORRÊA (1996) pode ser demonstrada pela equação:

$$K = \frac{Q}{h}\,\frac{1}{C_s.r} \tag{3.68}$$

onde:

K – condutividade hidráulica do solo;

Q – vazão de água retirada do poço;

h – carga hidráulica dada pelas Equações 3.69 e 3.70 em função do tipo de aqüífero;

r – raio do poço de infiltração;

C_s – coeficiente de condutividade em meios saturados dado pelo ábaco da Figura 3.16.

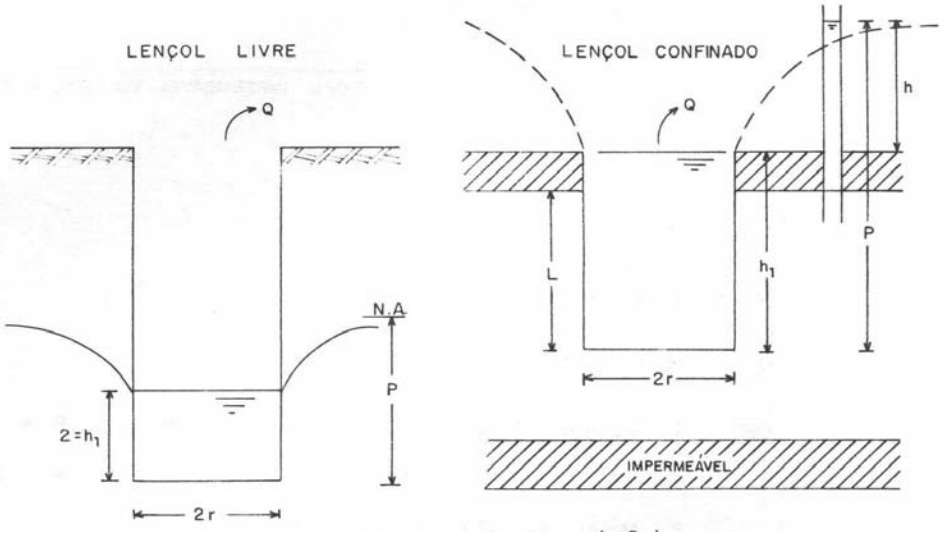


Figura 3.15 – Ensaio de bombeamento em poços (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

No caso de ensaios em lençol livre o fator de forma que relaciona a altura do poço com o seu respectivo diâmetro é dado pela equação abaixo:

$$h = \frac{P^2 - h_1^2}{2P} \tag{3.69}$$

onde:

h – carga hidráulica média;

P – posição do nível d'água em relação ao fundo do furo;

h_1 - carga hidráulica no furo.

No caso de ensaios em lençol confinado o fator de forma é dado pela equação abaixo:

$$h = P - h_1 \tag{3.70}$$

onde:

h – carga hidráulica média;

P – posição do nível d'água em relação ao fundo do furo;

h_1 - carga hidráulica no furo.

O ábaco da Figura 3.16 tem importância fundamental nos cálculos dos resultados do ensaio de recuperação, pois fornece o coeficiente de condutividade em meios saturados. Este coeficiente é obtido através da relação altura e diâmetro do poço.

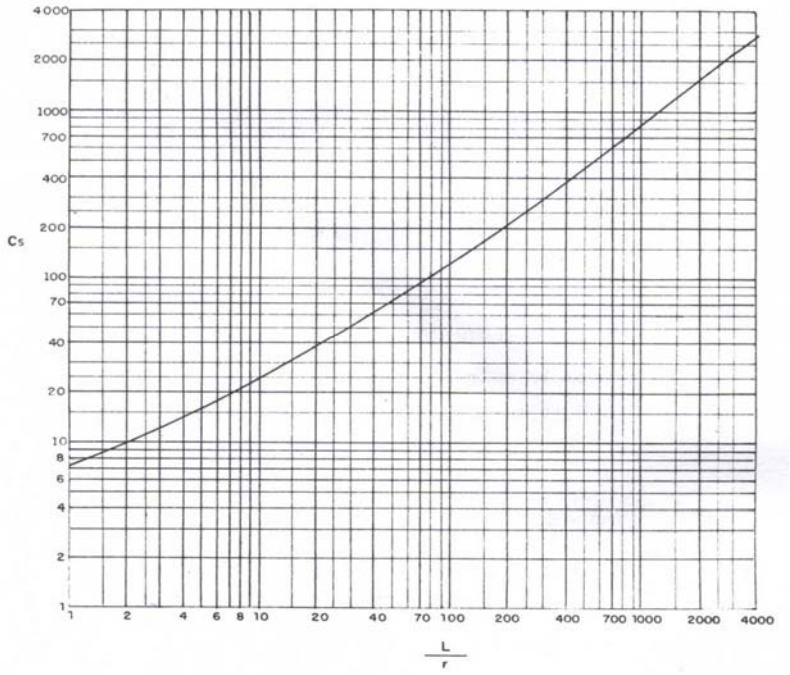


Figura 3.16 – Ábaco para determinação do coeficiente de condutividade de meios saturados (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

CAPÍTULO 4

4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO

Como já mencionado, a quantidade de ferro presente no rejeito é condicionada, principalmente, pelo processo de beneficiamento e pelas características mineralógicas do minério. Contudo, durante a deposição as variáveis de descarga tendem a alterar esta concentração de ferro ao longo da praia. Esta alteração pode afetar os parâmetros de resistência, permeabilidade e compressibilidade destes depósitos. ESPOSITO (2000) e LOPES (2000) consideram que o teor de ferro e a porosidade apresentam uma importância fundamental nos parâmetros de resistência e permeabilidade dos rejeitos. Neste contexto, considerando os efeitos do teor de ferro é importante quantificar o comportamento destes depósitos em termos de permeabilidade com base nos valores da porosidade e de teor de ferro obtido.

Neste contexto, foram realizados ensaios de campo e laboratório em amostras de rejeitos de minério de ferro oriundas da Pilha do Monjolo do Complexo de Água Limpa (CVRD). As amostras para os ensaios de laboratório foram obtidas no canal do Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) a partir de simulações já realizadas, para valores de concentração da lama de 15% e vazão de descarga de 10 l/min (RIBEIRO, 2000) e também em amostras coletadas durante a campanha de ensaios de infiltração no campo realizados na pilha do Monjolo. A etapa de laboratório constou de ensaios de permeabilidade saturada em amostras reconstituídas reproduzindo as mesmas características de densidade obtidas no campo e ao longo do canal de deposição no ESDH. Complementando as investigações de laboratório foram realizados ensaios de caracterização e ensaios para determinação do valor de e_{max} e_{min} para o

rejeito da Pilha do Monjolo.

Além dos ensaios em laboratório foram realizados ensaios para determinação da condutividade hidráulica em diferentes regiões na praia de disposição. As análises de campo constaram de ensaios de infiltração em regime permanente utilizando o permeâmetro de Guelph e ensaios de infiltração simples em furos de sondagens. Nos ensaios de infiltração utilizando o permeâmetro de Guelph a condutividade hidráulica foi obtida através do estabelecimento de um regime permanente em furos de sondagem. Nos ensaios de infiltração simples a condutividade hidráulica foi obtida através da determinação de uma vazão necessária à estabilização de um nível d'água constante no furo.

4.2 CARACTERÍSTICAS DA PILHA DO MONJOLO

A Mina do Complexo de Água Limpa (CVRD) faz parte do polo de produção de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, ficando situada no município de Rio Piracicaba a 140 Km de Belo Horizonte. Esta mina está em operação desde 1963 e suas reservas estão estimadas em mais de 10 milhões de toneladas de minério de ferro hematítico de alto teor e 120 milhões de toneladas de itabiritos com vida útil prevista para aproximadamente 30 anos. A disposição do rejeito desta mina é feita através de lançamento hidráulico, por bombeamento, da mistura oriunda da planta de beneficiamento diretamente na barragem.

A barragem de rejeito está sendo construída com o próprio rejeito lançado hidraulicamente através de canhões. O projeto dessa pilha consta de um dique de partida de enrocamento (cota 800) e alteamentos sucessivos com o próprio rejeito até a cota 900, como apresentado na Figura 4.1. O método construtivo utilizado é o de alteamento para montante. Foi projetado também um dreno de fundo, numa extensão de cerca de 150 m. O projeto prevê um ângulo geral de inclinação de aproximadamente 33°, o que assegura a estabilidade da pilha. São executados, sistematicamente, monitoramentos do processo executivo dos alteamentos, com medidas de densidade e da eficiência dos

drenos, visando assegurar o controle construtivo da pilha e, consequentemente, a segurança da barragem. Toda água oriunda da pilha de rejeitos é reaproveitada nas instalações de beneficiamento.

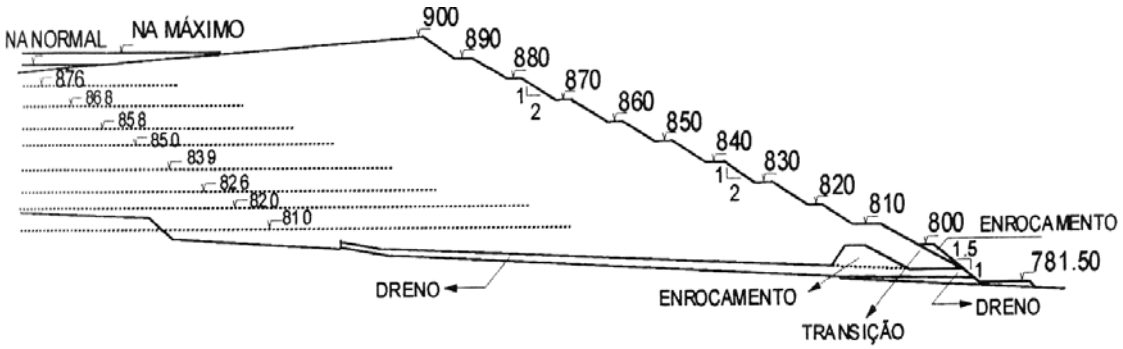


Figura 4.1 – Perfil final da Pilha do Monjolo (ESPÓSITO 2000).

Em função do processo de lançamento contínuo de rejeitos, atualmente, após sucessivos alteamentos realizados para montante a Pilha do Monjolo encontra-se na cota 900 metros e em seu 8º alteamento, como apresentado na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Vista do talude de jusante da Pilha do Monjolo.

4.3 CARACTERIZAÇÃO DO REJEITO DA PILHA DE MONJOLO

A mina do Complexo de Água Limpa produz minério de ferro, sob forma de finos e granulados, a partir de rochas itabiríticas. O sistema de beneficiamento do minério é realizado por espirais resultando em um rejeito com granulometria na faixa de areia fina a média. Embora considerando a variabilidade que normalmente ocorre nas características básicas dos rejeitos, estudos realizados em campo tenham mostrado que a granulometria não apresentou variações significativas durante a operação da mina (ESPÓSITO, 2000). Esta uniformidade granulométrica do rejeito da Mina do Complexo da Água Limpa deve-se principalmente à manutenção do processo de separação por espirais e ao controle rigoroso do processo de produção do minério.

A massa específica dos grãos do rejeito é da ordem de 3,127 g/cm^3. Observa-se que o valor da massa específica (ρ_S) depende essencialmente da quantidade de partículas de ferro presentes no rejeito. No caso da Mina do Complexo da Água Limpa, o teor de ferro médio do rejeito é da ordem de 23%. A Tabela 4.1 apresenta algumas características básicas deste rejeito, envolvendo características granulométricas, composição química e teor de ferro.

Tabela 4.1 – Características básicas do rejeito da mina de Morro Agudo

D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	D_{90} (mm)	Cu	Gs	Fe (%)	SiO_2 (%)	Al_2O_3 (%)
0,06	0,19	0,48	4	3,13	23	67	0,40

Considerando a porcentagem de ferro no rejeito e sua influência no processo de segregação, RIBEIRO (2000) realizou análises individuais dos dois minerais principais presentes no rejeito, o ferro e o quartzo, com o objetivo de obter a distribuição granulométrica correspondente a cada um deles. O processo de separação utilizado foi baseado no método de separação magnética usando o equipamento de Franz. Contudo, este método mostrou-se eficiente apenas para pequenas quantidades de material, o que tornava representativa as amostras utilizadas para a análise granulométrica. Assim, verificou-se que as partículas de ferro presentes no rejeito apresentavam um diâmetro menor que as partículas de quartzo. Este fato foi fundamental para a consideração das

análises propostas a seguir.

4.4. PROCESSO DE OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS

4.4.1 Amostras obtidas através do Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH)

Como componente fundamental para realização desta pesquisa foi necessário obter amostras com diferentes teores de ferro. Porém, tem-se verificado que as técnicas convencionais de separação magnética em laboratório normalmente oferecem problemas, principalmente relacionados com a distribuição granulométrica, não resultando em uma análise realista. A baixa eficiência deste tipo de técnica está diretamente ligada aos processos artificiais de separação, uma vez que os materiais resultantes apresentam características granulométricas distintas das encontradas no campo para um mesmo teor de ferro.

Assim, optou-se por utilizar as amostras obtidas por RIBEIRO (2000) em um de seus ensaios de simulação de deposição hidráulica. Estas amostras foram escolhidas por apresentarem diferentes teores de ferro em função da distância do ponto inicial de descarga via segregação hidráulica baseado num processo semelhante ao que ocorre no campo. PRESOTTI (2002) relata que RIBEIRO (2000) em seu programa experimental, realizou ensaios de simulação de deposição hidráulica avaliando os efeitos de diferentes valores de concentração associados a diferentes valores de vazão de descarga. Para realização destas análises RIBEIRO (2000) desenvolveu um equipamento de simulação de deposição hidráulica (ESDH) conforme esquema apresentado na Figura 4.3.

O equipamento de simulação hidráulica (ESDH) consiste basicamente de três partes fundamentais que funcionam de forma integrada durante o período de realização dos ensaios, promovendo a manutenção dos parâmetros de fluxo e as condições necessárias para um processo controlado de deposição hidráulica. A parte principal do equipamento consiste de um canal de deposição, onde são realizadas as simulações dos diferentes

parâmetros de descarga e onde ocorre a formação do depósito. Integrado ao canal encontra-se um sistema de alimentação acoplado a um sistema de controle de descarga.

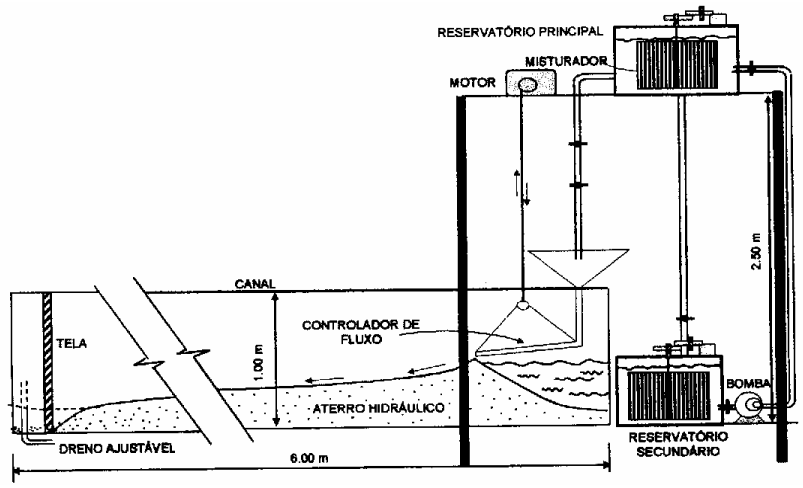


Figura 4.3 – Esquema do Equipamento de Simulação de Deposição Hidráulica (ESDH) – (RIBEIRO, 2000).

A metodologia de realização dos ensaios no ESDH baseou-se na preparação da lama através de um misturador, o qual mantinha as diversas concentrações constantes requeridas constantes e no processo de deposição baseado no controle da vazão de descarga. Durante a realização do ensaio o processo de deposição era acompanhado verificando-se o comportamento do fluxo sobre a praia e a movimentação dos sedimentos. As paredes de vidro do canal facilitaram estas observações, podendo-se perceber claramente o mecanismo de deposição e transporte. Após o aterro atingir uma altura de aproximadamente 25 a 30 cm, o processo de deposição era paralisado sendo avaliada a configuração final do talude (RIBEIRO, 2000 e PRESOTTI, 2002).

Amostras deformadas e indeformadas foram coletadas em diferentes pontos ao longo do depósito espaçadas de 20 cm a partir do ponto de descarga. Através destas amostras, RIBEIRO (2000) realizou avaliações da densidade, padrão de segregação, teor de umidade, distribuição granulométrica e massa específica das partículas ao longo do depósito, em função da distância ao ponto de descarga.

Considerando os ensaios realizados, foi selecionada uma das simulações realizadas no

ESDH para avaliação da influência na concentração das partículas de ferro na condutividade hidráulica saturada do rejeito. Desta forma, foi selecionado o ensaio MA-8 por apresentar valores médios de vazão e concentração dentro da faixa adotada nas simulações, embora o objetivo original tenha sido obter amostras com diferentes teores de ferro via ESDH.

Considerando então o ensaio MA-8, a Tabela 4.2 apresenta os valores referentes à massa específica dos grãos, massa específica seca e teor de ferro obtidos nos pontos amostrados ao longo do canal de deposição no ESDH em função da distância ao ponto de descarga.

Tabela 4.2 – Simulação realizada no ESDH, ensaio MA-8 (RIBEIRO, 2000).

Distância (m)	MA-8 (concentração = 10% e vazão = 10 l/min)		
	(%) Fe	ρ_s (g/cm^3)	ρ_d (g/cm^3)
0,0	72,40	4,41	2,84
0,2	34,40	3,46	1,99
0,4	22,40	3.16	1,89
0,6	19,60	3,09	1,74
0,8	17,60	3,04	1,68
1,0	18,00	3,05	1,75
1,2	16,00	3.00	1,65
1,4	13,60	2,94	1,52
1,6	14,00	2,95	-
1,8	10,80	2,87	-

Foram escolhidas quatro amostras referentes a este ensaio de simulação sendo denominadas de MA8-000 (amostra correspondente à distância de 0,00 metros do ponto de descarga), MA8-040 (amostra correspondente à distância de 0,40 metros do ponto de descarga), MA8-080 (amostra correspondente à distância de 0,80 metros do ponto de descarga) e MA8-120 (amostra correspondente à distância de 1,20 metros do ponto de descarga).

4.4.2 Amostras obtidas através da coleta realizada no campo

As amostras obtidas no campo foram coletadas nos pontos coincidentes com as

sondagens executadas para a realização dos ensaios de infiltração ao longo da praia de deposição. O procedimento utilizado para a locação dos pontos para realização dos ensaios foi a execução de uma malha quadrada composta de 3 (três) seções transversais e 5 (cinco) seções longitudinais ao eixo da barragem. Dessa forma, as seções longitudinais foram espaçadas em 10 metros a partir da crista e as seções transversais, denominadas furos, distantes 10 metros entre si. A localização esquemática desta área utilizada para realização dos ensaios de infiltração e coleta de material é apresentada na Figura 4.4.

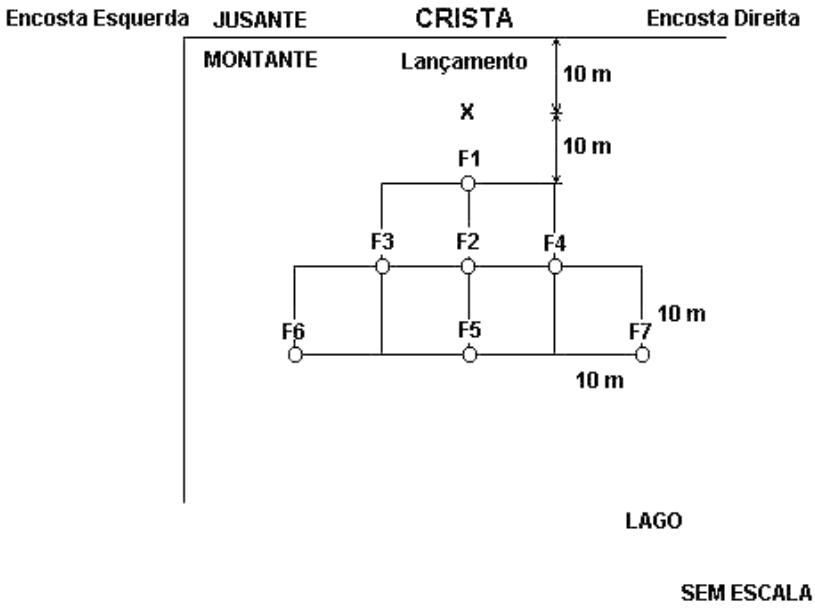


Figura 4.4 – Locação dos furos para coleta de amostras e realização dos ensaios de infiltração em campo.

A adoção destas seções relacionou-se à tentativa de avaliar o processo de deposição hidráulica no campo durante a formação do aterro hidráulico, bem como os efeitos da mudança da posição dos canhões ao longo da crista da barragem (Figura 4.5). Os furos de investigação na praia de deposição da Pilha do Monjolo foram denominados, respectivamente, Furo 01 (furo localizado a uma distância de 10 metros do ponto de descarga), Furo 02, Furo 03, Furo 04 (furos localizados a uma distância de 20 metros do ponto de descarga), Furo 05, Furo 06 e Furo 07 (furos localizados a uma distância de 30

metros do ponto de descarga). A Tabela 4.3 apresenta a relação das amostras e as distâncias em relação ao ponto de lançamento do rejeito.

Tabela 4.3 – Distância das amostras em relação ao ponto de descarga.

Amostra	Distância do ponto de lançamento (m)
Furo 01	10,0
Furo 02	20,0
Furo 03	20,0
Furo 04	20,0
Furo 05	30,0
Furo 06	30,0
Furo 07	30,0

Figura 4.5 – Vista do dique e da praia de deposição da Pilha do Monjolo.

O programa de amostragem no campo foi planejado visando a obtenção de amostras que pudessem representar a variação do teor de ferro na praia de deposição. Assim, com o objetivo de estabelecer uma adequada relação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica saturada, procurou-se coletar as amostras seguindo a locação especificada dos

furos para os ensaios realizados no campo em função da distância do ponto de lançamento (Figura 4.4). As amostras foram coletadas próximo à superfície a uma profundidade de 15 cm com a utilização de uma pá. Depois de feita a avaliação da densidade, as amostras foram levadas, todas em sacos plásticos bem fechados, para o Laboratório de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto.

Os ensaios de infiltração foram realizados sem qualquer interrupção do processo de lançamento normal ocorrido na Pilha do Monjolo. Desta forma, devido ao fato de que o canhão encontrava-se promovendo o lançamento dos rejeitos nas proximidades da crista procurou-se como alternativa adotar uma distância de afastamento de aproximadamente 10 m em relação ao ponto de lançamento para assim promover a execução dos ensaios de infiltração e a coleta das amostras. Diante deste fato tornou-se impossível obter amostras na região coincidente com o ponto de descarga.

4.5. CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS DE REJEITO

Para realização dos ensaios de caracterização foram utilizadas, além das amostras obtidas a partir do ensaios de simulação de deposição hidráulica (ESDH), todas as amostras coletadas durante a realização dos ensaios de infiltração no campo. É importante ressaltar que todos os ensaios de caracterização obedeceram os procedimentos descritos nas normas da ABNT. Algumas pequenas alterações foram propostas de modo a adequar alguns procedimentos às características particulares do rejeito, contudo estas serão relatadas e justificadas no detalhamento destes ensaios.

4.5.1. Determinação da massa específica dos grãos

A massa específica dos grãos de um rejeito de minério de ferro é influenciada diretamente pela quantidade de partículas de minério de ferro presentes no material. Essas partículas normalmente apresentam uma massa específica dos grãos em torno de 5,25 g/cm³, enquanto as partículas de quartzo têm massa específica dos grãos em torno

de 2,65 g/cm³. A determinação da massa específica dos grãos de todas as amostras obtidas a partir do ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH) foi realizada utilizando-se a Norma Brasileira NBR 6508 (ABNT, 1984). Os valores obtidos para estas amostras podem ser vistos na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Massa específica dos grãos para amostras referentes ao ensaio MA-8.

Amostra	ρ_s (g/cm^3)
MA8-000	4,41
MA8-020	3,46
MA8-040	3,17
MA8-080	3,04
MA8-120	2,89
MA8-160	2,95

Para o rejeito coletado no campo pode-se verificar que o comportamento destas amostras é semelhante às amostras obtidas no ESDH no que diz respeito à massa específica dos grãos. A Tabela 4.5 confirma este comportamento.

Tabela 4.5 – Massa específica dos grãos para amostras coletadas nos ensaios de campo.

Amostra	Distância do ponto de lançamento (m)	ρ_s (g/cm^3)
Furo 01	10,0	3,14
Furo 02	20,0	3,16
Furo 03	20,0	3,14
Furo 04	20,0	3,01
Furo 05	30,0	3,19
Furo 06	30,0	2,95
Furo 07	30,0	2,95

4.5.2. Determinação do teor de ferro das amostras

(a) Ensaio de determinação do teor de ferro total – correlação com a massa específica dos grãos

A partir da relação entre a massa específica dos grãos com o teor de ferro para estas

amostras de rejeito no campo, ESPÓSITO (2000) apresenta uma equação teórica utilizada na determinação da quantidade de partículas de ferro presentes neste rejeito. A evidência desta relação linear e crescente é apresentada por ESPÓSITO (2000) na Figura 4.6 ao avaliar as possíveis relações entre o teor de ferro e a massa específica dos grãos de pontos amostrados em diferentes regiões na pilha do Monjolo.

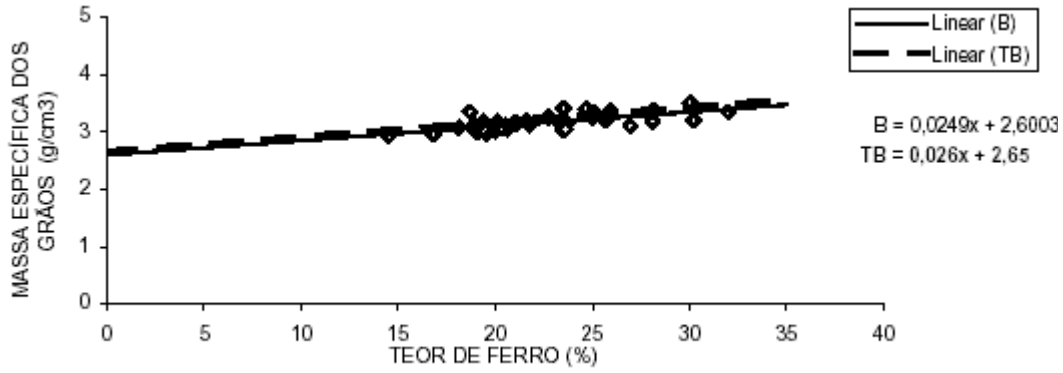


Figura 4.6 – Teor de ferro versus massa específica dos grãos com dados da pilha do Monjolo (ESPÓSITO, 2000).

Desta relação ajustada, ESPÓSITO (2000) determinou uma equação que melhor representasse os dois parâmetros. Em seguida buscou uma equação teórica que possibilitasse uma relação ponderada. Essa ponderação consistiu em determinar ρ_s do rejeito em função dos valores ρ_s de cada fração mineralógica constituinte, ou seja, das partículas de minério de ferro e das partículas de quartzo. Assim a massa específica dos grãos foi obtida pela seguinte equação:

$$\rho_s = \%Fe \,.\, \rho_{s\,Fe} + (1 - \%Fe).\, \rho_{s\,quartzo} \qquad (4.1)$$

onde:

ρ_s – massa específica dos grãos do rejeito;

$\%Fe$ – porcentagem de ferro em cada ponto amostrado;

$\rho_{s\,Fe}$ – massa específica das partículas de minério de ferro equivalente a 5,25 g/cm³;

$\rho_{s\,quartzo}$ – densidade do quartzo equivalente a 2,65 g/cm³;

Substituindo os valores de ρ_{sFe} e $\rho_{s\ quartzo}$ na equação teórica tem-se:

$$\rho_s = 0{,}026\%Fe + 2{,}65 \quad (4.2)$$

Já a equação de ajuste dos pontos encontrada por ESPÓSITO (2000) com uma regressão linear foi a seguinte:

$$\rho_s = 0{,}025\%Fe + 2{,}6 \quad (4.3)$$

onde:

ρ_s – massa específica dos grãos;

%Fe – teor de ferro.

Na Figura 4.6 pode ser observado que a equação teórica e a equação de ajuste dos pontos amostrados estão muito próximas, mostrando que realmente existe uma correlação entre massa específica dos grãos e o teor de ferro. Desta forma, foi escolhida uma curva de ajuste dos pontos amostrados para a obtenção dos valores dos teores de ferro das amostras e estes valores foram obtidos a partir da Equação 4.3 podendo serem vistos na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Teores de ferro para as amostras do ESDH determinados a partir da Equação 4.3.

Amostra	ρ_s (g/cm^3)	(%) Fe
MA8-000	4,41	72,4
MA8-040	3,17	22,7
MA8-080	3,04	17,6
MA8-120	2,89	11,4

Para as amostras coletadas no campo durante a realização dos ensaios de infiltração também foi adotado o mesmo ajuste proposto por ESÓSITO (2000) e os valores dos respectivos teores de ferro obtidos a partir da Equação 4.3 estão apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Teores de ferro das amostras coletadas no campo obtidos a partir da Equação 4.3.

Amostra	Distância do ponto de lançamento (m)	ρ_s (g/cm^3)	(%) Fe
Furo 01	10,0	3,14	21,6
Furo 02	20,0	3,16	22,5
Furo 03	20,0	3,14	21,4
Furo 04	20,0	3,01	16,6
Furo 05	30,0	3,19	23,7
Furo 06	30,0	2,95	13,9
Furo 07	30,0	2,95	13,9

(b) Ensaio de determinação do teor de ferro total – método redução por cloreto de titânio III

O ensaio para determinação do teor de ferro total utilizando a redução por cloreto de titânio III refere-se a um método de análise de teor de ferro livre de poluição por mercúrio. A determinação do teor de ferro total é um método titulométrico denominado dicromatometria. A redução do ferro III é processada pelo cloreto de estanho II e cloreto de titânio III. O excesso de redutor é então oxidado pelo dicromato de potássio diluído. Este método é aplicável à faixa de concentração de 10 % a 80 % de ferro em minérios de ferro naturais, em concentrados e aglomerados de minério de ferro.

A metodologia de ensaio para determinação do teor de ferro total através da redução por cloreto de titânio III é baseada na norma NBR ISO 9507 (ABNT, 2003). Desta forma, após pulverizadas e pesadas as amostras são transferidas para um erlenmeyer onde são solubilizadas por aquecimento através da adição de 12 gotas de solução de cloreto de estanho II ($SnCl_2$) e de 10 ml de ácido clorídrico (HCl). Após a solubilização, a solução foi diluída com água destilada fervente e então processou-se a redução primeiro através da adição de cloreto de estanho II ($SnCl_2$) e depois através da adição de solução de cloreto de titânio III ($TiCl_3$). Após todo o processo de redução do ferro adicionou-se 30 ml da mistura ácida (H_2SO_4+H_3PO_4+$C_6H_5NHC_6H_5$) e então titulou-se a solução da amostra com solução de dicromato de potássio ($K_2Cr_2O_7$) 0,1N até a viragem do indicador, quando a solução obtém uma coloração violeta intensa.

Utilizando-se as equações propostas abaixo pode-se determinar o valor do teor de ferro total das amostras.

$$\%Fe_{Total} = \frac{V_{tit}.(T_2 - T_1).F_c}{M_{amostra}} \tag{4.4}$$

$$Fc = \frac{\%Fe_{padrao}.M_{padrao}}{V_{tit}.(T_2 - T_1)} \tag{4.5}$$

onde:

% Fe $_{total}$ – porcentagem de ferro contido na amostra.

V_{tit} – volume (ml) gasto de solução de $K_2Cr_2O_7$ 0,1N na titulação.

$M_{amostra}$ – massa da amostra.

F_c – fator de correlação da solução de $K_2Cr_2O_7$ aproximadamente 0,1N.

% Fe $_{padrão}$ – porcentagem de ferro na amostra padrão.

V_{titp} – volume (ml) gasto de solução de $K_2Cr_2O_7$ com 0,1N na titulação da amostra padrão.

$M_{padrão}$ – massa da amostra padrão.

(T_2-T_1) – correção de temperatura (Tabela 4.8).

Para as amostras obtidas no ESDH os valores dos respectivos teores de ferro obtidos a partir do ensaio de determinação do teor de ferro total pelo método de redução por cloreto de titânio III estão apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Valores de teor de ferro para amostras obtidas no ESDH.

Amostra	(%) Fe (Análise Química)
MA8-000	52,8
MA8-040	22,6
MA8-080	19,9
MA8-120	13,5

Para as amostras coletadas no campo os valores dos respectivos teores de ferro obtidos a partir do ensaio de determinação do teor de ferro total pelo método de redução por

cloreto de titânio III estão apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Valores dos teores de ferro para amostras obtidas na coleta no campo.

	Distância ponto lançamento (m)	(%) Fe (Análise Química)
Furo 01	10,0	22,4
Furo 02	20,0	18,9
Furo 03	20,0	24,1
Furo 04	20,0	20,2
Furo 05	30,0	26,6
Furo 06	30,0	17,6
Furo 07	30,0	16,5

A Tabela 4.10 apresenta os valores dos fatores de correção utilizados no cálculo dos teores de ferro para o rejeito oriundo da Pilha do Monjolo.

Tabela 4.10 – Correção de temperatura [1-(T_2-T_1) x 0,0002].

T_2-T_1	Correção
-10	1,0020
-9	1,0018
-8	1,0016
-7	1,0014
-6	1,0012
-5	1,0010
-4	1,0008
-3	1,0006
-2	1,0004
-1	1,0002
0	1,0000
1	0,9998
2	0,9996
3	0,9994
4	0,9992
5	0,9990
6	0,9988
7	0,9986
8	0,9984
9	0,9982
10	0,9980

T_1 – temperatura no horário da titulação.

T_2 – temperatura no horário do preparo da solução.

4.5.3. Determinação das curvas granulométricas

PRESOTTI (2002) relata que a avaliação da granulometria do rejeito é também um fator importante a ser considerado, pois juntamente com o teor de ferro, a granulometria condiciona várias propriedades geotécnicas dos rejeitos granulares, como arranjo dos grãos, permeabilidade e resistência ao cisalhamento. Desta forma, fez-se necessária à obtenção das distribuições granulométricas das amostras de rejeitos para uma futura análise isolada da influência da granulometria e do teor de ferro em sua condutividade hidráulica.

A obtenção das curvas granulométricas foi realizada utilizando-se a metodologia recomendada pela Norma NBR 6457 (ABNT, 1986). As amostras foram sujeitas ao ensaio de sedimentação e peneiramento fino, pois todas passavam na peneira #10 (2,0 mm).

As curvas granulométricas de todas as amostras obtidas através do ESDH (RIBEIRO, 2000) estão representadas na Figura 4.7.

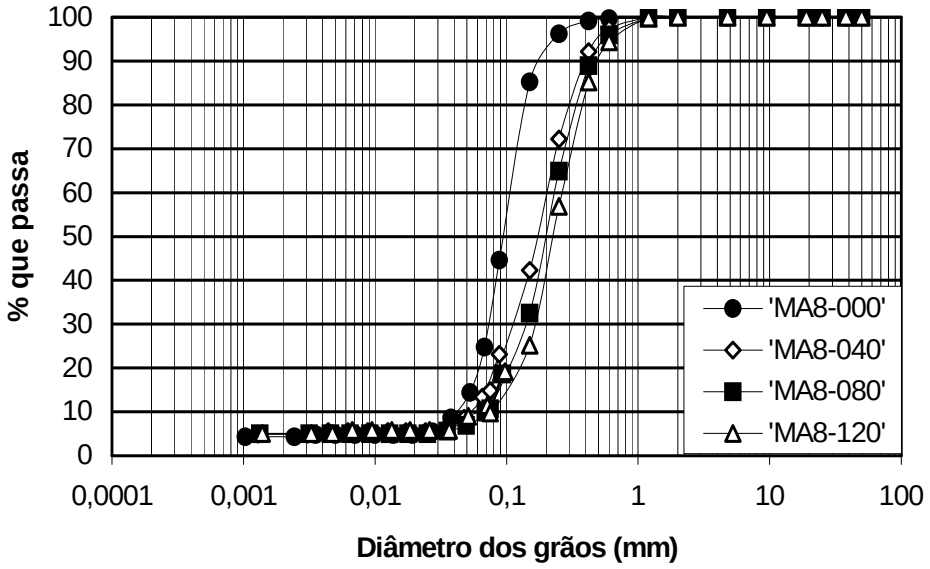


Figura 4.7 – Curvas granulométricas das amostras obtidas através do ESDH.

A norma brasileira NBR 6502 (ABNT, 1993c) estabelece os seguintes diâmetros para

uma classificação granulométrica:

- Argila: partículas com diâmetros menores que 0,002 mm;
- Silte: partículas com diâmetro entre os diâmetros de 0,002 e 0,06 mm;
- Areia Fina: partículas com diâmetro entre os diâmetros 0,06 e 0,2 mm;
- Areia Média: partículas com diâmetro entre os diâmetros de 0,2 e 0,6 mm;
- Areia Grossa: partículas com diâmetro entre os diâmetros de 0,6 e 2,0 mm;
- Pedregulho: partículas com diâmetros entre os diâmetros de 2,0 e 6,0 mm.

De acordo com a classificação estabelecida acima foi realizada uma análise granulométrica das amostras, e os resultados desta análise para as amostras obtidas no ESDH mostraram que as partículas estão situadas na faixa de areia fina a média apresentando em média 84% dos grãos nesta faixa. As amostras MA8-000 e MA8-040 apresentaram maior predominância de grãos correspondentes à faixa de areia fina e as amostras MA8-080 e MA8-120 na faixa de areia média.

A quantidade de material com diâmetros inferiores à fração silte para todas as amostras obtidas no ESDH foi em média 12,5%, excetuando a amostra MA8-000 que se afastou deste valor contendo cerca de 20% de finos. A composição granulométrica de cada amostra baseado na NBR 6502 (ABNT, 1993 c) e seus respectivos valores de D_{50} e coeficiente de não uniformidade (Cu) estão apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11– Composição granulométrica das amostras obtidas no ESDH.

	Areia Fina (%)	Areia Média(%)	Areia Grossa (%)	% de Finos	D_{50} (mm)	Cu
MA8-000	73,0	7,0	0,0	20,0	0,093	2,63
MA8-040	47,0	39,0	2,0	12,0	0,150	3,07
MA8-080	40,0	46,0	4,0	10,0	0,198	3,14
MA8-120	33,0	53,0	6,0	8,0	0,210	3,25

As curvas granulométricas de todas as amostras coletadas durante os ensaios de infiltração no campo estão representadas na Figura 4.8.

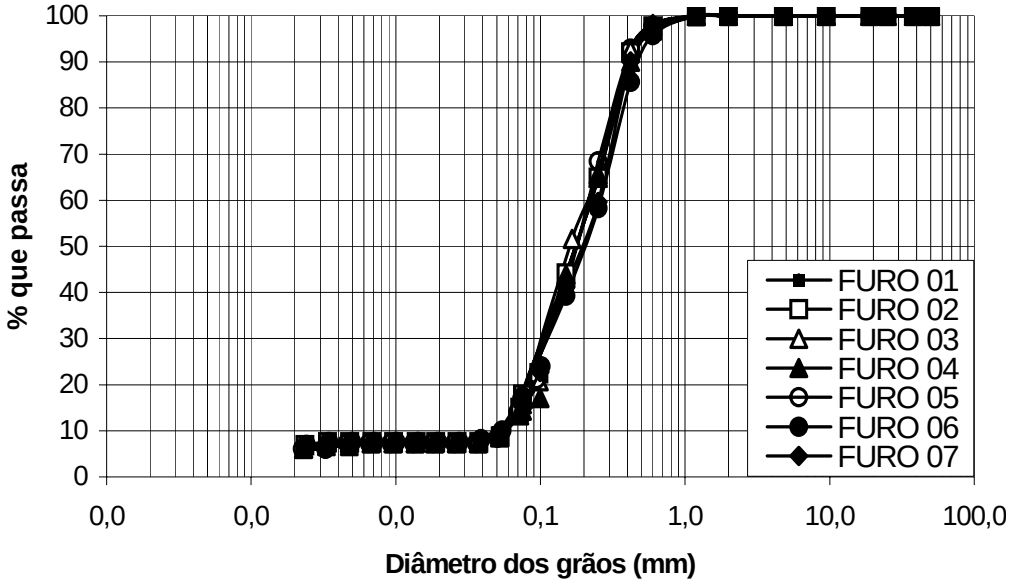


Figura 4.8 – Curvas granulométricas das amostras obtidas através da coleta de campo.

Levando em conta também a classificação estabelecida foi realizada uma análise granulométrica destas amostras. Os resultados desta análise para as amostras obtidas no campo mostraram que as partículas estão situadas predominantemente na faixa de areia fina a média apresentando em média 82,5% dos grãos nesta faixa. A quantidade de material com diâmetros inferiores a fração silte para todas as amostras obtidas durante os ensaios de campo foi em média 15,1%, não havendo nenhuma variação significativa na granulometria das amostras. Este fato pode ser observado na composição granulométrica de cada amostra e seus respectivos valores de D_{50} coeficiente de não uniformidade (Cu) apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Composição granulométrica das amostras coletadas no campo.

	Areia Fina (%)	Areia Média(%)	Areia Grossa (%)	% de Finos	D_{50} (mm)	Cu
FURO 01	52,0	33,0	2,0	13,0	0,19	4,60
FURO 02	48,0	39,0	3,0	10,0	0,17	3,67
FURO 03	49,0	38,0	2,0	11,0	0,16	3,79
FURO 04	44,0	43,0	2,0	11,0	0,17	3,79
FURO 05	42,0	42,0	2,0	12,0	0,18	3,85
FURO 06	38,0	45,0	5,0	12,0	0,20	4,00
FURO 07	38,0	46,0	5,0	11,0	0,20	4,00

4.5.4. Determinação dos índices de vazios máximo e mínimo

PRESOTTI (2002) relata que no caso dos rejeitos de minério de ferro, a forma de obtenção do estado de compacidade deve ser bem analisada por tratar-se de um solo artificial de formação recente e com composição mineralógica variável. Estas variações tendem a causar diferenças no valor da densidade das partículas, podendo produzir efeitos de segregações. Na obtenção destas condições utiliza-se um procedimento laboratorial normalizado que minimize a segregação e quebra de partículas.

Para a obtenção do índice de vazios mínimo deste rejeito granular foi utilizada a norma MB-3388/90 (ABNT, 1990), sendo implementados alguns procedimentos adicionais à metodologia especificada. Estes procedimentos foram necessários para se atingir valores mais realísticos da densidade máxima e mais adequados às particularidades destes rejeitos. Na obtenção do índice de vazios máximo foi utilizada a norma MB-3324/91 (ABNT, 1991).

É importante considerar que estas normas restringem a utilização de solos não coesivos com porcentagem de finos superior a 12%. Desta forma, algumas das amostras não poderiam ser utilizadas para a obtenção das porosidades máxima e mínima, por terem esta porcentagem superior a 12%. Uma justificativa para manutenção dos procedimentos preconizados nestas normas para as referidas amostras está nas características particulares das partículas finas deste rejeito que são compostas pelas partículas de ferro. Assim, acredita-se que esta restrição imposta pela MB-3388/90 (ABNT, 1990) e MB-3324/91 (ABNT, 1991) esteja condicionada à consideração do comportamento típico da fração fina, que em quantidade superior ao recomendado pode fazer com que o efeito coesivo atue na amostra prejudicando o desenvolvimento do ensaio.

Desta forma, esta recomendação foi desconsiderada para estas amostras e todos os ensaios de determinação do $\rho_{d\ máx}$ e $\rho_{d\ min}$ foram realizados utilizando a mesma metodologia. Para a obtenção da porosidade mínima foi utilizado o método B da norma MB-3388/91 (ABNT, 1990) que consiste na utilização de uma mesa vibratória, do tipo

utilizado para o peneiramento de amostras na análise granulométrica. Este método foi utilizado, pois não se dispunha da mesa eletromagnética de vibração vertical (Método A). Maiores detalhes dos equipamentos e procedimentos utilizados podem ser encontrados na norma MB-3388/90 (ABNT, 1990).

PRESOTTI (2002) através de uma adaptação realizada na metodologia deste ensaio obteve a calibração da mesa vibratória utilizada durante determinação dos valores de índice de vazios máximo e mínimo. Esta calibração foi realizada de duas formas: em um primeiro passo procurou-se obter o valor da freqüência que atingiria o valor da massa específica seca máxima, sem quebra de grãos, e em um segundo passo procurou-se obter o tempo necessário para que a massa específica seca não apresentasse variações. Através desta calibração foi obtido que a freqüência ideal para o ensaio seria de 57 Hertz e que o tempo necessário de vibração seria de 10 minutos. Além disto, PRESOTTI (2002) realizou o preenchimento do cilindro de Proctor em cinco camadas realizando a vibração de cada camada por 10 minutos.

Considerando as metodologias, adaptações e calibrações apresentadas anteriormente e utilizando os procedimentos descritos por PRESOTTI (2002), a determinação da porosidade mínima foi realizada utilizando amostras com duas condições de umidade:

- material previamente seco em estufa;
- material úmido.

No caso do material previamente seco em uma estufa, realizou-se o preenchimento do cilindro em cinco camadas vibrando cada camada por 10 min no nível 7 de vibração da mesa. Foram realizadas três determinações, sendo o resultado obtido considerando a média dos três ensaios realizados. Para o caso úmido, foi inicialmente preparada uma amostra a partir do material seco em estufa, ao qual se acrescentou água suficiente para umedecê-lo, seguida de um período de repouso mínimo de trinta minutos. A amostra preparada foi dividida em cinco partes iguais, suficientes para preenchimento do cilindro em cinco camadas, e toda água excedente era removida iniciando o processo de vibração.

Na fase de vibração eram colocados o disco base e a sobrecarga sobre a camada pre-depositada, submetendo o conjunto à mesa vibratória por dez minutos. Estes procedimentos foram repetidos para as quatro camadas seguintes. Ao final do ensaio o molde era arrasado com o auxilio de uma régua de aço biselada eliminando-se o excesso de material. A amostra contida no cilindro era cuidadosamente removida para secagem em estufa tomando o cuidado de transferir integralmente a amostra para o novo recipiente. Depois de seca a amostra foi pesada, visando obter sua massa seca que, relacionada com o volume do molde, possibilitou determinar a massa especifica seca máxima.

A Tabela 4.13 apresenta os resultados dos ensaios para determinação dos valores dos índices de vazios mínimos para as amostras obtidas através do ESDH.

Tabela 4.13 – Determinação dos índices de vazios mínimo com amostras seca e úmida.

	ρ_d (g/cm^3)	(%) Fe	$e_{mín}$ (seco)	n (seco)	$e_{mín}$ (úmido)	n (úmido)
MA8-000	4,41	72,40	0,74	42,70	0,65	39,50
MA8-040	3,17	22,72	0,69	41,03	0,63	38,65
MA8-080	3,04	17,60	0,64	39,00	0,59	37,40
MA8-120	2,89	11,44	0,63	38,59	0,58	36,84

No caso dos ensaios para obtenção dos valores do índice de vazios máximo foi utilizada a pluviação com material seco, adotando-se os procedimentos preconizados na norma MB-3324/91 (ABNT, 1991). Os resultados estão apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Determinação dos índices de vazios máximos.

	ρ_d (g/cm^3)	(%) Fe	e_{max}	n
MA8-000	4,41	72,40	1,04	51,08
MA8-040	3,17	22,72	0,95	48,63
MA8-080	3,04	17,60	0,89	47,25
MA8-120	2,89	11,44	0,89	47,32

Para as amostras coletadas no campo a metodologia para determinação do índice de vazios mínimo foi a mesma utilizada para as amostras obtidas no ESDH. Os resultados destes ensaios com as amostras seca e úmida estão apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Determinação dos índices de vazios mínimo com amostras seca e úmida.

	ρ_s (g/cm^3)	(%) Fe	$e_{mín}$ (seco)	n (seco)	$e_{mín}$ (úmido)	n (úmido)
Furo 01	3,14	21,64	0,63	38,76	0,58	36,55
Furo 02	3,16	22,48	0,65	39,43	0,59	37,38
Furo 03	3,14	21,44	0,61	37,69	0,56	35,77
Furo 04	3,01	16,56	0,55	35,57	0,51	33,82
Furo 05	3,19	23,72	0,61	36,06	0,56	36,06
Furo 06	2,95	13,96	0,57	34,34	0,52	34,34
Furo 07	2,95	13,88	0,57	34,47	0,53	34,47

No caso dos ensaios para obtenção dos valores do índice de vazios máximo foi utilizado o método de pluviação com material seco, adotando-se todos os procedimentos preconizados na norma MB-3324/91 (ABNT, 1991). Os resultados destes ensaios estão apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Determinação dos índices de vazios máximos.

	ρ_s (g/cm^3)	(%) Fe	e_{max}	n
Furo 01	3,14	21,64	0,99	49,95
Furo 02	3,16	22,48	0,99	49,77
Furo 03	3,14	21,44	0,95	48,90
Furo 04	3,01	16,56	0,93	48,35
Furo 05	3,19	23,72	0,97	49,24
Furo 06	2,95	13,96	0,88	46,87
Furo 07	2,95	13,88	0,94	48,42

4.5.5. Ensaios para determinação do índice de vazios no campo

A utilização de ensaios de campo para determinação das propriedades de um solo permite a obtenção de dados que tendem a representar de forma bastante clara a realidade presente no campo. Contudo, a avaliação da densidade de solos arenosos e mais especificamente rejeitos depositados hidraulicamente pode ser afetada por diversos fatores que tendem a apresentar inúmeras limitações para sua execução. Apesar de diversas soluções terem sido apresentadas para este tipo de determinação alguns métodos mais tradicionais como frasco de areia, o cilindro biselado, o balão de borracha

e o densímetro nuclear têm sido utilizados (Figura 4.9), principalmente devido aos custos e simplicidade de operação destes equipamentos.

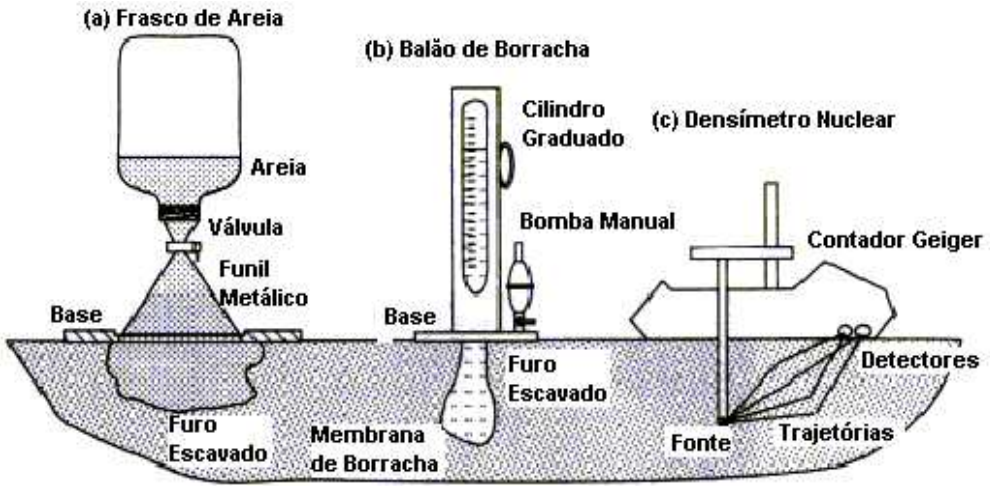


Figura 4.9 – Métodos de determinação da densidade no campo a) Frasco de Areia, b) Balão de Borracha, c) Densímetro Nuclear.

O método do frasco de areia permite a determinação do peso específico natural e seco de campo através do uso de uma areia padrão com peso específico conhecido, como mostrado na Figura 4.9 (a). Durante a realização do ensaio um furo aproximadamente cilíndrico é executado e o material recolhido desse furo é pesado e seu teor de umidade é determinado. A determinação do volume do furo é feita através do peso de areia necessário para preencher esse furo. Todo o procedimento é padronizado pela NBR7185 (ABNT, 1985).

Na avaliação da densidade através do método do cilindro biselado, um cilindro de PVC de massa e volume conhecidos é introduzido no solo e simultaneamente à cravação do mesmo procede-se a escavação em torno do molde seguindo a retirada do cilindro contendo a amostra do rejeito. A densidade do rejeito é então determinada em função do peso do material contido no cilindro. O volume ocupado pelo rejeito no cilindro é obtido através da medida direta das dimensões do cilindro de cravação. Através do material recolhido desse cilindro procede-se a determinação de seu teor de umidade e, consequentemente, da massa específica de solo no cilindro.

No ensaio utilizando o balão de borracha o princípio de execução é o mesmo do método do frasco de areia, diferenciando-se apenas pela adoção de um balão inflado com água para determinação do volume. O volume de água necessário para preencher o furo será medido diretamente por um cilindro graduado localizado no equipamento, como mostrado na Figura 4.9 (b). Todo o procedimento é padronizado pela ASTM D2167-94 (ASTM, 1994).

O método do densímetro nuclear permite medir a densidade e o teor de umidade do solo através de dois tipos de fontes radioativas. Essas fontes são os isótopos rádio ou césio e o americium-beryllium. O primeiro gera radiação gama que é disperso pelas partículas do solo, enquanto que a segunda emite neutrons que serão dispersos através dos átomos de hidrogênio da água do solo. Durante o transporte as fontes radioativas são armazenadas em container, e ao chegarem no local de realização do ensaio essas fontes são emitidas no solo por hastes. Um contador Geiger situado próximo às fontes radioativas medem a quantidade de dispersão que ocorreu entre a fonte e o detector, como observado na Figura 4.9 (c).

Porém, antes de se utilizar o equipamento no campo, ele deverá ser calibrado em laboratório. Essa técnica apresenta vantagens sobre as técnicas tradicionais, pois são realizadas rapidamente e os resultados são obtidos em poucos minutos. Em contra partida as suas principais desvantagens são o custo inicial elevado e o potencial perigo de exposição radioativa. Todo o procedimento é padronizado pela ASTM D2922-91 (ASTM, 1991).

Como alternativa tem sido pesquisada a aplicação do penetrologger na avaliação da densidade in situ das barragens de rejeitos. O penetrologger (Figura 4.10) é um cone estático bastante simplificado que permite a determinação da resistência de ponta até uma profundidade de 80 centímetros. A metodologia de ensaio consiste na medição da resistência à penetração no solo de uma sonda de pequenas dimensões cravada no terreno com velocidade constante. A penetração estática do cone no interior da massa de solo permite o registro da resistência à penetração (resistência de ponta) nas camadas mais superficiais. Dessa forma, através da identificação do material, correlações e

calibrações em laboratório e campo, pode-se determinar o estado de densificação do solo. A adoção de um dispositivo de armazenamento de dados no equipamento permite grande autonomia para posterior processamento dos resultados em um microcomputador.

As principais vantagens do penetrologger consistem no baixo custo e na facilidade de operação e transporte do equipamento. As cravações são realizadas manualmente dispensando os complexos sistemas de cravação dos aparelhos mais sofisticados. Durante todo o ensaio a velocidade de penetração é controlada em função de uma placa de reflexão e a velocidade é mantida em 2 cm/s. Além disso, outra vantagem a ser destacada é a grande autonomia do equipamento que permite a realização da medida da resistência de ponta em mais de 500 ensaios, utilizando como fonte de armazenamento seu próprio sistema de aquisição de dados e possibilitando somente depois da execução dos ensaios transferi-los para computador com a utilização de um software de processamento próprio.

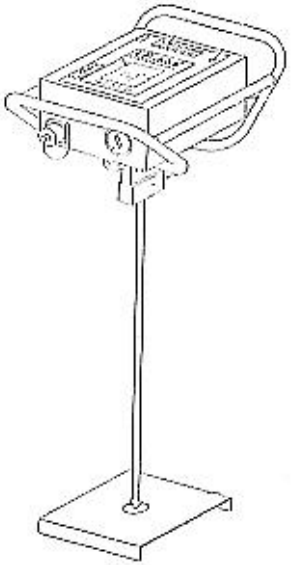


Figura 4.10 – Vista geral do penetrologger

No programa experimental de campo executado no presente trabalho foi realizada uma campanha conjunta de ensaios para determinação da densidade através dos métodos do cilindro biselado e do frasco de areia em toda a região da praia da Pilha do Monjolo. A

campanha foi realizada seguindo-se a malha de furos (Figura 4.4) determinada durante a locação dos furos para os ensaios de infiltração. Os procedimentos de ensaio assim como os resultados obtidos nestas determinações dos valores dos índices de vazios de campo serão descritos a seguir.

(a) Método do cilindro biselado

Os ensaios para determinação da densidade no campo foram realizados com um cilindro de PVC de pequenas dimensões (47,5 mm de diâmetro interno e 55 mm de altura) e com parede fina (2 mm). A adoção de cilindro com estas dimensões objetivou agilizar o processo de investigação e minimizar as perturbações provocadas pela cravação (RIBEIRO, 2000). O procedimento de ensaio consistiu na cravação cuidadosa do cilindro na superfície do terreno e no desbaste da região no entorno do molde (Figura 4.11). Retirada a amostra, o conjunto era imediatamente pesado para a determinação do teor de umidade e colocado em recipiente totalmente fechado.

Figura 4.11 – Visão geral do esquema de determinação da densidade através do método do Cilindro Biselado.

A Tabela 4.17 apresenta os valores da massa específica total, massa específica seca e

teor de umidade obtidos nos vários pontos de investigação na praia da Pilha do Monjolo.

Tabela 4.17 – Resultados do ensaios de densidade no campo utilizando o cilindro biselado.

Furo	Massa Específica Úmida (g/cm^3)	Teor de Umidade (%)	Massa Específica Seca (g/cm^3)	e
Furo 01	1,961	14,30	1,754	0,79
Furo 02	1,905	9,70	1,736	0,82
Furo 03	1,877	8,80	1,725	0,82
Furo 04	1,797	7,50	1,672	0,80
Furo 05	1,875	7,30	1,747	0,83
Furo 06	1,767	9,60	1,612	0,83
Furo 07	1,858	14,80	1,618	0,82

(b) Método do frasco de areia

Os ensaios para determinação da densidade de campo foram realizados com um frasco de plástico com cerca de 3500 cm^3 de capacidade dotado de gargalo rosqueado e funil metálico atarrachado no frasco (Figura 4.12). Conforme a norma NBR7185 (ABNT, 1986) os procedimentos utilizados para o ensaio com o frasco de areia foram os seguintes:

- Escavação de um furo aproximadamente cilíndrico na superfície do terreno com retirada cuidadosa do material (rejeito) do mesmo e posterior determinação de sua massa;
- Instalação do conjunto frasco mais funil estando com o frasco cheio;
- Abertura do registro do frasco deixando a areia escoar livremente para o furo até cessar o seu movimento no interior do frasco;
- Determinação da massa do conjunto frasco mais areia após o preenchimento do furo.

A massa de areia deslocada que preencheu o funil foi devidamente determinada através de uma calibração realizada em laboratório. A massa de areia deslocada que preencheu

o furo no terreno foi determinada através da diferença entre a massa inicial do frasco, a massa que preenche o funil calibrado no laboratório e a massa do frasco após o preenchimento do furo. Assim, a massa específica aparente seca do solo “in situ” foi determinada em função da massa específica da areia, massa de solo extraída do furo, massa de areia que preencheu o furo e teor de umidade do rejeito no campo. Utilizando o valor da massa especifica seca do solo tornou-se possível determinar o índice de vazios “in situ” do mesmo de acordo com a expressão abaixo:

$$e = \frac{\rho_s}{\gamma_d} - 1 \qquad (4.6)$$

onde:

e – Índice de vazios do solo;

ρs – Massa específica dos grãos do solo;

γ_d – Massa específica seca do solo.

Figura 4.12 – Visão geral do esquema de determinação da densidade através do método do Frasco de Areia.

A Tabela 4.18 apresenta os valores da massa específica úmida, massa específica seca,

teor de umidade e índice de vazios obtidos nos vários pontos de investigação na praia da Pilha do Monjolo.

Tabela 4.18 – Resultados dos ensaios de densidade no campo utilizando o frasco de areia.

Furo	Massa Específica Úmida (g/cm^3)	Teor de Umidade (%)	Massa Específica Seca (g/cm^3)	e
Furo 01	1,835	13,0	1,624	0,93
Furo 02	1,897	13,0	1,679	0,88
Furo 03	1,938	10,6	1,753	0,79
Furo 04	1,708	7,8	1,584	0,90
Furo 05	1,884	6,1	1,776	0,80
Furo 06	2,138	10,1	1,942	0,52
Furo 07	1,886	14,5	1,647	0,79

4.6. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO REJEITO ATRAVÉS DO ENSAIO DE CARGA CONSTANTE

O ensaio de carga constante pode ser considerado como um dos mais utilizados para solos relativamente permeáveis, como solos não coesivos, uma vez que o fluxo de líquido percolante pela amostra é grande podendo ser avaliado sem perdas para o resultado final. Em função do rejeito utilizado como material de pesquisa situar-se dentro da faixa citada anteriormente, o ensaio de carga constante tornou-se uma ferramenta adequada ao estudo.

4.6.1. Moldagem das amostras reconstituídas utilizando o rejeito

Na moldagem dos corpos de prova foi necessária a confecção de corpos de prova reconstituídos devido às características granulométricas deste material. Para o caso das amostras obtidas através do ensaio de simulação de deposição ESDH foram utilizados os valores dos índices de vazios máximo, mínimo e médio correspondentes a cada amostra e assim determinadas as densidades para a moldagem conforme apresentado na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 – Propriedades de moldagem das quatro amostras obtidas no ESDH.

Amostras	Massa específica dos grãos ρ_s (g/cm^3)	Massa específica aparente seca ρ_d (g/cm^3)	Índice de vazios e	Porosidade n (%)
MA8-000	4,41	2,641 2,436 2,227	0,67 0,81 0,98	40,1 44,8 49,5
MA8-040	3,17	1,908 1,790 1,659	0,66 0,77 0,91	39,8 43,5 47,6
MA8-080	3,04	1,877 1,788 1,634	0,62 0,70 0,86	38,3 41,2 46,2
MA8-120	2,89	1,781 1,698 1,552	0,62 0,70 0,86	38,3 41,2 46,2

Por não se diferenciarem muito dos valores obtidos no método do frasco de areia, pela repetibilidade dos resultados e pela menor dispersão de valores apresentados adotou-se como referência os valores de densidade obtidos via cilindro biselado. A Tabela 4.20 apresenta os valores utilizados nas moldagens para as amostras obtidas no campo:

Tabela 4.20 – Propriedades de moldagem das sete amostras obtidas no campo.

Furos	Massa específica dos grãos ρ_s (g/cm^3)	Massa específica aparente seca ρ_d (g/cm^3)	Índice de vazios e	Porosidade n (%)
Furo 01	3,14	1,760	0,79	44,1
Furo 02	3,16	1,705	0,86	46,2
Furo 03	3,14	1,701	0,84	45,7
Furo 04	3,01	1,652	0,82	45,1
Furo 05	3,19	1,747	0,83	45,4
Furo 06	2,95	1,641	0,80	44,4
Furo 07	2,95	1,621	0,82	45,1

Para a moldagem dos corpos de prova nas porosidades escolhidas, tanto para as amostras obtidas no ESDH quanto para as obtidas no campo, foi adotada uma metodologia que consistia na determinação da massa de material seco suficiente para

preencher os permeâmetros utilizados nos ensaios. Para obter o valor da massa de material que representasse esta porosidade, foi necessário obter uma relação entre elas. Inicialmente foi utilizada a equação que correlacionava massa específica aparente seca com o índice de vazios, como mostrada a seguir:

$$\rho_d = \frac{M_d}{V} = \frac{\rho_s (1+w)}{1+e} \tag{4.7}$$

onde:

ρ_d – massa específica aparente seca;

e – índice de vazios;

w – umidade higroscópica;

ρ_s – massa específica dos grãos;

M_d – massa seca;

V – volume da amostra.

Como o material utilizado na preparação dos corpos de prova foi previamente seco em estufa, pode-se simplificar a Equação 4.7 fazendo w = 0, chegando se a:

$$M_d = \frac{V\rho_s}{(1+e)} \tag{4.8}$$

A Equação 4.8 permite determinar a massa seca M_d de solo necessário para o preenchimento de um volume V, com um índice de vazios e, para um solo que apresenta massa específica dos grãos ρ_s.

Considerando que:

$$e = \frac{n}{(1-n)} \tag{4.9}$$

onde:

e – índice de vazios;

n – porosidade.

Pode-se rescrever a Equação 4.8 em função da porosidade, assim:

$$M_d = V\rho_s(1-n) \tag{4.10}$$

As técnicas de moldagem dos corpos de prova variaram em função da densidade requerida para sua confecção. Para os corpos de prova densos foi utilizada a técnica de compactação dinâmica em material seco. Para os corpos de prova fofos foi utilizada a técnica de pluviação a seco. Finalmente, a compactação através de golpes na parede lateral do molde foi utilizada para obtenção dos corpos de prova com porosidades intermediárias.

Para as amostras mais compactas a massa de material seco obtida foi dividida em quatro partes iguais para a confecção das camadas. O primeiro quarto de material seco foi lançado dentro do molde, através da deposição com a utilização de uma colher alcançando o fundo do permeâmetro procedendo-se em seguida a compactação dinâmica. A compactação de cada camada era realizada com o uso de um soquete de madeira. Este mesmo procedimento era repetido nas camadas seguintes sendo realizada uma ligeira escarificação da camada subjacente antes da deposição do material. A determinação da quantidade de golpes por camada foi encontrada por tentativas até obter o número de golpes por camadas que resultasse no preenchimento integral do molde com a quantidade de material calculada.

Para os corpos de prova com densidades intermediárias foi utilizada a técnica de golpeamento na parede lateral do molde utilizando uma haste metálica. Neste caso era calculada a massa seca necessária para preencher todo o volume do molde de acordo com a porosidade requerida. A colocação do material no molde foi realizada em camadas, utilizando-se a técnica de pluviação a seco a partir da divisão da massa calculada em quatro partes iguais. O primeiro quarto de material era lançado no molde, sendo em seguida submetido ao processo de compactação por golpes em diferentes pontos da parede lateral do molde. O procedimento se repetia nas camadas seguintes

após uma ligeira escarificação da camada subjacente.

Para a moldagem de corpos de prova fofos foi aplicada a pluviação a seco e os problemas relacionados a efeitos de segregação e orientações preferencias de partículas foram minimizados devido à utilização de uma altura de queda mínima, coincidente com a superfície da camada. O método de pluviação utilizado consistiu em verter o rejeito, previamente seco em estufa, através de um tubo com 1,5 cm de diâmetro mantendo-se sempre a altura de queda próxima de zero até preencher todo molde.

4.6.2. Resultados dos ensaios de carga constante

Os ensaios de carga constante foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. O equipamento utilizado foi um permeâmetro de parede rígida com 7,20 cm de diâmetro e 19,55 cm de altura ligado a um sistema de alimentação e manutenção de carga através de um reservatório ligado diretamente à caixa d'água do laboratório. O equipamento é dotado de um sistema de tubos manométricos acoplado a uma escala graduada em milímetros, para a medição das cargas hidráulicas.

Para obtenção do valor da condutividade hidráulica saturada foi utilizada a metodologia recomendada pela Norma NBR 13292 (ABNT, 1995), sendo implementadas algumas alterações adicionais à metodologia especificada. Embora a norma especifique e recomende a utilização de uma bomba de vácuo no processo de saturação da amostra, a metodologia alternativa utilizada foi a realização da percolação de água por fluxo ascendente pela amostra. Este tipo de alterção implementada resultou em um acompanhamento sistemático do processo de saturação que consistia na observação da percolação de no mínimo três volumes de vazios de líquido pela amostra.

Os resultados dos ensaios de carga constante foram obtidos através de curvas que relacionam a carga hidráulica com a velocidade de percolação na amostra. Utilizando-se de coordenadas cartesianas normais, foi marcado nas ordenadas o valor da velocidade de percolação a 20ºC e nas abscissas o valor do gradiente hidráulico correspondente.

Uma reta de melhor ajuste passando pela origem foi traçada e o valor do coeficiente angular desta reta considerado como valor da condutividade hidráulica saturada da amostra. A Figura 4.13 apresenta uma reta típica utilizada para determinação da condutividade hidráulica através deste tipo de ensaio.

Na Tabela 4.21 estão representados os valores da condutividade hidráulica saturada determinadas em laboratório através de ensaios de carga constante para as amostras obtidas no ESDH.

Tabela 4.21 – Valores da condutividade hidráulica saturada em ensaios de carga constante para amostras obtidas através do ESDH.

MA8-000						
$\rho d(kN/m^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho s(g/cm^3)$	Fe (%)	D50 (mm)
2,641	40,1	0,67	$8,37x10^{-4}$	4,41	72,4	0,093
2,436	44,8	0,81	$1,75x10^{-3}$			
2,227	49,5	0,98	$2,09x10^{-3}$			
MA8-040						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,908	39,8	0,66	$4,68x10^{-3}$	3,17	22,7	0,150
1,790	43,5	0,77	$7,82x10^{-3}$			
1,659	47,6	0,91	$9,90x10^{-3}$			
MA8-080						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,877	38,3	0,62	$5,92x10^{-3}$	3,04	17,6	0,198
1,788	41,2	0,70	$8,71x10^{-3}$			
1,634	46,2	0,86	$1,12x10^{-2}$			
MA8-120						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,781	38,3	0,62	$7,66x10^{-3}$	2,89	11,4	0,210
1,698	41,2	0,70	$1,03x10^{-2}$			
1,552	46,2	0,86	$1,54x10^{-2}$			

As curvas que relacionam carga hidráulica com a velocidade de percolação nas amostras obtidas no ESDH estão apresentadas no Apêndice A. As Figuras A.1 a A.3 mostram os resultados obtidos com a amostra MA8-000, as Figuras A.4 a A.6 os resultados obtidos com a amostra MA8-040, as Figuras A.7 a A.9 os resultados da amostra MA8-080 e as Figuras A.10 a A.12 mostram os resultados da amostra MA8-120.

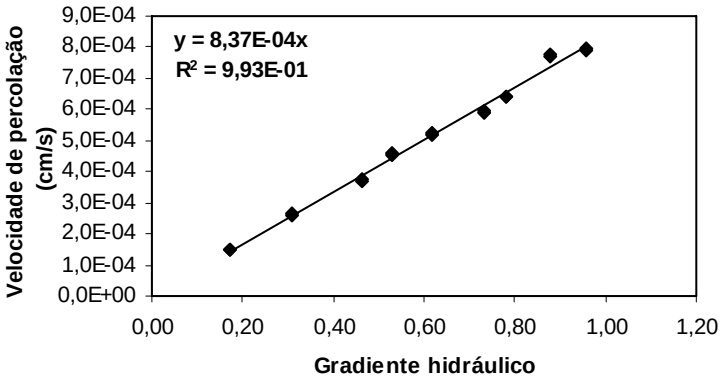


Figura 4.13 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico para amostra MA8-000 e=0,67.

4.7. DETERMINAÇÃO DA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO REJEITO ATRAVÉS DE ENSAIOS COM A BOMBA DE FLUXO

4.7.1. Moldagem das amostras reconstituídas utilizando o rejeito

Na moldagem dos corpos de prova para realização dos ensaios com bomba de fluxo também foi necessária a confecção de corpos de prova reconstituídos. Desta forma, procurou-se utilizar as mesmas metodologias de moldagem adotadas durante a realização dos ensaios de carga constante.

4.7.2. Resultados dos ensaios com a bomba de fluxo

Os ensaios de permeabilidade com a bomba de fluxo foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. O ensaio de permeabilidade saturada com a bomba de fluxo consistiu de três etapas que compreendem a moldagem do corpo de prova, saturação e percolação a fluxo constante. Nesse ensaio uma velocidade de fluxo constante é imposta pela bomba de fluxo ao corpo de prova e a correspondente poro pressão gerada é medida pelo transdutor diferencial de pressão. Portanto a diferença básica que existe entre o ensaio executado com a bomba de fluxo e os ensaios de permeabilidade convencionais é que nos ensaios com a bomba de fluxo é imposta uma vazão e realizada a leitura da poro pressão gerada

(perda de carga) enquanto nos ensaios convencionais procura-se avaliar a vazão pela amostra sob efeito de uma carga hidráulica.

Para a realização do ensaio foi utilizada uma célula triaxial modificada com um permeâmetro de parede rígida de 7,25 cm de diâmetro onde a amostra foi moldada com uma altura de 6,00 cm. Na base foi realizada uma alteração do arranjo original do equipamento através da confecção de uma camada de transição de brita em substituição à pedra porosa da montagem original. Esta alteração foi necessária devido a permeabilidade da pedra porosa da montagem original não ser suficiente para satisfazer as condições de fluxo adequadas para a realização do ensaio com o material pesquisado. Assim, sobre esta camada foram colocados uma placa metálica perfurada e o papel filtro, e sobre os quais a amostra foi então moldada. Após a moldagem procedeu-se a saturação do corpo de prova utilizando-se a técnica de saturação por percolação. No ensaio de permeabilidade saturada, a montagem realizada foi tal que a bomba retira água da base do corpo de prova enquanto o transdutor diferencial de pressão ligado ao sistema de aquisição de dados monitora a poropressão gerada. Antes do início do ensaio deve-se verificar o nível de poropressão gerada na base do corpo de prova. A Figura 4.14 apresenta uma geral visão do equipamento utilizado durante os ensaios.

Figura 4.14 – Visão geral do equipamento utilizado na determinação da condutividade hidráulica através da bomba de fluxo.

A velocidade de fluxo é selecionada para o ensaio de permeabilidade através de um painel digital na bomba de fluxo. Esta bomba consiste de um aplicador de pressão e controlador de fluxo de capacidade igual a 200 ml. Este tipo de aplicador tem a propriedade de poder ser utilizado em laboratórios de geotecnia substituindo diversas fontes de pressão tais como coluna de mercúrio, ar comprimido entre outras. Também pode ser utilizado como medidor de variação de volume com resolução de 1 mm^3. Além disto, a bomba pode ser programada para aplicação de uma velocidade constante em uma amostra, possibilitando assim a realização de ensaios a fluxo constante.

O ensaio foi iniciado e uma pressão constante foi aplicada no topo e então a bomba promovia a retirada de água da base do corpo de prova sob uma velocidade de fluxo selecionada e constante provocando um decréscimo de poropressão entre o topo e a base do corpo de prova. O ensaio continuou até que a diferença de poropressão gerada atingisse o estado de equilíbrio o que podia ser verificado no gráfico poropressão gerada versus tempo. A condutividade hidráulica do corpo de prova foi calculada para este estado de equilíbrio. Em seguida, foi possível escolher outros valores de vazão e repetir os procedimentos.

É importante destacar que todos os ensaios de permeabilidade saturada foram executados com cerca de três estágios empregando vazões de fluxo com valores distintos e crescentes. Isto possibilitou obter um valor médio para a condutividade hidráulica. O gradiente hidráulico foi obtido a partir dos gráficos de poropressão gerada versus tempo para todos os ensaios (Figura 4.15).

A condutividade hidráulica foi calculada de acordo com a Lei de Darcy. Assim, sabendo-se a velocidade fluxo imposta pela bomba à amostra, as características do corpo de prova (altura e área) e a poropressão gerada no estado permanente, do gráfico poropressão versus tempo para cada velocidade de fluxo aplicada. A condutividade hidráulica pode ser calculada através da expressão:

$$K = \frac{q.L}{\Delta u.A}.\gamma_w \qquad (4.11)$$

onde:

K – condutividade hidráulica saturada;

q – velocidade de fluxo imposta pela bomba;

L – comprimento do corpo de prova;

A – área da seção transversal do corpo de prova;

Δu – poropressão gerada;

γ_w – peso específico da água.

Na Tabela 4.23 estão representados os valores da condutividade hidráulica saturada determinadas em laboratório através de ensaios com a bomba de fluxo para as amostras do ESDH.

Tabela 4.23 – Valores da condutividade hidráulica saturada em ensaios com a bomba de fluxo para as amostras do ESDH.

MA8-000						
$\rho d(kN/m^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho s(g/cm^3)$	Fe (%)	D50 (mm)
2,641	40,1	0,67	$9,66x10^{-4}$	4,41	72,4	0,093
2,436	44,8	0,81	$1,67x10^{-3}$			
2,227	49,5	0,98	$2,35x10^{-3}$			
MA8-040						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,908	39,8	0,66	$4,77x10^{-3}$	3,17	22,7	0,150
1,790	43,5	0,77	$7,85x10^{-3}$			
1,659	47,6	0,91	$1,01x10^{-2}$			
MA8-080						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,877	38,3	0,62	$5,82x10^{-3}$	3,04	17,6	0,198
1,788	41,2	0,70	$8,67x10^{-3}$			
1,634	46,2	0,86	$1,13x10^{-2}$			
MA8-120						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,781	38,3	0,62	$7,63x10^{-3}$	2,89	11,4	0,210
1,698	41,2	0,70	$1,02x10^{-2}$			
1,552	46,2	0,86	$1,50x10^{-2}$			

Na Tabela 4.24 estão representados os valores da condutividade hidráulica saturada determinadas em laboratório através de ensaios com a bomba de fluxo para as amostras coletadas no campo durante a realização dos ensaios de infiltração.

Tabela 4.24 – Valores da condutividade hidráulica saturada em ensaios com a bomba de fluxo para as amostras de campo.

FURO 01						
$\rho d(kN/m^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho s(g/cm^3)$	Fe (%)	D50 (mm)
1,760	44,1	0,79	$6,97x10^{-3}$	3,14	21,64	0,183
FURO 02						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,705	46,2	0,86	$7,73x10^{-3}$	3,16	22,5	0,183
FURO 03						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,701	45,7	0,84	$6,62x10^{-3}$	3,14	21,4	0,179
FURO 04						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,652	45,1	0,82	$9,77x10^{-3}$	3,01	16,6	0,183
FURO 05						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,747	45,4	0,83	$8,50x10^{-3}$	3,19	23,7	0,188
FURO 06						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,641	44,4	0,80	$1,20x10^{-2}$	2,95	13,9	0,214
FURO 07						
$\rho_d(g/cm^3)$	n (%)	e	K_{20^oC} (cm/s)	$\rho_s(g/cm^3)$	Fe (%)	D_{50} (mm)
1,647	45,1	0,82	$1,04x10^{-2}$	2,95	13,9	0,214

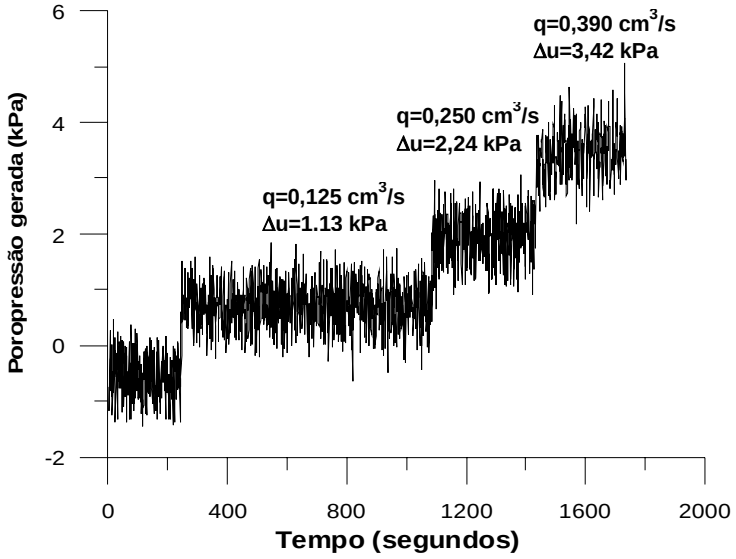


Figura 4.15 – Curva poropressão gerada versus tempo para a amostra MA8–000 e=0,67.

Os gráficos de poropressão gerada versus tempo para todos os ensaios realizados estão

apresentados no Apêndice B. As Figuras B.1 a B.3 apresentam os resultados obtidos com a amostra MA8-000, as Figuras B.4 a B.6 os resultados obtidos com a amostra MA8-040, as Figuras B.7 a B.9 os resultados da amostra MA8-080 e as Figuras B.10 a B.12 os resultados da amostra MA8-120. As Figuras B.13 a B.19 mostram os resultados obtidos com as amostras obtidas no campo, Furo 01, Furo 02, Furo 03, Furo 04, Furo 05, Furo 06 e Furo 07 respectivamente.

4.8. ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO COM O PERMEÂMETRO GUELPH

Os ensaios foram realizados ao longo da praia de deposição da Pilha do Monjolo seguindo a locação apresentada na Figura 4.4. Foram realizados 7 ensaios a uma profundidade de 15 cm uma vez que os métodos empregados na determinação da densidade no campo também obtiveram valores para esta profundidade. Assim, as alturas de carga utilizadas no permeâmetro durante o ensaio foram 3, 6 e 10 cm. A Figura 4.16 apresenta uma visão do esquema de montagem do equipamento para o ensaio de infiltração utilizando o permeâmetro de Guelph.

Figura 4.16 – Visão geral da montagem do ensaio com o permeâmetro Guelph.

Para obtenção do valor da condutividade hidráulica saturada em campo utilizando o permeâmetro de Guelph utilizaram-se os métodos (procedimentos de ensaios e cálculos) de uma altura de carga (ELRICK, 1985); de duas alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1985), de duas alturas de carga com escala heterogênea (ELRICK et al., 1989) baseados no modelo de REYNOLDS e ELRICK (1983) e de PHILIP (1985), todos descritos no Capítulo 3.

4.8.1. Procedimentos utilizados durante o ensaio com o Permeâmetro de Guelph

(a) Procedimento para uma altura de carga (ELRICK et al., 1989)

Os procedimentos seguidos para determinação da condutividade hidráulica saturada no campo utilizando o método de uma altura de carga foram:

- Preparação do furo de ensaio com 6 cm de diâmetro tomando cuidado com as paredes laterais de furo e com a regularização do fundo do furo;
- Montagem e abastecimento de água nos reservatórios do permeâmetro. Este procedimento foi realizado antes do posicionamento da ponteira no furo para impedir o fluxo intempestivo de água causando danos ao furo;
- Posicionamento do permeâmetro no furo de sondagem evitando golpes que pudessem danificar o furo;
- Estabelecimento da altura H constante correspondente ao único estágio. O levantamento da ponteira (imposição da altura de carga H) foi controlado através de uma escala graduada de 0 a 25 cm, no permeâmetro. Além disto, nesta fase tomou-se cuidado no levantamento da ponteira de ar uma vez que sua rápida ascensão poderia causar erosão no fundo do furo;
- O ensaio foi finalizado após atingir fluxo em regime permanente. Para esse objetivo o fluxo de saída d'água para o solo é medido em intervalos de tempo regulares. Desta forma, quando a vazão foi constante por 3 leituras consecutivas pode-se dizer que foi atingido o regime permanente.

(b) Procedimento para duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1983)

Os procedimentos de ensaio utilizados para esta técnica foram os mesmos indicados para técnica de uma altura de carga, acrescidos das seguintes etapas:

- Estabelecimento da segunda altura H constante correspondente ao segundo estágio. Para a segunda altura a ponteira de ar foi elevada para uma altura maior desejada. Nesta fase tomou-se o cuidado de iniciar o segundo estágio de forma consecutiva e imediatamente após terminado o primeiro com um abastecimento sempre contínuo;
- Para utilização de mais de duas alturas H o procedimento foi repetido para as alturas H_i cada vez maiores, sendo a altura 25 cm a máxima permitida. Outro aspecto que foi levado em consideração foi que a limitação do número de alturas depende da capacidade do reservatório do permeâmetro uma vez que a falta d'água pode provocar o aparecimento de parâmetros negativos.

4.8.2. Cálculo da condutividade hidráulica saturada de campo

Como métodos para interpretação dos resultados do ensaio com o permeâmetro de Guelph foram utilizadas as seguintes formulações:

- Método de uma altura de carga (ELRICK et al., 1989);
- Método das duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1985);
- Método das duas alturas de carga com escala heterogênea (ELRICK et al., 1989);
- Método de Philip (PHILIP, 1985).

(a) Método de uma altura de carga (ELRICK et al., 1989)

Neste método, o cálculo da condutividade hidráulica saturada na praia de rejeitos foi realizado da seguinte maneira:

- Avaliação visual de campo para estimativa do parâmetro α igual a 0,12 dentro dos valores sugeridos por ELRICK et al., (1989), na Tabela 3.3;
- Determinação da vazão Q_i em regime constante utilizando a seguinte expressão:

$$Q_i = A x R_i \qquad (4.12)$$

onde:

Q – vazão em regime permanente;

A- área da seção transversal do permeâmetro;

R_i – razão de queda do nível de água no reservatório.

- Determinação do coeficiente de forma "C" através do gráfico da Figura 3.10 dependendo do tipo de solo e da razão H/a; onde "H" é altura de carga constante aplicada no furo e "a" corresponde ao raio do furo, que foi igual a 3 cm;
- Determinação da condutividade hidráulica saturada K_{fs} através da Equação 3.40.

A Tabela 4.25 apresenta os valores médios da condutividade hidráulica saturada calculadas para cada ponto ao longo da praia através do método de uma altura de carga.

Tabela 4.25 – Valores médios da condutividade hidráulica para o método de uma altura de carga.

Furo	K_{fs} (cm/s)
Furo 01	$7{,}81 \times 10^{-3}$
Furo 02	$1{,}01 \times 10^{-2}$
Furo 03	$8{,}69 \times 10^{-3}$
Furo 04	$8{,}57 \times 10^{-3}$
Furo 05	$9{,}02 \times 10^{-3}$
Furo 06	$8{,}85 \times 10^{-3}$
Furo 07	$9{,}52 \times 10^{-3}$

(b) Método das duas ou mais alturas de carga (REYNOLDS e ELRICK, 1985)

Para este método, o cálculo da condutividade hidráulica saturada de campo foi realizado da seguinte maneira:

- Determinação da vazão em regime permanente Q_i para cada altura H_i através da Equação 4.12;
- Determinação do fator de forma "C_i" que depende do tipo de solo e da relação H/a para cada estágio a partir do gráfico da Figura 3.10;
- Determinação da condutividade hidráulica saturada de campo através da Equação 3.48, para duas alturas de carga e da Equação 3.62 para mais de duas;
- Neste método o parâmetro α pode ser estimado através da Equação 3.39 para as

técnicas de duas ou mais alturas de carga.

A Tabela 4.26 apresenta os valores da condutividade hidráulica saturada calculados para cada ponto ao longo da praia através do método de duas alturas de carga. Neste método procurou-se realizar a determinação da condutividade hidráulica utilizando a combinação de valores obtidos para as alturas 1 igual a 3 cm e 2 igual a 6 cm, além da combinação de valores obtidos para as alturas 2 igual a 6 cm e 3 igual a 10 cm. Os valores apresentados na tabela são uma média geral obtida dos resultados das combinações.

Tabela 4.26 – Valores médios da condutividade hidráulica no método de duas alturas de carga.

Furo	K_{fs} (cm/s)
Furo 01	$9{,}61 \times 10^{-3}$
Furo 02	$9{,}93 \times 10^{-3}$
Furo 03	$5{,}64 \times 10^{-3}$
Furo 04	$6{,}08 \times 10^{-3}$
Furo 05	$1{,}03 \times 10^{-2}$
Furo 06	$3{,}51 \times 10^{-3}$
Furo 07	$5{,}07 \times 10^{-3}$

(c) Método das duas alturas de carga com escala heterogênea (REYNOLDS e ELRICK, 1983)

Neste método o ensaio foi realizado em dois estágios e a condutividade hidráulica saturada foi calculada da seguinte maneira:

- Avaliação visual de campo para estimativa do parâmetro α igual a 0,12 dentro dos valores sugeridos por ELRICK et al., 1989, na Tabela 3.3;
- Determinação da vazão em regime permanente Q_i para cada altura H_i através da Equação 4.12;
- Determinação do fator de forma "C_i" que depende do solo e da relação H/a para cada estágio a partir do gráfico da Figura 3.10;
- Determinação de A_2 e B_2, através das Equações 3.45 e 3.47, respectivamente;
- Determinação da condutividade hidráulica saturada de campo através da Equação

3.40 sendo que neste método corresponde a K_1 respectivamente para o primeiro estágio;

- Conhecidos Q_2, A_2, B_2 e K_1 foi determinado o valor de β, para satisfazer a Equação 3.57;
- Obtido β determinou-se K_2 através da Equação 3.55;
- Finalmente a condutividade hidráulica saturada de campo foi calculada através da média aritmética de K_1 e K_2.

A Tabela 4.27 apresenta os valores médios da condutividade hidráulica saturada calculados para cada ponto ao longo da praia através do método de duas alturas de carga com escala heterogênea. Assim como no método anterior procurou-se realizar a determinação da condutividade hidráulica utilizando a combinação dos valores obtidos para as alturas 1 igual a 3 cm e 2 igual a 6 cm, além da combinação dos valores obtidos para as alturas 2 igual a 6 cm e 3 igual a 10 cm.

Tabela 4.27 – Valores médios da condutividade hidráulica para método de duas alturas de carga com escala heterogênea.

Furo	K_{fs} (cm/s)
Furo 01	$9{,}12 \times 10^{-3}$
Furo 02	$1{,}42 \times 10^{-2}$
Furo 03	$1{,}15 \times 10^{-2}$
Furo 04	$1{,}05 \times 10^{-2}$
Furo 05	$1{,}13 \times 10^{-2}$
Furo 06	$1{,}22 \times 10^{-2}$
Furo 07	$1{,}29 \times 10^{-2}$

(d) Método de PHILIP (1985)

Para este método a condutividade hidráulica saturada de campo foi determinada da seguinte forma:

- Avaliação visual de campo para estimativa do parâmetro α dentro dos valores sugeridos por ELRICK et al., 1989, na Tabela 3.3;
- Determinação da vazão em regime permanente Q_i para cada altura H_i através da Equação 4.12;
- Determinação da condutividade hidráulica saturada através da Equação 3.23;

- Neste método o parâmetro α pode ser determinado através da Equação 3.39 para as técnicas de duas ou mais alturas de carga.

A Tabela 4.28 apresenta os valores médios da condutividade hidráulica saturada calculadas para cada ponto ao longo da praia de deposição através do método baseado no modelo de Philip.

Tabela 4.28 – Valores médios da condutividade hidráulica para método de Philip.

Furo	K_{fs} (cm/s)
Furo 01	$9{,}38 \times 10^{-3}$
Furo 02	$1{,}18 \times 10^{-2}$
Furo 03	$9{,}69 \times 10^{-3}$
Furo 04	$9{,}62 \times 10^{-3}$
Furo 05	$1{,}07 \times 10^{-2}$
Furo 06	$9{,}53 \times 10^{-3}$
Furo 07	$1{,}04 \times 10^{-2}$

4.9. ENSAIOS DE INFILTRAÇÃO EM FUROS DE SONDAGENS

Após realizados os ensaios de infiltração com o permeâmetro de Guelph, optou-se por realizar a determinação da condutividade hidráulica através de ensaios de infiltração simples nos furos já realizados. Este procedimento objetivou avaliar as metodologias adotadas na avaliação da condutividade hidráulica de campo gerando uma ferramenta comparativa para uma análise mais profunda dos resultados obtidos com permeâmetro de Guelph.

OLIVEIRA e CORRÊA (1996) apresentaram uma revisão sobre os procedimentos gerais para execução e análise desses ensaios de infiltração em furos de sondagens. Desta forma, os procedimentos realizados no campo são relatados a seguir:

- Perfuração do furo e regularização do fundo;
- Enchimento do furo com água até sua borda;
- Manutenção do nível d'água constante, através da alimentação por uma fonte

apropriada;

- Medição do volume d'água introduzido num certo intervalo de tempo;
- Elaboração do gráfico tempo versus volume acumulado que possibilitou a visualização da estabilização da vazão;
- Cálculo da condutividade hidráulica saturada.

Este procedimento foi aplicado na Pilha do Monjolo em todos os furos realizados tendo sido adotado furos com dimensões de 15 cm de profundidade e 6 cm de diâmetro. Como o princípio básico de validade do ensaio supõe que o regime permanente de escoamento tenha sido atingido. A utilização do furo para o ensaio após a execução do ensaio com o permeâmetro de Guelph pode ser considerada como um fator condicionante neste processo. Assim o trabalho consistiu apenas no enchimento do furo com água e avaliação da vazão introduzida no furo através da medição do volume de água escoado.

Para o enchimento do furo com água até a boca, foi utilizado um sistema de alimentação de água através de uma proveta graduada com um litro de capacidade. Durante a execução dos ensaios foram determinados os volumes d'água num certo intervalo de tempo e temperatura da água. A partir desses resultados foram elaborados gráficos, onde foram lançados no eixo das abcissas o tempo e no eixo das ordenadas o volume acumulado (Figura 4.17). Esse gráfico possibilitou a observação da estabilização da vazão, caracterizada por uma reta.

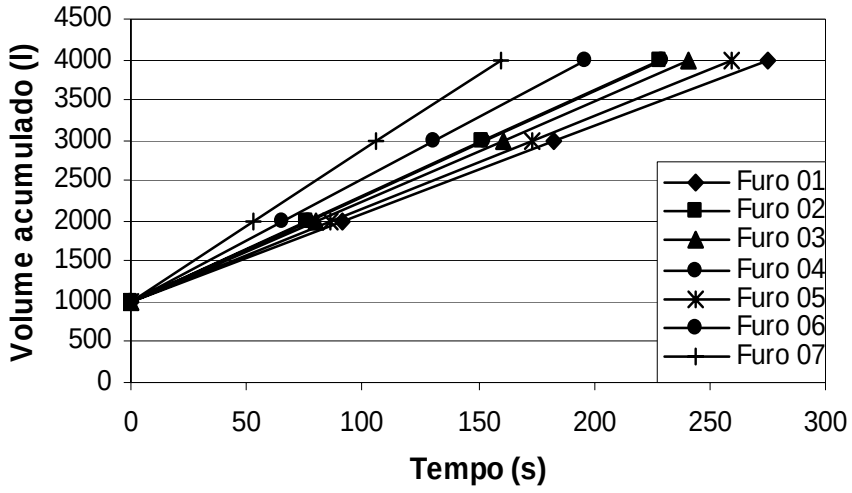


Figura 4.17 – Gráfico de tempo versus volume acumulado.

Sendo o comportamento dos ensaios em relação ao regime de escoamento considerado satisfatório, foi determinada a vazão para cada estágio de tempo, e ao final, a vazão média (Tabela 4.29).

Tabela 4.29 – Valores da vazão média encontrados nos ensaio de infiltração.

Furo	Qmédia (cm^3/s)
Furo 01	10,92
Furo 02	13,17
Furo 03	12,44
Furo 04	15,25
Furo 05	11,57
Furo 06	13,09
Furo 07	18,82

Para a determinação do coeficiente de permeabilidade foram utilizados os valores de vazão médios apresentados acima e a Equação 3.64 indicada por OLIVEIRA & CORRÊA (1996) apresentada no Capítulo 3 desta dissertação. A Tabela 4.30 apresenta os valores médios da condutividade hidráulica saturada calculados para cada ponto ao longo da praia de deposição para os ensaios de infiltração em furos de sondagens.

Tabela 4.30 – Valores da condutividade hidráulica saturada in situ através do ensaio de infiltração em furos de sondagens.

Furo	K_{sat} (cm/s)
Furo 01	$1,16x10^{-2}$
Furo 02	$1,40x10^{-2}$
Furo 03	$1,33x10^{-2}$
Furo 04	$1,63x10^{-2}$
Furo 05	$1,23x10^{-2}$
Furo 06	$1,40x10^{-2}$
Furo 07	$2,01x10^{-2}$

Dentre os vários fatores condicionantes da validade dos ensaios de infiltração para determinação da condutividade hidráulica em campo destaca-se o regime de escoamento do fluxo que deve, teoricamente, ser permanente de maneira a permitir o uso da maioria das fórmulas adotadas. No campo esse regime de escoamento pode ser controlado através das medidas de vazão durante a execução desses ensaios. Quando as vazões

permanecem constantes ao longo do tempo pode-se dizer que foi atingido um regime de escoamento. Estas vazões são consideradas estabilizadas quando não for observada variação nos valores lidos, e quando as diferenças entre as leituras isoladas e seu valor médio não superem 20% do valor médio (OLIVEIRA e CORRÊA 1996).

CAPÍTULO 5

5 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. INTRODUÇÃO

Vários tipos de rejeitos oriundos de processos de beneficiamento de minérios têm sido sistematicamente submetidos a programas de ensaios de avaliação e caracterização geotécnica. Os resultados destes ensaios têm permitido prever o desempenho de uma estrutura construída com estes materiais. A maioria das análises tem sido relacionada com as características de estabilidade, deformabilidade e com o padrão de fluxo implantado na praia. Verifica-se, assim, que a porosidade, a forma e o arranjo dos grãos, a composição química e a porcentagem de ferro representam parâmetros importantes na avaliação do comportamento físico e mecânico de um sistema de disposição de rejeitos.

Considerando a proposta desta dissertação, serão avaliados neste capítulo como estas propriedades podem influenciar o valor da condutividade hidráulica dos rejeitos de minério de ferro. Estas análises baseiam-se em resultados de ensaios de campo e laboratório realizados em amostras de um rejeito de minério de ferro. As amostras utilizadas nos ensaios de laboratório foram obtidas a partir de um processo de simulação de deposição hidráulica em laboratório e também coletadas no campo durante a realização dos ensaios de infiltração na praia de rejeitos. Ressalta-se que a maioria das análises está relacionada com a influência do teor de ferro nas diversas propriedades e consequentemente na condutividade hidráulica do rejeito.

5.2. CARACTERIZAÇÃO DO TEOR DE FERRO DO REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

Devido à porcentagem de ferro encontrada no rejeito estudado e a sua influência no processo de segregação ocorrido na praia, foram realizadas duas análises buscando quantificar estas partículas de ferro presentes no rejeito. Uma das análises do teor de ferro do rejeito da Pilha do Monjolo foi realizada através do cálculo da porcentagem de ferro em função da massa específica dos grãos (ESPÓSITO, 2000). A outra análise foi baseada em um procedimento de análise química normalizado pela ABNT (NBR ISO 9507, 2003), muito utilizado por empresas de mineração para avaliar a concentração de ferro no rejeito.

Como detalhado no Capítulo 4, ESPÓSITO (2000) apresentou uma relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro para este mesmo rejeito. ESPÓSITO (2000) relata que esta relação entre o teor de ferro e a massa específica dos grãos é linear para diversos pontos amostrados e analisados em diferentes regiões na pilha do Monjolo. Desta forma, o teor de ferro pode ser determinado através de uma equação teórica (Equação 4.3) que relaciona a quantidade de partículas de ferro e quartzo presentes no rejeito com o valor da massa específica dos grãos.

No método de avaliação química do teor de ferro utilizou-se um processo denominado dicromatometria onde o ferro contido no rejeito é reduzido pela ação do cloreto de estanho II e do cloreto de titânio III e é então oxidado pela titulação da amostra com solução de dicromato de potássio diluído. A Tabela 5.1 apresenta uma comparação entre os valores dos teores de ferro obtidos via relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro e a partir do ensaio de determinação do teor de ferro total pelo método de redução por cloreto de titânio III para as amostras obtidas no ESDH.

Tabela 5.1 – Resumo dos valores de teor de ferro para amostras obtidas no ESDH.

Amostras	(%) Fe (Correlação Massa Específica)	(%) Fe (Análise Química)	Variação (%)
MA8-000	72,4	52,8	19,6
MA8-040	22,7	22,6	0,1
MA8-080	17,6	19,9	2,3
MA8-120	11,4	13,5	2,1

A Tabela 5.2 apresenta uma comparação entre os valores dos teores de ferro obtidos a

partir da massa específica dos grãos e a partir do ensaio de determinação do teor de ferro pelo método de redução por cloreto titânio III para as amostras obtidas no campo.

Tabela 5.2 – Resumo dos valores de teor de ferro para amostras obtidas no campo.

Furos	(%) Fe (Correlação Massa Específica)	(%) Fe (Análise Química)	Variação (%)
Furo 01	21,6	22,4	0,8
Furo 02	22,5	18,9	3,6
Furo 03	21,4	24,1	2,7
Furo 04	16,6	20,2	3,6
Furo 05	23,7	26,6	2,9
Furo 06	13,9	17,6	3,7
Furo 07	13,9	16,5	2,6

Observando os resultados apresentados nas Tabela 5.1 e 5.2, pode-se verificar que os valores obtidos para teores de ferro em ambos os métodos foram bastante próximos para a maioria da amostras. A Figura 5.1 sumariza a relação entre os teores de ferro obtidos por correlação com a massa específica e os teores de ferro e obtidos através de análises químicas, para todas as amostras analisadas.

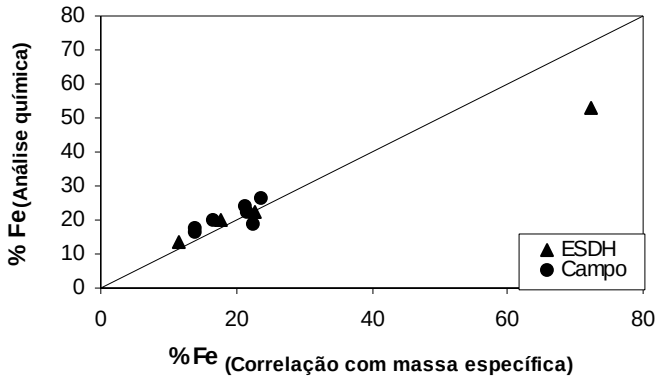


Figura 5.1 – Relação entre %Fe obtida através de correlação com massa específica e a %Fe obtida através de análise química para amostras do ESDH e as amostras do campo.

Analisando a Figura 5.1, pode-se notar que os teores obtidos através da análise química foram levemente superiores aos teores de ferro obtidos a partir da correlação com a massa específica do rejeito, excetuando a amostra MA8-000 cuja diferença foi bastante significativa. Estas divergências podem estar associadas aos procedimentos realizados

nas análises químicas, uma vez que todas as análises das reações são baseadas na avaliação da variação da coloração da solução sendo bastante influenciada pela experiência do operador. Contudo, a análise química possibilitou verificar e reforçar a correlação proposta por ESPÓSITO (2000) ressaltando sua aplicabilidade no caso do rejeito oriundo da Pilha do Monjolo.

Comprovando a relação entre o teor de ferro e a massa específica dos grãos, as Figuras 5.2 e 5.3 apresentam a relação entre a massa específica e o teor de ferro da amostras.

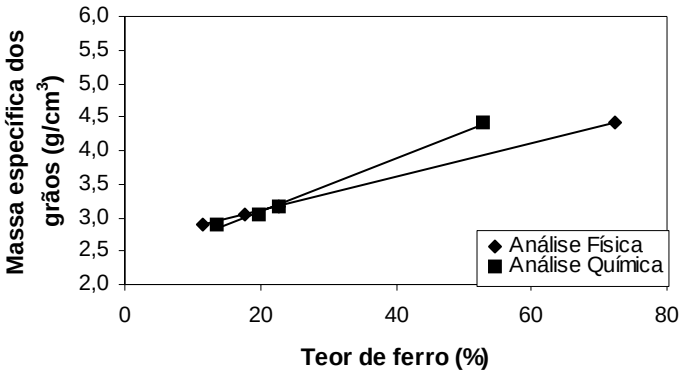


Figura 5.2 – Variação da massa específica dos grãos em função do teor de ferro referente ao método de análise do teor de ferro para as amostras obtidas no ESDH.

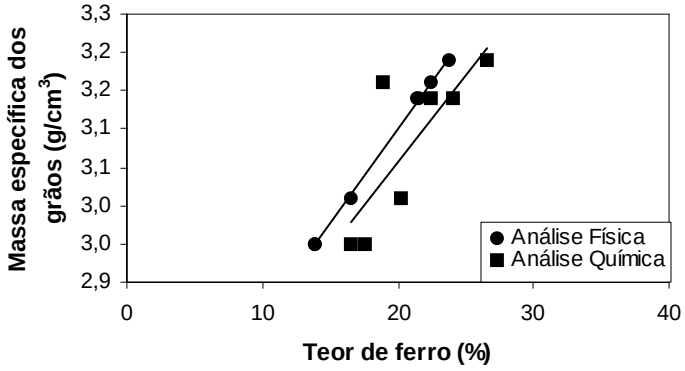


Figura 5.3 – Variação da massa específica dos grãos em função do teor de ferro referente ao método de análise do teor de ferro para as amostras obtidas no campo.

Analisando esta relação observa-se que um aumento no valor do teor de ferro produz um aumento no valor da massa específica dos grãos para o rejeito. Como era esperado,

o comportamento mostrado nestas figuras evidencia a relação linear e crescente apresentada por ESPÓSITO (2000). Além disso, é possível propor, considerando esta dependência, modelos de análise do teor de ferro dos rejeitos baseados no valor do Gs.

5.3. CARACTERIZAÇÃO DO REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

A partir das curvas granulométricas obtidas para o rejeito de minério de ferro foi possível obter os valores dos diâmetros característicos (D_{10}, D_{50}, D_{60}, D_{90}) e o valor do coeficiente de não uniformidade (Cu). Estes valores foram determinados com o objetivo de verificar como a granulometria varia em função do percentual de ferro de cada amostra. A Tabela 5.3 apresenta os valores destes diâmetros característicos para as amostras obtidas através do ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH).

Tabela 5.3 – Resumo de características granulométricas amostras obtidas no ESDH.

	D_{10}(mm)	D_{50}(mm)	D_{60}(mm)	D_{90}(mm)	Cu
MA8-000	0,040	0,093	0,105	0,190	2,630
MA8-040	0,056	0,150	0,200	0,400	3,570
MA8-080	0,070	0,198	0,220	0,440	3,140
MA8-120	0,080	0,210	0,260	0,500	3,250

Similarmente, a Tabela 5.4 apresenta os valores destes diâmetros (D_{10}, D_{50}, D_{60}, D_{90}) e do coeficiente de não uniformidade (Cu) para as amostras coletadas no campo.

Tabela 5.4 – Resumo de características granulométricas amostras obtidas no campo.

	D_{10}(mm)	D_{50}(mm)	D_{60}(mm)	D_{90}(mm)	Cu
Furo 01	0,050	0,160	0,230	0,400	4,600
Furo 02	0,060	0,170	0,220	0,430	3,670
Furo 03	0,058	0,160	0,220	0,400	3,790
Furo 04	0,058	0,170	0,220	0,400	3,790
Furo 05	0,057	0,180	0,220	0,390	3,850
Furo 06	0,065	0,200	0,260	0,460	4,000
Furo 07	0,065	0,210	0,260	0,450	4,000

Foram utilizados os valores de D_{10}, D_{50} e D_{90} para analisar a tendência de variação da granulometria das amostras em função do percentual de ferro. A Figura 5.4 mostra a

relação existente entre estes diâmetros e a porcentagem de ferro para as amostras do rejeito da Pilha do Monjolo obtidas no ESDH.

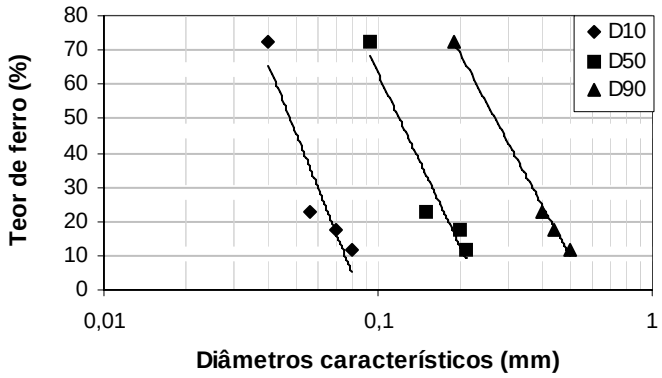


Figura 5.4 – Relação entre D_{10}, D_{50}, D_{90} e o teor de ferro das amostras.

Analisando a Figura 5.4 pode-se notar a dependência entre a granulometria e o teor de ferro. Assim, observa-se que o aumento no teor de ferro está relacionado a uma diminuição no valor do diâmetro das partículas deste rejeito. A Figura 5.5 também mostra a relação entre estes parâmetros e a porcentagem de ferro para as amostras coletadas no campo, sendo observado o mesmo tipo de comportamento. Contudo, para as amostras obtidas no campo verifica-se uma menor dispersão em função da maior uniformidade das amostras. Neste caso pode-se concluir que para este rejeito as partículas de ferro tendem a ser mais finas do que as partículas de quartzo, conforme já relatado por RIBEIRO (2000) através da análise individual das duas partículas predominantes no rejeito.

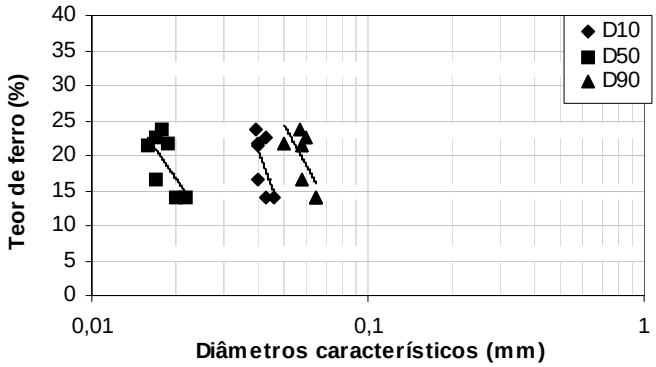


Figura 5.5 – Relação entre D_{10}, D_{50}, D_{90} e o teor de ferro das amostras.

Enfatizando o efeito da densidade das partículas, a Figura 5.6 apresenta a relação entre a massa específica e os diâmetros dos grãos para as amostras obtidas no ESDH. Analisando esta relação observa-se que um aumento no valor da massa específica também está associada a uma redução no diâmetro do rejeito. Desta forma, pode-se considerar que para o rejeito analisado as partículas de ferro tendem a ser menores e consequentemente mais densas do que as partículas de quartzo.

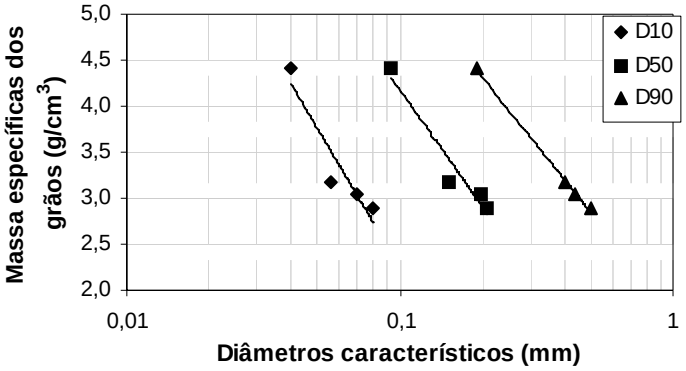


Figura 5.6 – Relação entre o D_{10}, D_{50}, D_{90} e o ρ_s das amostras.

A Figura 5.7 apresenta a mesma relação entre a massa específica e os diâmetros dos grãos para as amostras obtidas na coleta de campo. Analisando esta relação pode-se observar que o comportamento é o mesmo apresentado pelas amostras obtidas no ESDH, diferenciando-se apenas pela marcante variação na faixa granulométrica entre as amostras no caso do ESDH.

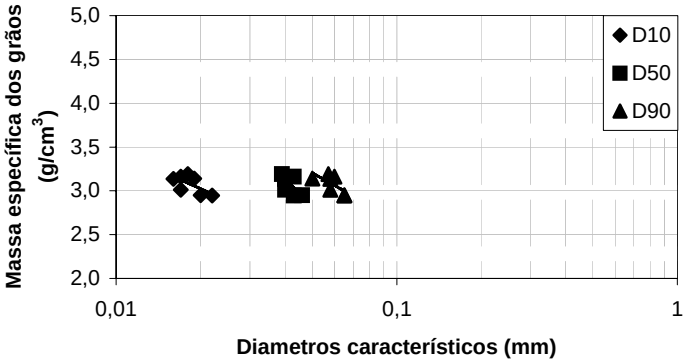


Figura 5.7 – Relação entre o D10, D50, D90 e o ρs das amostras.

Essa mesma tendência foi obtida por HERNANDEZ (2002) ao utilizar o mesmo rejeito. A metodologia empregada por HERNANDEZ (2002) nestas análises foi o peneiramento e a classificação em função dos diferentes diâmetros, tendo-se verificado visualmente o aumento do teor de ferro com o decréscimo dos diâmetros. Desta forma, procurando-se confirmar a análise visual foram determinados os G_s para cada uma das frações e estabelecida uma relação entre estes parâmetros , como mostrado na Figura 5.8.

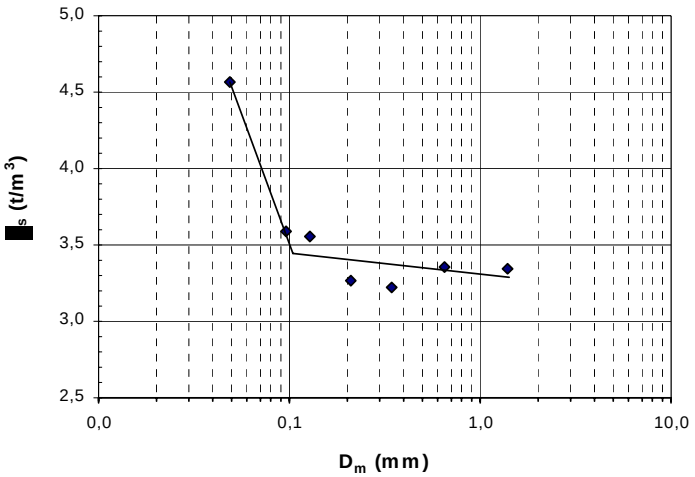


Figura 5.8 – Variação da densidade real dos grãos com o diâmetro das partículas e ajuste de um modelo bi-linear (HERNANDEZ, 2002).

A diferença entre as análises das Figuras 5.6 e 5.7, obtidas com resultados desta pesquisa, e na Figura 5.8, podem ser em função dos processos utilizados para a obtenção das amostras analisadas. No caso do trabalho, os valores de D_{50} e ρ_s foram obtidos a partir de amostras coletadas ao longo de um canal que simula o processo de deposição de forma semelhante ao que ocorre no campo. Neste caso, as amostras obtidas representam uma distribuição granulométrica em função de um processo de segregação natural por fluxo.

Assim, a diferença entre os diâmetros médios encontrados nesta pesquisa foi muito pequena, em torno de 0,12 mm para as amostras obtidas no ESDH e de 0,08 para as amostras coletadas no campo, enquanto a diferença obtida por HERNANDEZ (2002) foi de 1,34 mm ao separar a amostra do rejeito em diâmetros específicos e obter o valor de ρ_s para cada uma destas frações. Contudo, mesmo com as diferenças apresentadas, as

Figuras 5.6 , 5.7 e 5.8 mostram a mesma tendência de variação da massa específica dos grãos com a diminuição do diâmetro das partículas.

É importante notar que, embora com o mesmo comportamento granulométrico, existe uma diferenciação entre as amostras obtidas no ESDH e as amostras coletadas no campo. Este fato pode ser explicado pela ampla faixa granulométrica que as amostras obtidas no ESDH apresentam quando comparadas com as amostras obtidas no campo. Esta uniformidade granulométrica ocorrida nas amostras de campo é devido à coleta no campo ter ocorrido na porção central da praia, onde há uma faixa predominante de tamanho, não sendo possível mapear, o início e o fim da praia de disposição.

Assim, para os pontos muito próximos do ponto de descarga tornou-se impossível sua coleta devido ao processo de lançamento do rejeito que ocorria simultaneamente na praia. Já para os pontos mais distantes também não foi possível a coleta de amostras devido à dificuldade de acesso e à baixa capacidade de suporte na região próxima à lagoa de decantação no fim da praia. Este fato evidencia o efeito da segregação granulométrica que normalmente ocorre na praia de rejeitos e que infelizmente devido a estas dificuldades não foi possível mapear como no caso do ESDH. Estas análises têm revelado a importância dos ensaios de simulação em laboratório, que contudo ainda são limitados pelos efeitos de escala.

É importante ressaltar que estas análises são fundamentais na caracterização do processo de segregação associado à disposição de rejeitos, contudo, qualquer generalização das relações entre a granulometria e a massa específica dos grãos poderiam gerar inconsistências nas análises de outros tipos rejeitos de minério de ferro provenientes de outros processos de beneficiamento. Apesar da dificuldade de previsão de um comportamento típico entre a granulometria e o teor de ferro para diversos tipos de rejeitos de minério de ferro estas propriedades tem grande influência no comportamento da barragem sendo importante a adoção deste tipo de análise associado a cada tipo de rejeito específico.

5.4. CARACTERÍSTICAS DE COMPACIDADE DOS REJEITOS DE MINÉRIO DE FERRO

Como relatado no Capítulo 4, a condutividade hidráulica de um rejeito tende a variar consideravelmente em função de seu estado de compacidade. Desta forma, é importante avaliar a densidade in situ e os limites de compacidade de cada rejeito estudado. Na avaliação das densidades máximas e mínimas foram realizados ensaios para determinação dos índices de vazios máximo e mínimo utilizando as metodologias propostas pela ABNT, conforme descrito no Capítulo 4. A Tabela 5.5 apresenta o resumo dos valores destes índices para as amostras obtidas através do ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH).

Tabela 5.5 – Resumo dos resultados dos ensaios de índices de vazios máximo e mínimo para as amostras obtidas no ESDH.

	MA8-000	MA8-040	MA8-080	MA8-120
$e_{mín}$ (seco)	0,744	0,696	0,639	0,630
$n_{mín}$ (seco)	42,70	41,03	39,00	38,95
$e_{mín}$ (úmido)	0,649	0,63	0,596	0,583
$n_{mín}$ (úmido)	39,35	38,65	37,34	36,84
$e_{máx}$	1,043	0,947	0,896	0,899
$n_{máx}$	51,08	48,53	47,25	47,32

A Tabela 5.6 apresenta as características de compacidade para as amostras obtidas durante os ensaios de infiltração realizados no campo.

Tabela 5.6 – Resumo dos resultados dos ensaios de índices de vazios máximo e mínimo para as amostras coletadas no campo.

	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Furo 04	Furo 05	Furo 06	Furo 07
$e_{mín}$ (seco)	0,633	0,651	0,605	0,552	0,609	0,565	0,568
$n_{mín}$ (seco)	38,35	39,21	37,58	35,57	36,06	34,34	34,47
$e_{mín}$ (úmido)	0,576	0,597	0,557	0,511	0,564	0,523	0,526
$n_{mín}$ (úmido)	36,55	37,38	35,77	33,82	36,06	34,34	34,47
$e_{máx}$	0,998	0,991	0,957	0,936	0,97	0,882	0,883
$n_{máx}$	49,95	49,77	48,90	48,35	49,24	46,87	46,89

Considerando os valores da compacidade máxima e mínima foi possível avaliar o efeito

do teor de ferro nestes parâmetros. As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam uma relação entre o teor de ferro da amostra e o valor do índice de vazios mínimo (e_{min}) para as amostras obtidas no ESDH e para as amostras coletadas no campo.

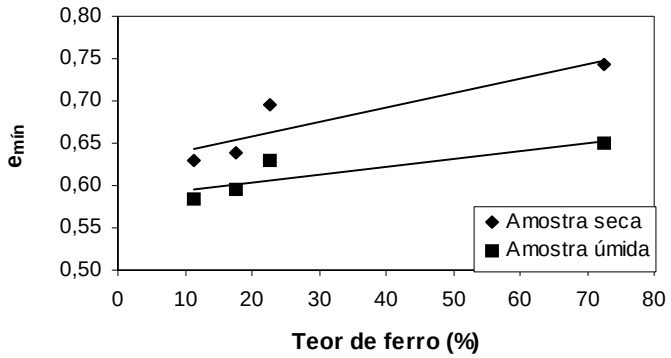


Figura 5.9 – Variação do e_{min} em função do teor de ferro referente ao método de execução do ensaio para as amostras obtidas no ESDH.

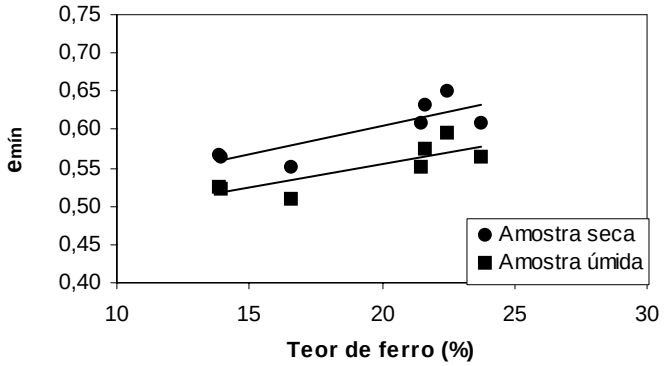


Figura 5.10 – Variação do e_{min} em função do teor de ferro referente ao método de execução do ensaio para as amostras obtidas no campo.

Observando os resultados apresentados nas Tabelas 5.5 e 5.6 e nas Figuras 5.9 e 5.10 pode-se verificar a influência da água na avaliação do $e_{mín}$ deste rejeito, conduzindo a valores inferiores aos obtidos com a amostra seca. Além disso, no caso das amostras úmidas a influência da água se mostra mais significativa para amostras com maiores teores de ferro. Assim, pode-se dizer que o efeito da água foi tanto maior quanto maior a percentagem de partículas de ferro presentes. Acredita-se que o efeito de lubrificação causado pela água é mais atuante nas partículas de ferro do que nas partículas de

quartzo constituintes do rejeito, gerando um arranjo mais denso. Pode-se também verificar que a diferença entre os valores de $e_{mín}$ obtidos, para ambos os métodos, tende a aumentar com o aumento do teor de ferro. Desta forma, pode-se concluir que as variações encontradas da densidade máxima estão relacionadas à concentração de ferro e à variação granulométrica de cada amostra. Adicionalmente, verificou-se que para obtenção do $e_{mín}$ o método úmido se mostrou mais representativo, sendo então escolhido para representar o estado de compacidade máxima.

Na avaliação da influência do teor de ferro no valor do índice de vazios máximo ($e_{máx}$) foram realizados somente ensaios com amostras secas e utilizado o método da pluviação. Verifica-se a partir das análises apresentadas nas Figuras 5.11 e 5.12 que o valor de $e_{máx}$ também tende a aumentar com o aumento do teor de ferro e com menor valor do coeficiente de não uniformidade.

Observa-se, assim, um efeito conjunto da granulometria e do teor de ferro na compacidade do material fazendo que os valores de $e_{máx}$ e $e_{mín}$ aumentem com o aumento do teor de ferro e com a conseqüente diminuição do diâmetro das partículas. Contudo, além destes fatores, a rugosidade e a angulosidade das partículas, conseqüência dos processos de moagem e britagem durante o beneficiamento do minério, tendem a influenciar os estados de compacidade destes materiais. Neste sentido, uma análise mais precisa da textura e da forma dos grãos poderia explicar e justificar este comportamento.

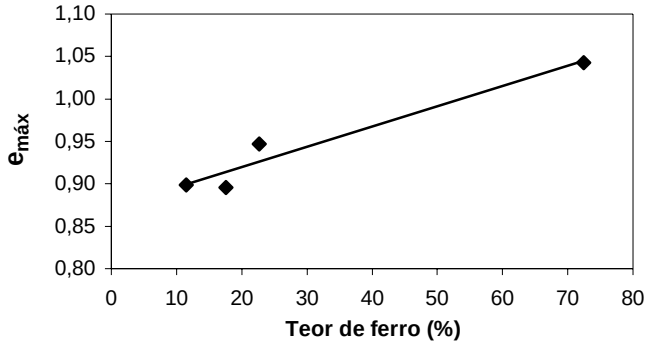


Figura 5.11 – Variação do e_{max} em função do teor de ferro para as amostras obtidas no ESDH.

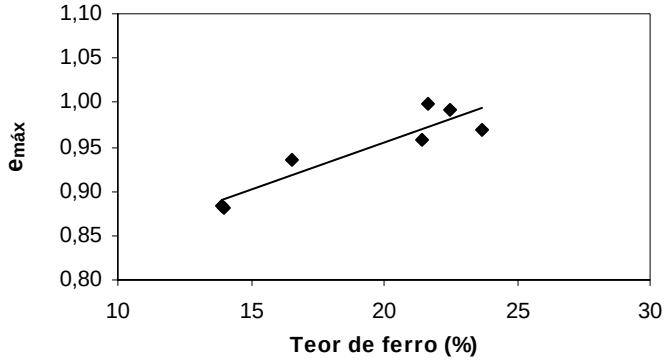


Figura 5.12 – Variação do e_{max} em função do teor de ferro para as amostras obtidas no campo.

Além das análises envolvendo índices de vazios máximos e mínimos das amostras, procurou-se realizar uma análise comparativa utilizando os valores de índices de vazios de campo e avaliar as características de compacidade do rejeito durante a deposição na praia. Nesta análise, optou-se por utilizar dois métodos de avaliação da densidade, correlacionando os valores de índices de vazios do método do cilindro biselado com o do frasco de areia. Buscando avaliar qual a metodologia mais adequada a este tipo de investigação, a Tabela 5.7 apresenta os resultados da avaliação da densidade de campo obtida através destes dois métodos.

Tabela 5.7 – Resumo dos valores dos índices de vazios obtidos nos ensaios de campo.

Furos	e (cilindro biselado)	e (frasco de areia)
Furo 01	0,79	0,93
Furo 02	0,82	0,88
Furo 03	0,82	0,79
Furo 04	0,80	0,90
Furo 05	0,83	0,80
Furo 06	0,83	-
Furo 07	0,82	0,79

A Figura 5.13 apresenta uma comparação entre valores de índice de vazios “in situ” determinados nos ensaios utilizando o cilindro biselado e o frasco de areia. Observa-se uma pequena dispersão entre os valores obtidos, mostrando a adequabilidade de ambas metodologias. Contudo, algumas distorções podem ser atribuídas a alguns fatores

ocorridos durante o processo de determinação do índice de vazios de campo. Os fatores que provavelmente podem ter contribuído para esta dispersão estariam associados à contaminação da areia no contato com o rejeito no ensaio do frasco de areia, perda de solo contido na cavidade e deficiências e imprecisões a avaliação do teor de umidade do solo tanto no frasco de areia quanto no cilindro biselado.

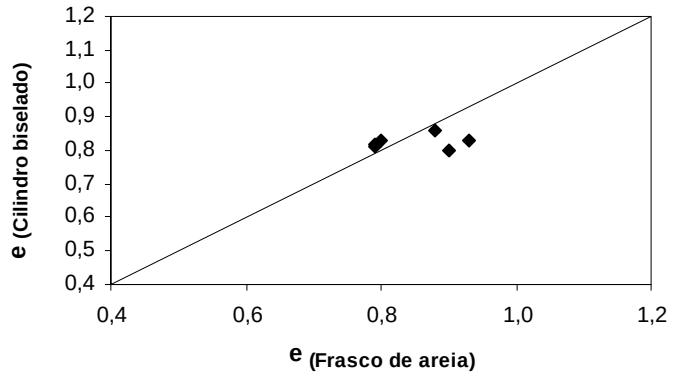


Figura 5.13 – Comparação dos resultados de índice de vazios de campo obtidos em ensaios com cilindro biselado e ensaios com o frasco de areia.

Devido à grande influência do valor do índice de vazios na condutividade hidráulica dos rejeitos e a sua variabilidade ao longo da praia, foram feitas análises a respeito da variação do índice de vazios em relação ao ponto de descarga. A Figura 5.14 mostra a variação do índice de vazios em função da distância ao ponto de descarga para as amostras obtidas no ESDH para o ensaio MA8 (RIBEIRO, 2000).

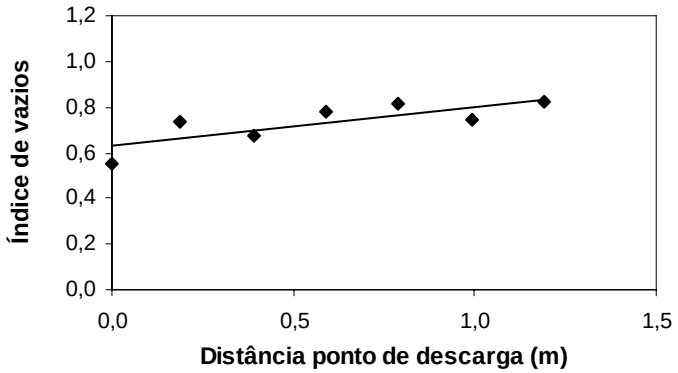


Figura 5.14 – Variação do índice de vazios para amostras obtidas no ESDH (RIBEIRO, 2000).

A Figura 5.15 mostra a variação do índice de vazios em função da distância ao ponto de descarga para as amostras obtidas no campo.

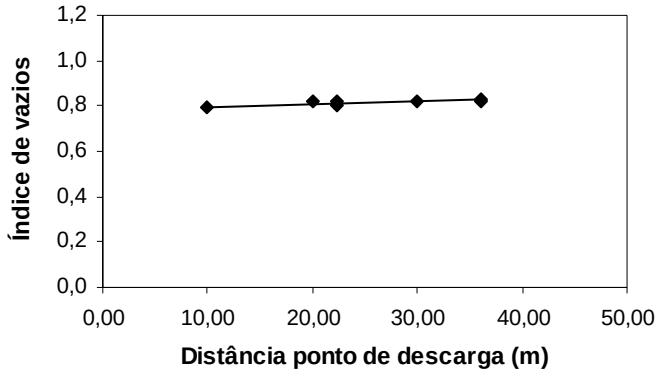


Figura 5.15 – Variação do índice de vazios para amostras no campo.

Em ambos os casos observa-se através das Figuras 5.14 e 5.15 uma tendência de aumento do índice de vazios com a distância ao ponto de descarga. Desta forma, a porção inicial da praia de deposição apresenta, além de partículas mais densas, um baixo índice de vazios, gerando uma região mais estável na praia. Uma situação oposta ocorre ao final da praia, onde devido ao processo de segregação e às características das partículas do rejeito concentradas nesta região condicionaram a formação de camadas mais fofas e portanto menos estáveis.

Para os ensaios realizados no campo esta variação não foi muita significativa, o reduzido efeito na densidade está associado a uniformidade das amostras obtidas, onde tanto os teores de ferro como a granulometria apresentam pouca variação dentro da região amostrada. Como visto anteriormente, a utilização de valores extremos logo abaixo do ponto de descarga e no final da praia certamente gerariam efeitos similares aos obtidos em laboratório. Contudo, mesmo com efeitos reduzidos é possível observar uma leve tendência de aumento do índice de vazios com a distância ao ponto de descarga.

Estas análises reforçam o objetivo desta pesquisa que é avaliar a influência do teor de ferro e das características destas partículas na condutividade hidráulica dos rejeitos de

minério de ferro. Verifica-se que a concentração de ferro e as características granulométricas destas partículas têm grande importância nas características de comportamento do material, podendo justificar as alterações na drenabilidade das barragens de rejeitos. Assim, a quantidade destas alterações representa o objeto das análises seguintes.

5.5. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DO REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO

Considerando que o teor de ferro e a porosidade apresentam uma importância fundamental na permeabilidade dos rejeitos, torna-se importante avaliar o comportamento destes depósitos em termos de permeabilidade com base nos valores da porosidade, granulometria e do teor de ferro obtido. Para estas análises foram realizados ensaios de laboratório em permeâmetros de parede rígida a carga constante e com fluxo constante em amostras reconstituídas obtidas nos ensaios de simulação de deposição hidráulica (ESDH) e em amostras coletadas durante os ensaios de infiltração realizados no campo.

Além dos ensaios de laboratório, foram realizados ensiaios de campo para determinaçao da condutividade hidráulica na própria barragem de rejeitos de minério de ferro do Complexo da Água Limpa. A campanha de campo constou de ensaios de infiltração utilizando o permeâmetro Guelph e ensaios de infiltração em furos de sondagens. Os pontos analisados encontram-se localizados em diferentes regiões da barragem, tomando-se como referência o ponto de lançamento de rejeitos na crista barragem. Todos os ensaios de campo, bem como a coleta do material para os ensaios de laboratório foram realizados nestes pontos, conforme já mostrado na Figura 4.4.

Para análise dos resultados do valor da condutividade hidráulica saturada em campo com o permeâmetro de Guelph, foram utilizados os métodos de uma altura de carga (ELRICK, 1985) e duas alturas de carga com escala heterogênea (ELRICK et al., 1989) baseados no modelo de REYNOLDS e ELRICK (1983). A Tabela 5.3 apresenta um

resumo dos valores da condutividade hidráulica saturada obtidos para cada ponto ao longo da praia através dois métodos de análise. Vale destacar que as determinações dos valores da condutividade hidráulica foram realizadas utilizando a combinação das alturas 1 (3 cm) e 2 (6 cm), além da combinação das alturas 2 (6 cm) e 3 (10 cm), cujos detalhes foram descritos no Capítulo 4. Os valores apresentados na Tabela 5.8 representam uma média geral dos resultados obtidos destas combinações.

Tabela 5.8 – Valores médios da condutividade hidráulica para os ensaios de infiltração utilizando o permeâmetro de Guelph para as amostras de campo.

Furos	% Fe	e	K_{fs} (cm/s) Uma altura carga	K_{fs} (cm/s) Duas alturas heterôgenea
Furo 01	21,6	0,79	$7,81x10^{-3}$	$9,12x10^{-3}$
Furo 02	22,5	0,82	$1,01x10^{-2}$	$1,42x10^{-2}$
Furo 03	21,4	0,82	$8,69x10^{-3}$	$1,15x10^{-2}$
Furo 04	16,6	0,80	$8,57x10^{-3}$	$1,05x10^{-2}$
Furo 05	23,7	0,83	$9,02x10^{-3}$	$1,13x10^{-2}$
Furo 06	13,9	0,83	$8,85x10^{-3}$	$1,22x10^{-2}$
Furo 07	13,9	0,82	$9,52x10^{-3}$	$1,29x10^{-2}$

Adicionalmente aos ensaios no permeâmetro de Guelph foram realizados também ensaios de infiltração simples nos furos de sondagem já executados. Para a determinação do coeficiente de permeabilidade foram utilizadas as formulações apresentadas por OLIVEIRA & CORRÊA (1996) para ensaios de infiltração em furos de sondagem. A Tabela 5.9 apresenta um resumo dos valores da condutividade hidráulica saturada para estes ensaios.

Tabela 5.9 – Valores médios da condutividade hidráulica para os ensaios de infiltração em furos de sondagem para as amostras de campo.

Furos	% Fe	e	K_{fs} (cm/s)
Furo 01	21,6	0,79	$1,16x10^{-2}$
Furo 02	22,5	0,82	$1,40x10^{-2}$
Furo 03	21,4	0,82	$1,33x10^{-2}$
Furo 04	16,6	0,80	$1,63x10^{-2}$
Furo 05	23,7	0,83	$1,23x10^{-2}$
Furo 06	13,9	0,83	$1,40x10^{-2}$
Furo 07	13,9	0,82	$2,01x10^{-2}$

Para as análises de laboratório o valor da condutividade hidráulica foi obtido a partir de ensaios de permeabilidade de carga constante e ensaios de permeabilidade por fluxo induzido usando a bomba de fluxo. As amostras utilizadas foram obtidas para diferentes faixas de variação do teor de ferro em função do processo de deposição através do ESDH realizados por RIBEIRO (2000). Além destas amostras, foram também utilizadas amostras obtidas através de coleta de campo nos mesmos pontos onde foram realizados os ensaios de infiltração. Os procedimentos adotados na realização dos ensaios bem como a metodologia de reconstituição das amostras encontram-se detalhadas no Capítulo 4.

A Tabela 5.10 apresenta o resumo dos valores da condutividade hidráulica saturada determinados em laboratório através de ensaios de carga constante para as amostras obtidas no ESDH.

Tabela 5.10 – Valores da condutividade hidráulica para amostras obtidas através do ESDH.

Amostras	% Fe	e	K_{fs} (cm/s)
MA8-000	72,4	0,67	$8,37x10^{-4}$
		0,81	$1,75x10^{-3}$
		0,98	$2,09x10^{-3}$
MA8-040	22,7	0,66	$4,68x10^{-3}$
		0,77	$7,82x10^{-3}$
		0,91	$9,90x10^{-3}$
MA8-080	17,6	0,62	$5,92x10^{-3}$
		0,70	$8,71x10^{-3}$
		0,86	$1,12x10^{-2}$
MA8-120	11,4	0,62	$7,66x10^{-3}$
		0,70	$1,03x10^{-2}$
		0,86	$1,54x10^{-2}$

A mesma metodologia de reconstituição das amostras foi adotada na realização dos ensaios com a bomba de fluxo para as amostras obtidas através do ESDH. A Tabela 5.11 mostra o resumo dos valores da condutividade hidráulica saturada determinados em laboratório através de ensaios utilizando a bomba de fluxo para as amostras obtidas através do ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH).

Tabela 5.11 – Valores da condutividade hidráulica saturada para amostras obtidas no ESDH.

Amostras	% Fe	e	K_{fs} (cm/s)
MA8-000	72,4	0,67	$9,66x10^{-4}$
		0,81	$1,67x10^{-3}$
		0,98	$2,35x10^{-3}$
MA8-040	22,7	0,66	$4,77x10^{-3}$
		0,77	$7,85x10^{-3}$
		0,91	$1,01x10^{-2}$
MA8-080	17,6	0,62	$5,82x10^{-3}$
		0,70	$8,67x10^{-3}$
		0,86	$1,13x10^{-2}$
MA8-120	11,4	0,62	$7,63x10^{-3}$
		0,70	$1,02x10^{-2}$
		0,86	$1,50x10^{-2}$

Foi realizada uma comparação entre dois métodos de determinação da condutividade hidráulica em laboratório. A Figura 5.16 apresenta a comparação entre os valores da condutividade hidráulica obtidos a partir dos ensaios de carga constante e dos ensaios de percolação por fluxo induzido na bomba de fluxo para as amostras do ESDH.

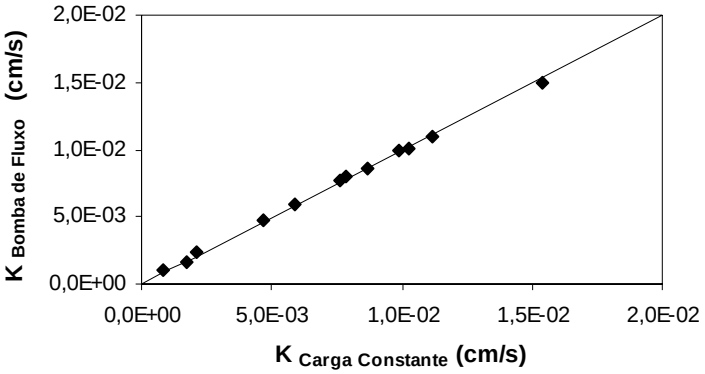


Figura 5.16 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica medida em ensaios de carga constante e ensaios com fluxo induzido para as amostras obtidas no ESDH.

Observa-se que, embora com consideráveis diferenças nas metodologias adotadas em cada um destes métodos de ensaios não percebeu-se grandes dispersões dos resultados para o rejeito analisado. Nota-se que as diferenças obtidas nos ensaios são mínimas e

que o ajuste entre os resultados foi muito bom. Assim, considerando a qualidade dos resultados dos ensaios realizados nas amostras obtidas no ESDH optou-se por avaliar a condutividade hidráulica das amostras coletadas no campo utilizando somente a bomba de fluxo, principalmente pela maior rapidez e controle do ensaio.

Neste contexto, na Tabela 5.12 é apresentado o resumo dos valores da condutividade hidráulica saturada determinados em laboratório através de ensaios com a bomba de fluxo para as amostras coletadas no campo conjuntamente com a realização dos ensaios de infiltração.

Tabela 5.12 – Valores da condutividade hidráulica saturada para amostras obtidas no campo.

Furos	% Fe	e	K_{fs} (cm/s)
Furo 01	21,6	0,79	$6,97x10^{-3}$
Furo 02	22,5	0,82	$7,73x10^{-3}$
Furo 03	21,4	0,82	$6,62x10^{-3}$
Furo 04	16,6	0,80	$1,05x10^{-2}$
Furo 05	23,7	0,83	$8,50x10^{-3}$
Furo 06	13,9	0,83	$1,20x10^{-2}$
Furo 07	13,9	0,82	$1,04x10^{-2}$

5.5.1. Relação entre o índice de vazios e a condutividade hidráulica

No caso de solos granulares, a porosidade apresenta uma grande influência no valor da condutividade hidráulica saturada. Pode-se verificar que menores valores de porosidade conduzem a menores valores da condutividade hidráulica uma vez que uma redução de espaço entre suas partículas promove uma redução da área da seção transversal de escoamento e portanto uma diminuição na permeabilidade do material.

As Figuras 5.17 e 5.18 apresentam as variações da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para as amostras obtidas no ensaio de simulação de deposição hidráulica (ESDH). Pode-se notar através dos resultados, que para cada amostra de rejeito estudada um aumento no valor do índice de vazios tende a promover um aumento no valor da condutividade hidráulica saturada. Além disto, vale ressaltar

que a dimensão da variação do valor da condutividade hidráulica saturada é função da dimensão da variação do valor do índice de vazios.

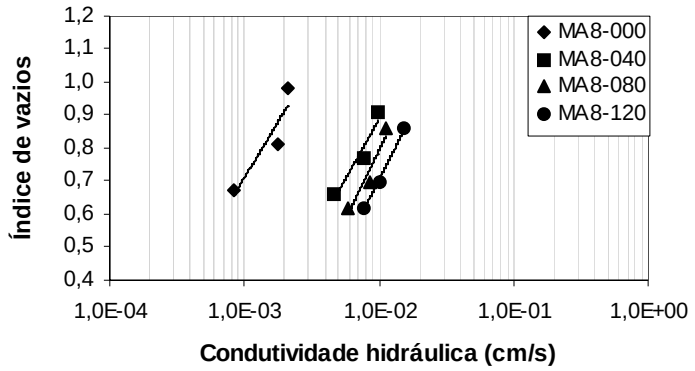


Figura 5.17 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para os ensaios de carga constante.

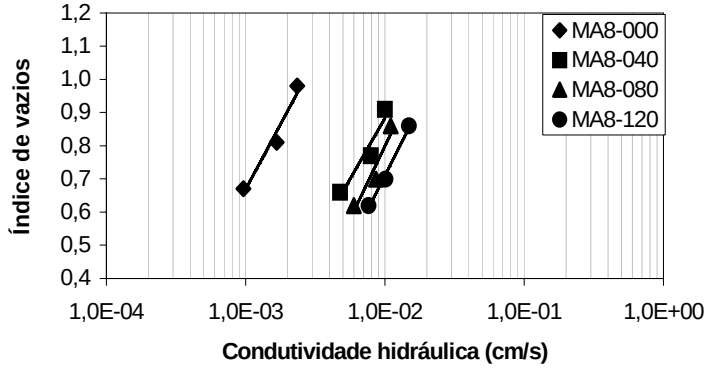


Figura 5.18 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para os ensaios com a bomba de fluxo.

A Figura 5.19 ilustra o mesmo comportamento já apresentado entre o índice de vazios e o valor da condutividade hidráulica saturada obtida através de ensaios com a bomba de fluxo para as amostras coletadas no campo. Pode-se notar, entretanto, que o comportamento apresentado nos resultados dos ensaios com a bomba de fluxo para as amostras coletadas no campo é praticamente constante, com pequenas variações em função da pequena faixa de variação dos valores do índice de vazios no campo. Vale destacar que as diferenças apresentadas no valor da condutividade hidráulica saturada tendem a ser função do teor de ferro de cada amostra. Desta forma, apesar de

apresentarem maiores valores de índice de vazios algumas amostras contendo maior teor de partículas de ferro tendem a apresentar menores valores da condutividade hidráulica saturada. Este fato tende a evidenciar o efeito da concentração de ferro no comportamento dos rejeitos de minério de ferro. Contudo, este efeito se mostrou pouco significativo em função da pequena variação do teor de ferro para as amostras de campo e também pela pequena variação no valor do índice de vazios quando comparado com as amostras obtidas no ESDH.

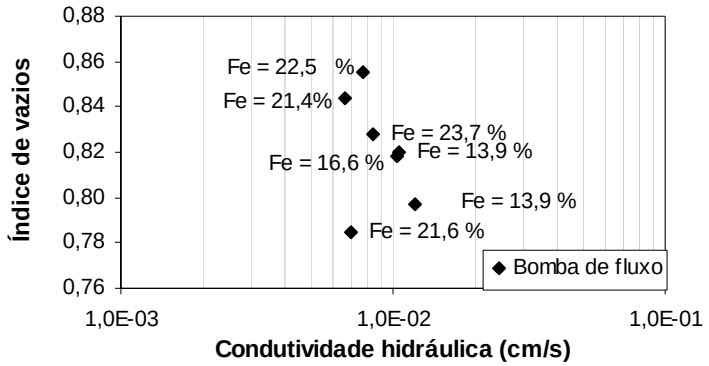


Figura 5.19 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para as amostras obtidas na coleta de campo.

Analisando os valores da condutividade hidráulica obtidos no campo a Figura 5.20 apresenta a variação da condutividade hidráulica saturada com o índice de vazios para os ensaios de infiltração e Guelph. Nota-se que a realçaõ encontrada entre o índice de vazios e o valor da condutividade hidráulica saturada apresenta a mesma tendência obtida a partir dos ensaios de laboratório. Além disto, pode ser verificada uma tendência de comportamento entre os ensaios realizados no campo, verificando que a condutividade hidráulica obtida nos ensaios com o permeâmetro de Guelph são um pouco inferiores às obtidas nos ensaios de infiltração. Esta tendência de comportamento pode ser função da formação de um bulbo saturado de maiores dimensões e da aplicação de maiores valores de carga hidráulica durante a realização do ensaio de infiltração. Neste sentido considera-se importante proceder análises mais criteriosas a respeito da metodologia adotada em cada ensaio de modo a avaliar e quantificar esta provável influência.

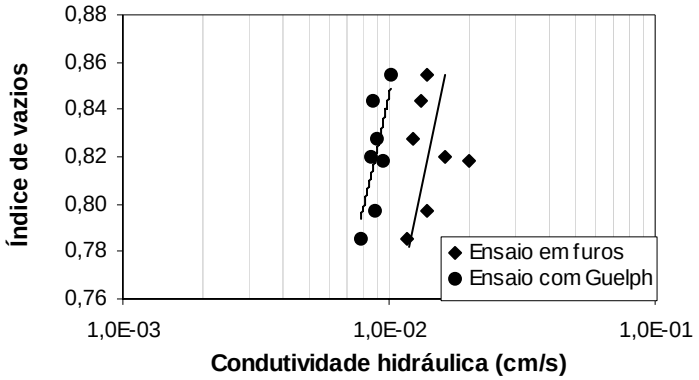


Figura 5.20 – Variação da condutividade hidráulica saturada em função do índice de vazios para os ensaios de campo.

5.5.2. Relação entre o teor de ferro, granulometria e a condutividade hidráulica

As análises da influência da porcentagem de ferro e da granulometria na condutividade hidráulica saturada deste rejeito foram procedidas através da interpretação das várias informações reunidas considerando o efeito da compacidade destes materiais. Desta forma, foram relacionadas as características granulométricas e o teor de ferro com a porosidade inicial da amostra, como mostram as Figuras 5.21 e 5.22. Este tipo de consideração foi adotado visando avaliar a influência da porosidade inicial da amostra, isto é o valor do índice de vazios de moldagem dos corpos de prova, no valor da condutividade hidráulica saturada e verificar para cada situação a influência do teor de ferro das amostras.

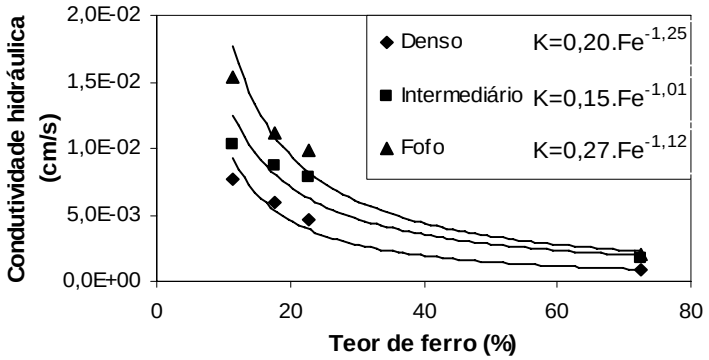


Figura 5.21 – Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica realizada através de ensaios de carga constante para amostras do ESDH.

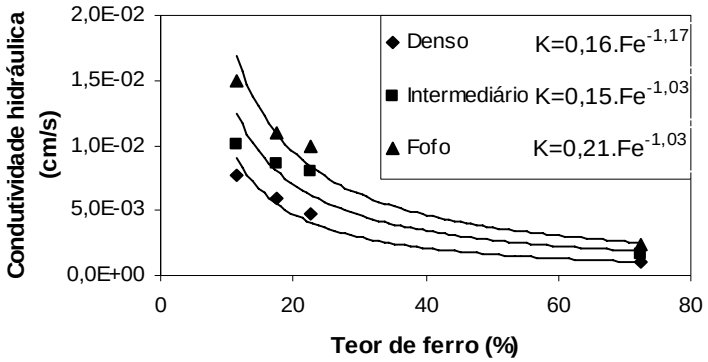


Figura 5.22 – Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica realizada através de ensaios com a bomba de fluxo para amostras do ESDH.

Analisando as Figuras 5.21 e 5.22 pode-se verificar a influência da porcentagem de partículas de ferro presente nas amostras obtidas através do ESDH, onde o aumento do teor de ferro tende a gerar uma redução no valor da condutividade hidráulica saturada. Esta influência tende a ser maior para amostras mais fofas e diminui com a redução do índice de vazios. Observa-se que independente do tipo de ensaio as amostras fofas apresentaram um valor da condutividade hidráulica saturada cerca de 10 vezes menor que a encontrada nas amostras no estado mais denso.

Para o rejeito da Mina do Complexo de Água Limpa é possível obter equações que representem a variação da condutividade hidráulica com o teor de ferro em função da compacidade do rejeito. Considerando os resultados obtidos com a bomba de fluxo as equações são:

$K = 0{,}21.Fe^{-1{,}03}$ Fofo (R^2=0,973) (5.1)

$K = 0{,}15.Fe^{-1{,}03}$ Intermediário (R^2=0,953) (5.2)

$K = 0{,}16.Fe^{-1{,}17}$ Denso (R^2=0,973) (5.3)

Com base nas Equações 5.1, 5.2 e 5.3 seria possível estabelecer o perfil de variação da condutividade hidráulica no campo em função do processo de segregação hidráulica. Ressalta-se que estas correlações referem-se especificamente ao rejeito estudado e

qualquer tipo de extrapolação para outros tipos de rejeitos de minérios de ferro poderiam ser prematuras, em vista das particularidades e heterogeneidades dos rejeitos de minério de ferro. Neste contexto, faz-se necessário um maior volume de análise deste tipo de comportamento vinculado a outros tipos de r ejeitos de minério de ferro.

O mesmo tipo de comportamento pode ser verificado para as análises com o materila no campo. As Figuras 5.23 e 5.24 mostram a influência da porcentagem de partículas de ferro na condutividade hidráulica para as amostras obtidas no campo. Desta forma, tanto para as amostras coletadas no campo e ensaiadas no laboratório quanto para os ensaios realizados no campo o aumento do teor de ferro tende a proporcionar uma redução no valor da condutividade hidráulica saturada.

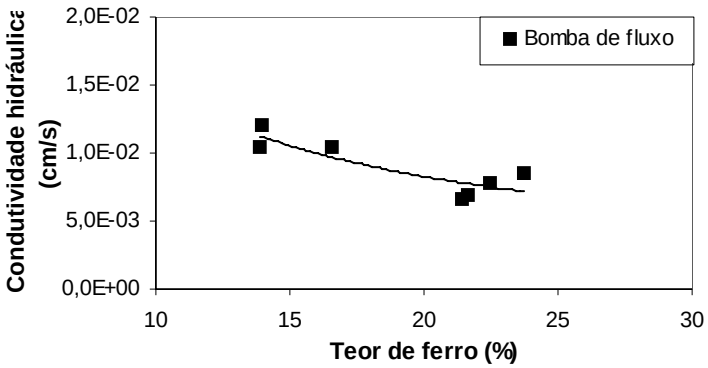


Figura 5.23 – Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica realizada através de ensaios com a bomba de fluxo para amostras coletadas no campo.

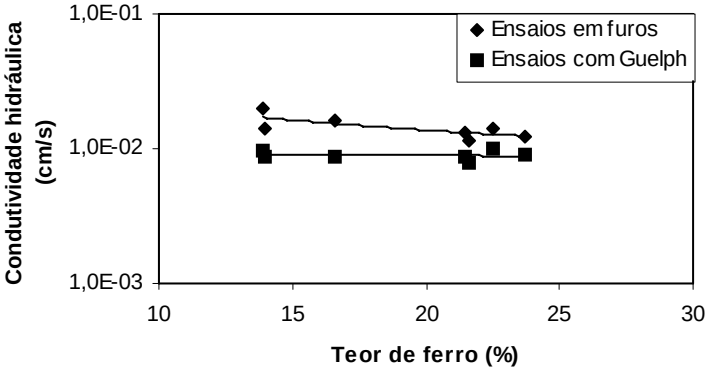


Figura 5.24 – Tendência de correlação entre teor de ferro e a condutividade hidráulica para os ensaios de campo.

Como relatado por MITTAL & MORGESTERN (1975) a granulometria e a porcentagem de finos presentes na amostra podem ser considerados como aspectos primordiais na análise do valor da condutividade hidráulica saturada. Visando então avaliar esta influência, as Figuras 5.25 e 5.26 apresentam a correlação entre o valor da condutividade hidráulica saturada com a granulometria, representada pelo valor do D_{50} das amostras. A forma de representação adotada segue a mesma consideração feita anteriormente onde os dados foram agrupados considerando um mesmo índice de vazios inicial, isto é o estado de compacidade dos corpos de prova adotados no processo de reconstituição das amostras.

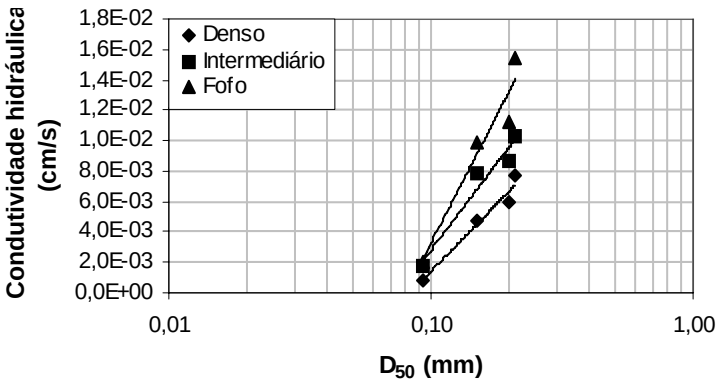


Figura 5.25 – Tendência de correlação entre o D_{50} e a condutividade hidráulica realizada através de ensaios de carga constante para amostras do ESDH.

Observando a Figura 5.25 constata-se que o valor da condutividade hidráulica saturada aumenta com o aumento do diâmetro dos grãos. Este comportamento pode ser confirmado pela análise da variação da granulometria com o teor de ferro. Deve-se observar que para este rejeito as partículas de ferro apresentam diâmetros menores que as partículas de quartzo. Esta redução nos diâmetros tende a promover uma diminuição no valor da condutividade hidráulica saturada dos solos. Contudo, a influência da mineralogia das partículas do rejeito deve ser analisada em vista das diferenças nos minerais de ferro que compõem os diferentes tipos de rejeitos. Desta forma, admite-se que não só redução dos diâmetros foi responsável pela diminuição do valor da condutividade hidráulica, mas possivelmente a característica mineralógica da partícula de ferro.

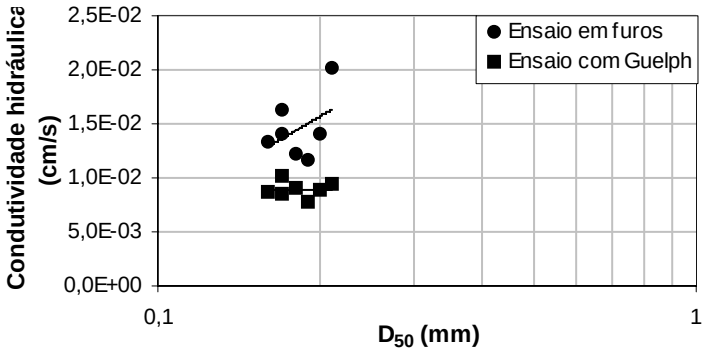


Figura 5.26 – Tendência de correlação entre o D_{50} e a condutividade hidráulica para os ensaios de laboratório utilizando as amostras coletadas no campo

Analisando a Figura 5.26 pode-se verificar o mesmo comportamento existente entre o valor da condutividade hidráulica saturada e a granulometria, representada pelo valor do D_{50} para os ensaios realizados no campo. Pode-se verificar que o valor da condutividade hidráulica saturada também aumenta com o aumento do diâmetro dos grãos e conseqüente decréscimo do teor de ferro. Ressalta-se que a uniformidade granulométrica das amostras obtidas no campo dificultou um pouco as análises em vista da pequena variação no valor da condutividade hidráuilica saturada, mas mesmo assim foi possível observar a tendência de comportamento deste parâmetro com a granulometria.

5.5.3. Relação entre a distância ao ponto de descarga e a condutividade hidráulica

O processo de segregação tende a provocar grandes mudanças em toda a estrutura do depósito, principalmente devido à variação granulométrica que ocorre em diferentes regiões ao longo da trajetória de fluxo alterando significativamente a permeabilidade do depósito. Neste contexto, a condutividade hidráulica foi avaliada em vários pontos ao longo da trajetória de deposição no campo utilizando ensaios de campo e laboratório.

A Figura 5.27 mostra a variação da condutividade hidráulica saturada em função da distância ao ponto de descarga para as amostras obtidas no campo, utilizando o ensaio com a bomba de fluxo.

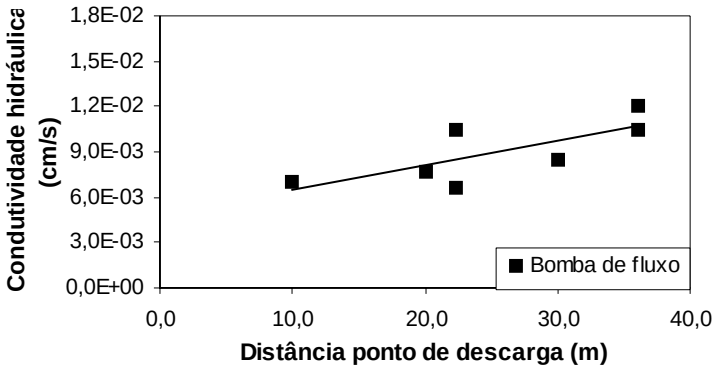


Figura 5.27 – Variação da condutividade hidráulica saturada obtida em ensaios com a bomba de fluxo para amostras obtidas no campo.

A Figura 5.28 mostra a variação da condutividade hidráulica saturada em função da distância ao ponto de descarga para os ensaios realizados no campo, a partir da infiltração em furos de sondagem e da infiltração utilizando o permeâmetro de Guelph.

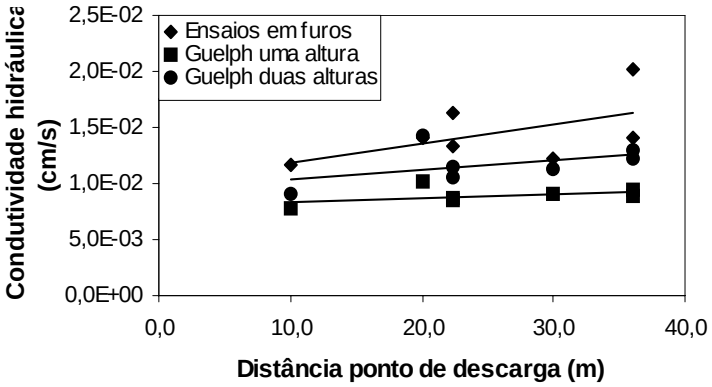


Figura 5.28 – Variação da condutividade hidráulica para os ensaios de campo.

Analisando as Figuras 5.27 e 5.28 pode-se notar uma tendência de aumento da condutividade hidráulica saturada com o aumento da distância ao ponto de descarga. Dentre as explicações para este pequeno acréscimo no valor da condutividade hidráulica saturada pode-se citar o aumento dos valores do índice de vazios com a distância, a diminuição do teor de ferro com a distância e a segregação granulométrica devido ao processo de deposição ocorrido na praia já observados nas análises anteriores.

Acredita-se que as variações da condutividade hidráulica saturada seriam mais expressivas caso pudessem ter sido mapeadas as regiões correspondentes ao ponto final da praia e ao ponto inicial de lançamento onde as propriedades geotécnicas dos materiais apresentariam maiores variações, isto é, máximas e mínimas faixas de concentração de ferro, e consequentemente apresentariam forte influência no valor da condutividade hidráulica saturada.

É importante ressaltar que o padrão de segregação hidráulica obtido nas análises realizadas durante este trabalho tende a apresentar características totalmente discordantes ao modelo estudado por KEALY & BUSCH (1971). No padrão estudado por estes autores, o processo de segregação hidráulica apresenta um padrão de separação convencional, isto é, seleção exclusiva por tamanho das partículas e apresenta efeito direto na distribuição granulométrica e nas condições de fluxo. Dentro desta proposta, KEALY & BUSCH (1971) destacam que o processo de segregação hidráulica dominante pelo tamanho tende a gerar três zonas distintas na praia de deposição como apresentado na Figura 5.29. Assim, o efeito da segregação hidráulica criaria uma zona de alta permeabilidade, relacionada ao material grosso, próxima ao ponto de descarga, uma zona de baixa permeabilidade, relacionada ao material fino, situada distante do ponto de lançamento e uma zona intermediária situada entre estes dois pontos.

Figura 5.29 – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica por segregação por tamanho das partículas em um depósito de rejeitos (Modificado – VICK, 1983).

Analisando os resultados obtidos nesta dissertação e avaliando o processo de segregação hidráulica ocorrido ao longo da praia de deposição na pilha do Monjolo pode-se notar que a segregação hidráulica tende a ser influenciada tanto pelo processo de seleção por

peso quanto pelo processo de seleção por tamanho das partículas. Desta forma, as partículas de minério de ferro, mais densas e menores, tendem a se depositar mais próximas do ponto de lançamento enquanto as partículas de quartzo, menos densas e maiores, tendem a se depositar ao longo da praia.

Assim, distintamente dos modelos convencionais de segregação hidráulica dominados unicamente pelo tamanho, comprovou-se, para o rejeito da Mina do Complexo de Água Limpa, uma padrão de segregação predominante pelo peso das partículas. Neste contexto, a magnitude da condutividade hidráulica tenderia a sofrer um acréscimo com o aumento da distância di ponto de lançamento, excetuando a região final da praia em que o processo de segregação retorna ao padrão convencional e ambos modelos apresentam a mesma tendência.

Embora discordante da teoria de transporte de sedimentos convencional esta constatação representa uma grande contribuição no estudo do processo de segregação hidráulica que ocorre durante a descarga de rejeitos nods sistemas de disposição e pode certamente contribuir para uma anáilise mais realista do comportamento geotécnico destas estruturas.

Figura 5.30 – Modelo teórico de variação da condutividade hidráulica esperado na Pilha do Monjolo.

5.5.4. Comparação entre os resultados dos ensaios de campo e laboratório para determinação da condutividade hidráulica

Adicionalmente foi estabelecida uma comparação entre os ensaios realizados no campo

com permeâmetro Guelph e no laboratório com bomba de fluxo. Esta comparação visou avaliar as possíveis diferenças que normalmente ocorrem entre as metodologias e métodos de análise no campo e no laboratório. A Figura 5.31 apresenta a comparação entre estes dois métodos para todas amostras obtidas no campo.

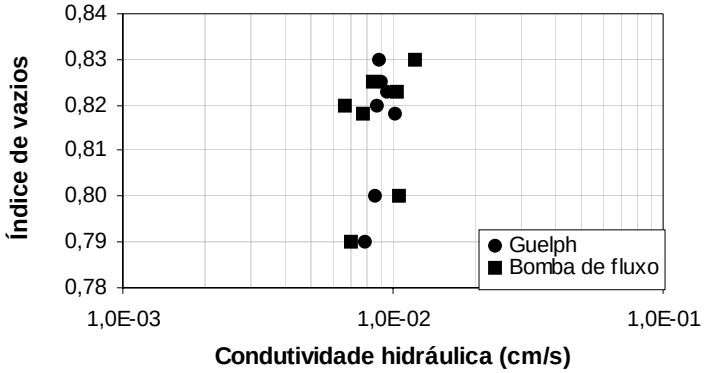


Figura 5.31 – Comparação dos resultados de condutividade hidráulica obtidos em ensaios com o permeâmetro de Guelph e ensaios com a bomba de fluxo para as amostras do campo.

É importante ressaltar que além da avaliação das metodologias correspondentes a cada ensaio, esta comparação objetiva avaliar também a eficiência do processo de reconstituição de amostras em laboratório. Neste caso as amostras ensaiadas na bomba de fluxo foram submetidas a um processo de remoldagem considerando os mesmos índices de vazios de campo. Pela análise da Figura 5.31 observa-se que os valores obtidos em ambos os ensaios foram bastante próximos e somente no caso da amostra mais densa o ensaio com permeâmetro Guelph forneceu um resultado levemente superior, contudo na mesma ordem de grandeza do resultado obtido com a bomba de fluxo.

Com relação ao processo de obtenção das amostras e à reconstituição dos corpos de prova utilizados nos ensaios de laboratório, verifica-se, através dos valores da condutividade hidráulica, uma boa representatividade dos mesmos. Este fato evidencia a importância da adoção de metodologias de reconstituição compatíveis com estes materiais bem como o desenvolvimento de tecnologias que possibilitem simular as

condições de campo. No caso específico deste rejeito verifica-se que a metodologia adotada na reconstituição das amostras descrita em detalhes no Capítulo 4 mostrou-se adequada a este tipo de rejeito.

CAPÍTULO 6

6 – CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

A geotecnia aplicada à mineração pode ser considerada como um dos ramos da geotecnia que mais tem sido estudado atualmente. Estes estudos têm como justificativa o grande potencial de agressão e degradação causados ao meio ambiente. Estas agressões e degradações estão normalmente relacionadas aos processos envolvidos na extração mineral, ao grande volume de rejeitos gerados nos processos de beneficiamento dos minérios e à estabilidade destas estruturas durante a fase de operação e no abandono da mina, após seu esgotamento.

Desta forma, os aterros hidráulicos exercem grande importância para os processos de disposição de rejeitos. O fator principal a ser considerado para os aterros hidráulicos é a utilização do rejeito como o principal material de sua construção, trazendo vantagens para a mineradora, como redução de custos na construção além do aumento da capacidade de estocagem destes materiais. Contudo, este tipo de metodologia construtiva pode gerar problemas de estabilidade devido às incertezas a respeito do seu comportamento mecânico.

Vários aspectos relacionados aos aterros hidráulicos ainda não são bem entendidos, incluindo o mecanismo de deposição e a real influência dos parâmetros que afetam a formação dos depósitos. Em geral, os projetos de aterros hidráulicos tendem a ser bastante limitados e realizados de forma quase aleatória resultando em estruturas de baixa qualidade e pouco seguras. Desta forma, as barragens de rejeitos devem ser

construídas seguindo uma normalização técnica que garanta sua estabilidade e segurança, não só durante a fase de operação e alteamentos, mas também após a sua desativação. Este aprimoramento técnico deve estar intimamente ligado aos conceitos da engenharia geotécnica e baseado na caracterização tecnológica dos rejeitos e a sua influência no comportamento global dos sistemas de disposição de rejeitos.

Observa-se, ainda que devido às diferenças que ocorrem nos diversos processos de beneficiamento dos minérios ou mesmo devido à variabilidade das frentes de lavra, os rejeitos gerados apresentam uma grande heterogeneidade. Aliado a estas características, observa-se que o método de disposição representa também um importante fator no atípico comportamento geotécnico dos aterros. Durante a deposição diferentes regiões do depósito podem apresentar características granulométricas, mineralógicas e estruturais diferentes em função das variáveis que controlam o processo de descarga da lama. Assim, para aumentar a confiabilidade do uso do rejeito como material de construção das barragens é necessário o desenvolvimento de estudos das variáveis envolvidas na sua deposição, bem como proceder análises sistemáticas de seus parâmetros geotécnicos.

Neste contexto, para estudar o comportamento mecânico do rejeito granular, que é a fração utilizada na construção da barragens, procurou-se obter resultados que representassem de forma adequada o processo de deposição ocorrido na praia. Desta forma, foram utilizadas amostras de campo e amostras nas quais foram realizadas simulações das características apresentadas por um rejeito durante o processo de deposição. A obtenção destas amostras foi feita através de um ensaio de simulação de deposição hidráulica em laboratório (ESDH), onde foi possível obter amostras com características específicas em função do processo de deposição semelhante ao de campo (RIBEIRO, 2000).

Adicionalmente à utilização destas amostras obtidas no ESDH, procurou-se executar uma campanha de ensaios de campo. Além dos ensaios realizados no campo, foram coletadas amostras no mesmo local destes ensaios visando realizar alguns ensaios comparativos no laboratório. Para estes ensaios e coleta realizados no campo foi

adotada uma sistemática de procedimentos visando obter um conjunto de dados que permitissem avaliar o processo de segregação hidráulica em função da distância ao ponto de lançamento dos rejeitos. Para isto foi estabelecida uma seção de análise ao longo da praia de rejeitos que pudesse mapear as variações ocorridas durante a descarga de rejeitos.

Todas as amostras obtidas foram utilizadas para avaliar a influência do teor de ferro na condutividade hidráulica de um rejeito de minério de ferro. Assim, são apresentadas as principais conclusões obtidas nesta dissertação, na sua maioria relacionadas à drenabilidade do rejeito de minério de ferro.

Na caracterização do rejeito de minério de ferro pode-se facilmente notar a influência do teor de ferro nas suas propriedades geotécnicas. O aumento da concentração de ferro no rejeito promove uma elevação considerável no valor da densidade dos grãos (Gs). Esta dependência se mostrou tão evidente que tornou possível obter, para o rejeito estudado, uma correlação direta entre o teor de ferro e o Gs.

No caso do rejeito estudado foi observada uma tendência de diminuição do tamanho dos grãos com o aumento do teor de ferro, evidenciando que as partículas de minério de ferro deste rejeito têm diâmetros inferiores às de quartzo. Contudo, deve ser ressaltado que a relação obtida entre a granulometria e o teor de ferro deve ser sempre analisada ao utilizar outros tipos de rejeitos de minério de ferro provenientes de processos de beneficiamento diferentes. Estes processos podem alterar as características das partículas que compõem o rejeito e alterar este relação.

O efeito do teor de ferro também se mostrou significativo na avaliação da compacidade máxima e mínima do rejeito. Verificou-se que um pequeno aumento no teor de ferro tende a provocar sensíveis alterações nos estados de compacidade do rejeito, aumentando os valores dos índices de vazios máximo e mínimo deste rejeito.

Para o caso do índice de vazios mínimo, a influência da metodologia de ensaio se mostrou mais significativa para amostras com maiores teores de ferro. O método de

ensaio utilizando o rejeito úmido forneceu valores inferiores aos obtidos com a amostra seca. A explicação para este fato encontra-se no efeito de lubrificação causado pela água atuando mais expressivamente nas partículas de ferro. Este efeito se mostra importante na estabilidade das barragens de rejeitos, pois os rejeitos normalmente são transportados por via úmida e este efeito de lubrificação tende a gerar um depósito mais denso. No caso específico deste material esta zona estaria muito próxima ao ponto de lançamento e conseqüentemente do talude de jusante da barragem.

Na caracterização da densidade *in situ* foi possível observar uma pequena dispersão nos valores da densidade obtida através dos métodos do frasco de areia e do cilindro biselado. Mas, ambas metodologias se mostraram adequadas à avaliação da densidade das praias de rejeitos, além disto, é importante ressaltar que a avaliação da densidade de campo representa um importante parâmetro no controle de qualidade e estabilidade destas estruturas sendo relacionado principalmente aos métodos de deposição.

Nas análises da densidade de campo, embora um pouco prejudicadas pela pequena variabilidade geotécnica nas seções escolhidas, pode-se observar os efeitos da deposição na densidade do depósito. Assim, foi possícel verificar principalmente os efeitos do teor de ferro e da granulometria na densidade, neste caso à medida que se afasta do ponto de lançamento existe um tendência do depósito se tornar mais fofo, relacionado principalmente com a dimensão na concentração de ferro.

Na análise da condutividade hidráulica foram realizados ensaios de laboratório de carga constante (permeâmetros) e com fluxo induzido constante (bomba de fluxo) e ensaios de campo com permeâmetro Guelph e de infiltração em furos de sondagem. Os ensaios de laboratório foram realizados utilizando amostras reconstituídas para diferentes estados de compacidade. Foram considerados os estados de compacidade máxima e mínima relativa a cada amostra e a reprodução dos índices de vazios de campo.

Com base nos ensaios de condutividade hidráulica verificou-se um efeito significativo da concentração de ferro nas características de permeabilidade deste rejeito. As amostras com maiores teores de ferro apresentaram menores valores da condutividade

hidráulica saturada. Verificou-se ainda que esta influência foi mais significativa para estados de compacidade mais fofos.

Os resultados obtidos puderam demonstrar que embora o modelo de segregação convencional estudado por KEALY and BUSCH (1971) seja baseado somente na segregação por tamanho das partículas pode-se notar que para a pilha do Monjolo a segregação hidráulica tende a ser influenciada de forma preponderante pelo peso da partícula. Assim, a segregação inicialmente ocorre em função do peso das partículas gerando zonas próximas ao ponto de descarga com altas concentrações de partículas de ferro e consequente diminuição diminuição no valor da condutividade hidráulica. Nas regiões intermediárias e mais distantes di ponto de lançamento a segregação ocorre por tamanho e neste caso o efeito da granulometria se torna fundamental nas características de drenabilidade das barragens. O fato mais importante desta análise é a consideração da influência de partículas com diferentes densidades no comportamento mecânico destas estruturas, evidenciando a característica particular do rejeito de mineração.

Com relação aos ensaios utilizados na avaliação da condutividade hidráulica pode-se concluir que todos se mostraram adequados às análises propostas. Tanto os ensaios de campo como laboratório apresentaram poucas dispersões. As possíveis distorções podem estar associados às metodologias específicas e ao método de obtenção das amostras. Contudo, a escolha de um outro método deve estar condicionada à operacionalidade e custos envolvidos. No caso deste trabalho optou-se por adotar o ensaio de fluxo induzido devido à facilidade do acompanhamento dos dados via sistema automático de aquisição de dados e o maior controle durante o processo de moldagem. Quanto aos ensaios de campo o permeâmetro Guelph se mostrou mais adequado pela rapidez e operacionalidade, sendo possível a realização de um ampla campanha de campo em um curto espaço de tempo,quando comparados aos ensaios de infiltração.

Como conclusão adicional, destaca-se a metodologia de reconstituição de corpos de prova adotado nesta pesquisa. Pelos resultados obtidos pode-se observar um bom grau de representatividade das amostras ensaiadas com relação às características de campo. Este fato revela o intenso trabalho que o Núcleo de Geotecnia Aplicada à Mineração da

UFOP vem desenvolvendo no sentido de avaliar o comportamento dos rejeitos de mineração via simulações em laboratório.

Finalmente, pode-se concluir que apesar de muitos estudos já realizados no sentido de explorar e caracterizar tecnologicamente o comportamento dos rejeitos granulares, estes materiais ainda representam um grande desafio para a engenharia geotécnica, principalmente pelas características atípicas destes materiais. Assim, verifica-se que mais estudos devem ser realizados no contexto das particularidades físicas e mecânicas dos rejeitos, de forma a adequar os avanços tecnológicos à realidade específica do comportamento destes materiais.

6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Nesta dissertação foram realizadas varias análises baseadas nas características granulométricas e mineralógicas visando conhecer o comportamento mecânico do rejeito de minério de ferro. Dentre estas análises alguns aspectos não conseguiram ser totalmente esclarecidos devido principalmente ao particular comportamento dos rejeitos. Desta forma, são sugeridas algumas possibilidades de pesquisas futuras para dar seqüência às análises sobre o comportamento mecânico de rejeitos de minério de ferro.

Avaliar rejeitos de minério de ferro provenientes de várias minerações com diferentes processos de beneficiamento, buscando uma relação entre a granulometria do rejeito e o sistema de beneficiamento do minério, avaliando seu grau de heterogeneidade mineralógica e granulométrica.

Pesquisar outros rejeitos de minério de ferro com largas faixas granulométricas e de teor de ferro com o objetivo de estabelecer correlações entre estas propriedades e mapear todas estas propriedades de forma geral propondo possíveis leis comportamentais para o rejeito de minério de ferro.

Realizar ensaios no ESDH com outros rejeitos de minério de ferro, visando avaliar as aplicabilidades e limitações deste equipamento na obtenção de amostras e sua influência na segregação granulométrica e mineralógica destes materiais.

Estudar os efeitos de outros processos de moldagem de corpos de prova nos valores da condutividade hidráulica, avaliando características de segregação, heterogeneidade e a não uniformidade granulométrica do corpo de prova.

Avaliar de forma mais criteriosa as seções a serem estudadas ao longo da praia de rejeitos e principalmente as distâncias ao ponto de descarga de forma a obter uma maior variabilidade geotécnica.

Estabelecer metodologias de ensaios de avaliação da densidade e permeabilidade de campo de forma a avaliar os efeitos do processo de lançamento dos rejeitos, avaliando inclusive as regiões bem próximas ao ponto de descarga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. (1986a). Amostras de solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. NBR 6457, Rio de Janeiro, RJ, 9 p.

ABNT (1984). Solo – Análise Granulométrica. NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 13 p.

ABNT (1986b). Solo – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia. NBR 7185. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 13 p.

ABNT (1993). Elaboração e apresentação de projeto de disposição de rejeitos de beneficiamento, em barramento, em mineração. NBR130028. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 10 p.

ABNT. (1984). Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa especifica. NBR 6508, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.

ABNT (2003). Minérios de ferro – Determinação do teor de ferro total – Método de redução por cloreto de titânio (III). NBR ISO 9507, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 11 p.

ABNT (1995). Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante. NBR 13292, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.

ABNT. (1990). Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos. MB - 3324, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.

ABNT. (1991). Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. MB - 3388, Rio de Janeiro, RJ, 14 p.

ABNT. (1993). Rochas e Solos, RJ, 18 p.

ABRÃO, P.C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil. I Simpósio sobre Barragens de Rejeito e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO'87, ABMS/ABGE/CBGB/CE, Rio de Janeiro, RJ, I: 1-10.

AIBAN, S. A. e ZNIDARCIC, D. (1990). Evaluation of the flow pump and constant head techniques for permeability measurements. Géotechnique, vol. 39, nº 4, pp. 655-666.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. (2004). Análise do comportamento geotécnico de barragens de rejeitos de minério de ferro através de ensaios de piezocone. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 191 p.

ALBUQUERQUE FILHO, L. H., RIBEIRO, L. F. M., PEREIRA, E. L., GOMES, R. C. (2004). Avaliação da Densidade In Situ de uma Barragem de Rejeitos de Mineração de Ferro com o Penetrologger. Congresso Brasileiro de Ciência e Tecnologia em Resíduos e Desenvolvimento Sustentável, 2004, Florianópolis - SC.

ASSIS, A.P & ESPÓSITO, T. (1995). Construção de barragens de rejeitos sobre uma visão geotécnica. III Simpósio sobre Barragens de Rejeito e Disposição de Resíduos, REGEO'95, ABMS/ABGE/CBGB, Ouro Preto, MG, I: 256-273.

ATHMER, J.B.E.M. & PYCROFT, A.S. (1986). Methods and results of quality control for hydraulic placed sand fill. 11th World Dredging Congress. Vol. I, 95-610.

BLIGHT, G.E & BENTEL, G.M. (1983). The behaviour of mine tailings during hydraulic deposition. Journal of South African Institute of Mine and Metallurgy, 3(4): 73-86.

BLIGHT, G.E.; THOMSON, R.R. & VORSTER, K. (1985). Profiles of hydraulic fill tailings beaches and seepage trough hydraulically sorted tailings. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy 85(5): 157-161.

BOTELHO, A. P. D. (2001). Implementação de metodologias de ensaios para determinação de relações constitutivas de processos de fluxo em solos com a utilização da bomba de fluxo. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 254 p.

BRESLER, E. (1978). Analysis of trickle irrigation with application to design problems. Irrigation Science, vol. 1, pp. 3-17.

CAVALCANTE, A. L. B. (2000). Efeito do gradiente de permeabilidade na estabilidade das barragens de rejeito alteadas pelo método de montante. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.

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

CERNICA, J. N. (1995). Geotechnical engineering: soil mechanics. Jonh Wiley & Sons, New York.

CHAMMAS, R. (1989). Barragens de Contenção de Rejeitos. Curso de Especialização em Engenharia de Barragens (CEEB), UFOP, Ouro Preto, MG, 29 p.

CRAIG, R. F. (1997). Soil mechanics. E. & F.N. Spon, London and New York.

DANIEL, D. E. (1994). State of the art: laboratory hydraulic conductivity tests for satured soils. ASTM/STP 1142, Philadelphia, 30-78.

DORMAN, S.A, READ, B.H., STADE, I. & HENDERSON, C.M. (1996). The influence of tailings product, site specific conditions, and environmental objectives on the design, development, operation and closure of tailings impoundments. International Synposium on Seismic and Environmental Aspects of Dams Design: Earth, Concrete and Tailings Dams, ICOLD Chile, Santiago, Chile, 1: 189-205.

ELETRICITE De France. (1970) Essais d'eau en sondage-miliru poreaux. s.l. Direction de l'Equipement-Division Géologie Geotechnique.

ELRICK, D. E., REYNOLDS, W. D. e TAN, K. A. (1989). Hydraulic conductivity measurements in the unsaturated zone using improved well analysis. Groundwater Monitoring Review, vol 9, pp. 184-193.

ESPÓSITO, T.J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 359 p.

FERREIRA, R.C.; PERES, J.E.E. & MONTEIRO, L.B. (1980). Geotechnical characteristics of hydraulic fill scale models. 13th Brazilian National Conference of Large Dams, CBGB, Rio de Janeiro, RJ, pp. 496-516.

FREEZE, R. A. e CHERRY, J. A. (1978). Groundwater. Prentice Hall, 604 p.,London, U.K.

GARDNER, W. R. (1958). Some steady-state solutions of moiture flow equation with application to evaporation from a water table. Soil Science, Baltimore, 85: 228-232.

GUERRA, M.O. & FRANÇA, P.C.T (1986). Hidromecanização: experiência brasileira nas barragens de Rio Grande e Guarapiranga. ABMS/Eletropaulo, São Paulo, SP.

HEAD, K.H. (1984). Manual of Soil Laboratory Testing. Pentech Press, London, UK, 3 vols.

HERNANDEZ, H.M. (2002). Caracterização Geomecânica de Rejeitos Aplicada a Barragens de Aterro Hidráulico. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 174 p.

ICOLD (1989). Tailings Dams Safety. Guidelines.

JOYCE, M. D. (1982). Site Investigation Pratice. E. & F.N. Spon, London and New York.

KÉDZI, A. (1980). Handbook of soil mechanics. Elsevier, 2 vols., Amsterdam.

KEALY, C. and BUSCH, R. (1971). Determining seepage characteristics of the mill tailings holding by Finite Element Method. U. S. Bureau of Mines, R1 7477.

KLOHN, E. J. (1981). The development of current tailing dam design and construction methods. Design and Construction of Tailing Dams. D. Wilson (ed.), Colorado School of Mines, Golden, USA.

KÜPPER, A. M. A G. (1991). Design of Hydraulic Fill. PhD Thesis, Dept of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, 525p.

KÜPPER, A.M.A.G.; MORGENSTERN, N.R.& SECO, D.C. (1992a). Laboratory test to study hydraulic fill. Canadian Geotechnical Journal, 29(3): 405-417.

LAMBE, W.T. & WHITMAN, R.V. (1979). Soil Mechanics, SI Version. John Wiley & Sons, New York, USA, 553 p.

LIMA, M.J.C.P.A. de (1980). Prospecção Geotécnica do Subsolo. Livros Técnicos Científicos, Rio de Janeiro.

LOPES, M.C. (2000). Deposição hidráulica de rejeitos granulares e a influência nos seus parâmetros de resistência. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 158 p.

LUTHIN, J. N. (1967). Drenaje de tierras agrícolas. Centro Regional de Ayuda Técnica México.

MITTAL H. K. & MORGENSTERN, N. R. (1975). Parameters for design of tailings dam. Canadian Geotechnical Journal, Edmonton, Canada, vol. 12 pp. 235-261.

MITTAL H. K. & MORGENSTERN, N. R. (1976). Seepage control in tailings dams. Canadian Geotechnical Journal, Edmonton, Canada, vol. 13, pp. 277-293.

MORETTI, M.R. & CRUZ, P.T. (1996). Aterros hidráulicos e sua aplicação na construção de barragens. 100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto, P.T. Cruz, (ed.), Oficina das Letras, São Paulo, SP, pp. 556-591.

MORGENSTERN, N.R. & KÜPPER, A.M.A.G. (1988). Hydraulic fill structures - A perspective. Hydraulic Fill Structures, ASCE, Geotech Special Publication no 21, D. J. A. Van Zyl & S. G. Vick (eds.), pp. 1-31.

NEGRO Jr., A.; SANTOS, F.M.G & GUERRA, M.O. (1979). Características geotécnicas de solos de aterros hidráulicos e a experiência da barragem de Guarapiranga. Revista Solos e Rochas, 1(3): 3-39.

OLIVEIRA, A. M. dos S. e CORRÊA, D. (1996). Ensaios de permeabilidade em solos – Orientações para sua execução. ABGE, junho de 1996.

OLSEN, H. W., (1966). Darcy's law saturated kaolinite. Water Resurces Research, v. 2, nº2, pp. 287-295.

OLSEN, H. W., NICHOLS, R. W. e RICE, T. L. (1985). Low gradient permeability measurement in a triaxial system. Geotechnique, v.35, nº2, pp. 145-157.

OLSEN, H. W. e DANIEL, D. E. (1981). Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils. Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM/STP 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., American Society fr Testing and Materials, pp. 18-64.

PEREIRA, E.L. (2004). Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. Seminário de Qualificação do Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.

PHILIP, J. R. (1985). Approximate analysis of the borehole permeameter in unsaturated soil-water. Water Resources Research, v. 31, nº 3, pp. 447-454, 1995.

PHILIP, J. R. (1968). Steady infiltration from buried points sources and spherical cavities. Water Resources Research, vol. 4, nº 5, pp. 1039-1047.

PHILIP, J. R. (1967). Sorption and infiltration in heterogeneus media. Australian Journal Soil Research, vol. 5, pp. 1-10.

POWRIE, W. (1997). Soil mechanics. Concepts and applications. E. & F.N. Spon, London, U. K.

PRESOTTI, E.S. (2002). Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, 153 p.

REMY, J. P. (1973). The measurement of small permeabilities in laboratory. Geotechnique, v. 23, nº 3, p. 454-458.

REYNOLDS, W. D. e ELRICK, D. E. (1987). A laboratory and numerical assessment of the Guelph Permeameter method. Soil Science, vol. 144, nº 4, pp. 282-299.

REYNOLDS, W. D. e ELRICK, D. E. (1986). A method for simultaneous in situ preassurement in the vadose zone of field saturated hydraulic conductivity, sorptivity and the conductivity-pressure head relationships. Groud Water Monitoring, vol. 6(1), pp. 84-95.

REYNOLDS, W. D., ELRICK, D. E e CLOTHIER, B. E. (1985). The constant head

well permeameter: effects of unsatured flow. Soil Science, vol. 39, nº 2, pp. 172-180, 1985.

REYNOLDS, W. D. e ELRICK, D. E. (1983). A reexamination of the constant head well permeameter method for measuring saturated hydraulic conductivity above the water table. Soil Science, vol. 136, nº 4, pp. 250-268.

RIBEIRO, L.F.M. & ASSIS, A.P. (1999). Experimental simulation of the hydraulic deposition process in tailings dams. XI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE, Foz do Iguassu, Brasil, 3: 1113-1120.

RIBEIRO, L.F.M (2000). Simulação Física do Processo de Formação dos Aterros Hidráulicos Aplicados à Barragens de Rejeitos. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 232 p.

RICHARDS, B. G. (1931). Capilary conduction of liquids through porous medium. Physics, New York, 1, pp. 318-353.

RÓDIO, S. A. (1965). Measures des permeabilities in place. Cooperation Technique A. S. T. E. F., Geoconseil.

SCOOTER, D. R., CLOTHIER, B. E. e HARPER, E. R. (1982). Measuring saturated hidraulic conductivity and sorptivy using tuwin rings. Australian Journal Resources vol. 20, pp. 295-304.

SHERARD, J.L.; WOODWARD, R.J.; GIZIENSKI, S.F. & CLEVENGER, W.A. (1963). Earth and Earth-rock Dams. John Wiley and Sons, New York.

SHERARD, J. L. 1984 (Dec). “Trends and Debatable Aspects in Embankment Dam Engineering,” Water Power and Dam Construction, Vol 36, No. 12, pp 26-32.

SOIL MOISTURE EQUIPAMENT CORP. (1991) Soil Moisture Equipament Corp. 2800 K1 Operating Instructions. Santa Barbara, C. A. pp. 27.

SOTO, M. A. A. (1999). Estudo da Condutividade Hidráulica em Solos Não Saturados. Tese de mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade São Carlos, São Carlos, Brasil, 118 p.

STEPHENS, D. B. LAMBERT, K. e WATSON, D. (1987). Regression models for hydraulic conductivity and field test of borehole permeameter. Water Resources Research, vol. 3 , nº 12, pp. 2207-2214.

STEPHENS, D. B. e NEUMAN, S. P. (1982 a). Free surface and satured-unsatured analysis of borehole infiltration test above the water table. Adv. Water Resource, vol. 5 pp. 111-116.

STEPHENS, D. B. e NEUMAN, S. P. (1982 b). Vadose zone permeability test: Steady state results. ASCE, Journal Hydrologic Division, vol. 108, pp. 623-639.

STEPHENS, D. B. e NEUMAN, S. P. (1982 c). Vadose zone permeability test: Unstead flow. ASCE, Journal Hydrologic Division. ,vol. 108, pp. 640-659.

STEPHENS, D. B. e NEUMAN, S. P. (1982 d). Vadose zone permeability test: Stead state results. ASCE, Journal Hydrologic Division, vol. 108, pp. 660-677.

STEWART, J. P. e NOLAM, T. W. (1987). “Infiltration testing for hydraulic conductivity of soil liners.” Geotechnical Testing Journal, vol. 10, nº 2, pp. 41-50.

VALENZUELA, L. (1999). Geotechnical engineering in mining: An important challenge. XI Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Foz do Iguaçu, Brasil, pp. 1121-1128

TAYLOR, D. W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, Inc.,

New York.

TERZAGHI, K. e PECK, R. B. (1943). Soil Mechanics in Engineering Pratice. Jonh Willey & Sons, New York.

VICK, S. G. (1983). Planning, Design and Analysis of Tailings Dams. Wiley Int., New York.

ZANGAR, C. N. (1953). Theory and problems of water percolation Denver: U. S. Dep. Interior, Bureau of Reclamation, Eng. Monogr. 8, Denver, Colorado.

ZNIDARCIC, D. (1982). Laboratory determination of consolidation properties of cohesive soils. PhD. Thesis. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder, Colorado, 172 p.

VAN GENUCHTEN, M. Th. (1980). A closed-form equation for prediction the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Science Society American Journal, vol. 44, pp. 892-898.

APÊNDICE A

A – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA CONSTANTE.

A.1 – AMOSTRA MA8-000

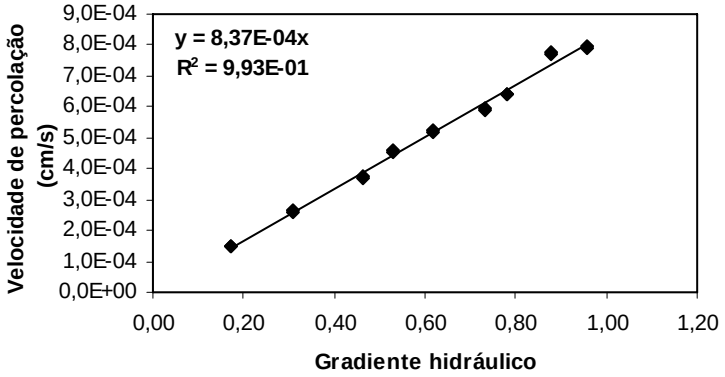


Figura A.1 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,67.

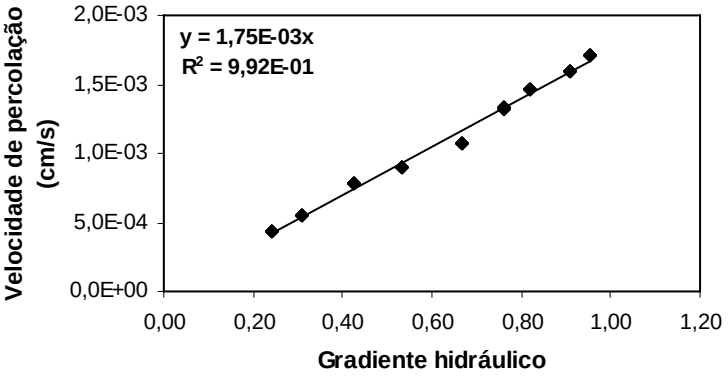


Figura A.2 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,81.

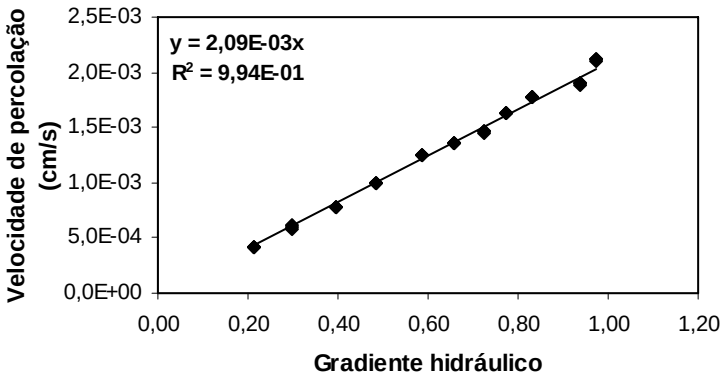


Figura A.3 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,98.

A.2 – AMOSTRA MA8-040

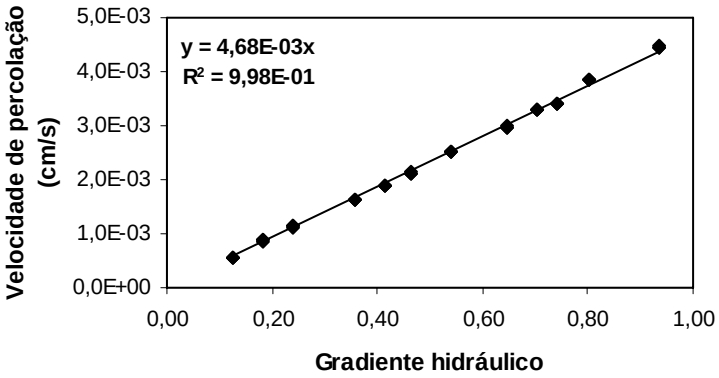


Figura A.4 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,66.

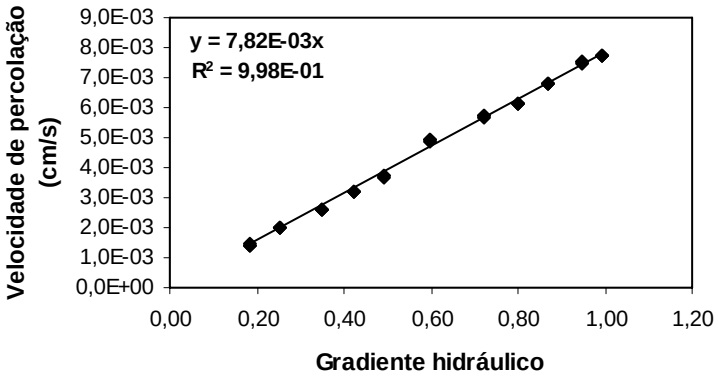


Figura A.5 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,77.

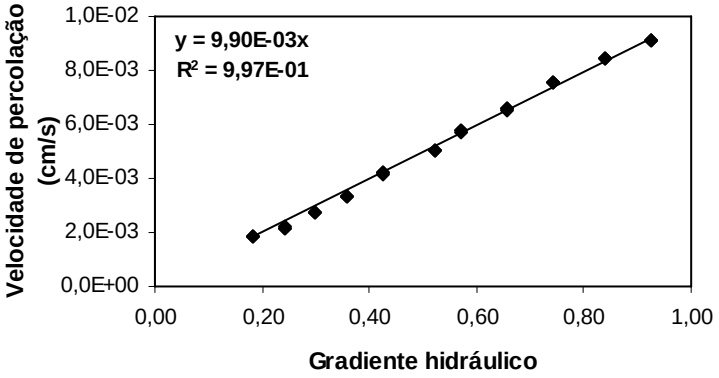


Figura A.6 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,91.

A.3 – AMOSTRA MA8-080

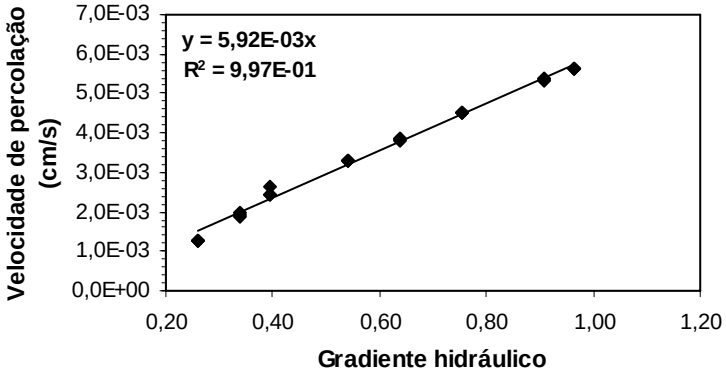


Figura A.7 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,62.

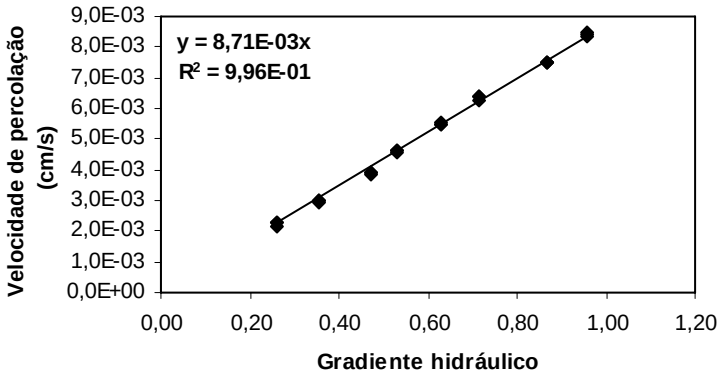


Figura A.8 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,70.

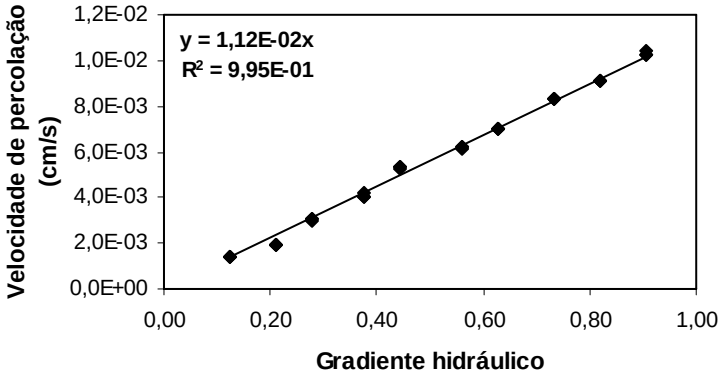


Figura A.9 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,86.

A.4 – AMOSTRA MA8-120

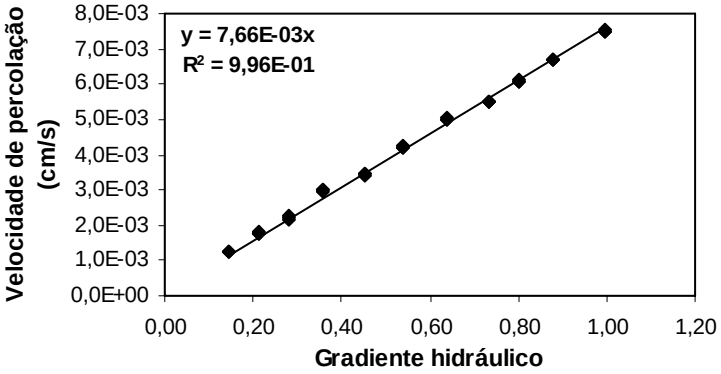


Figura A.10 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,62.

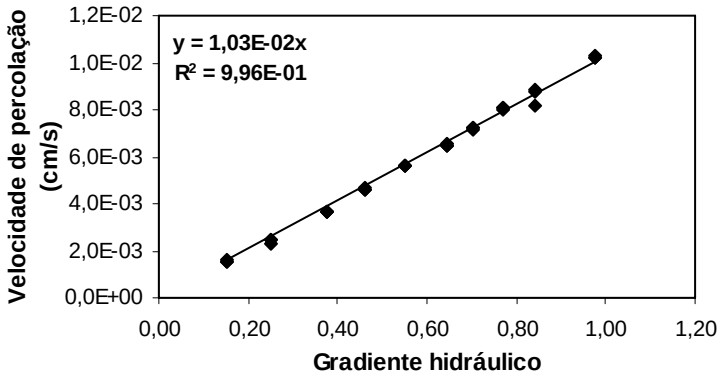


Figura A.11 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,70.

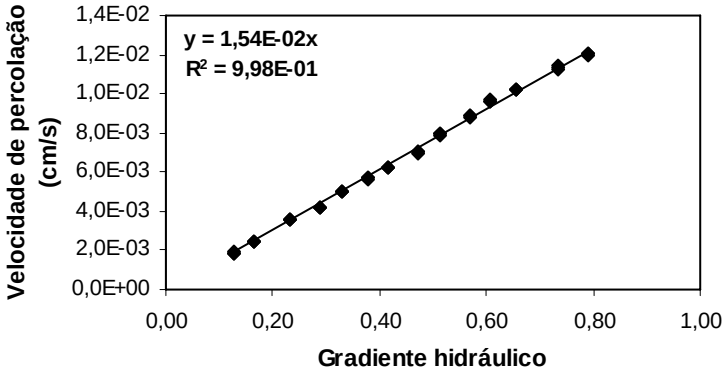


Figura A.12 – Curva velocidade de percolação versus gradiente hidráulico e=0,86.

APÊNDICE B

B – RESULTADOS DOS ENSAIOS COM A BOMBA DE FLUXO.

B.1 – AMOSTRA MA8-000

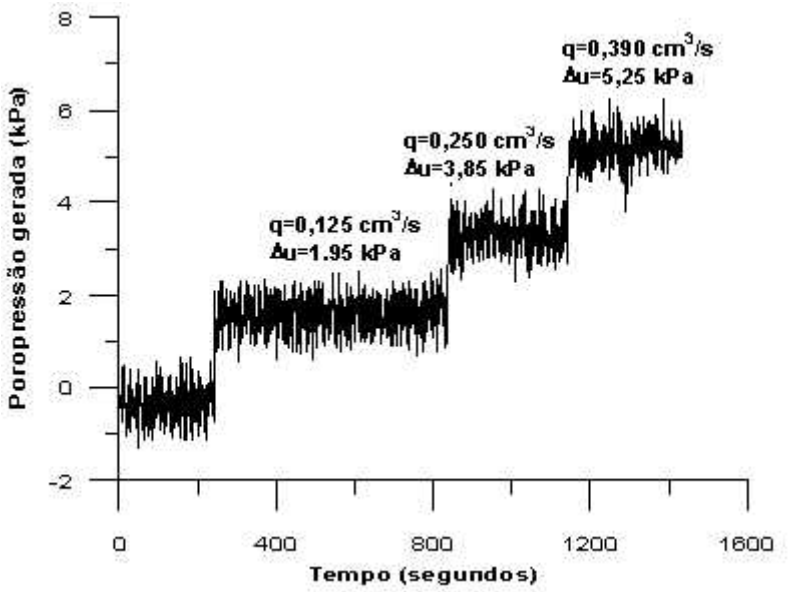


Figura B.1 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,67.

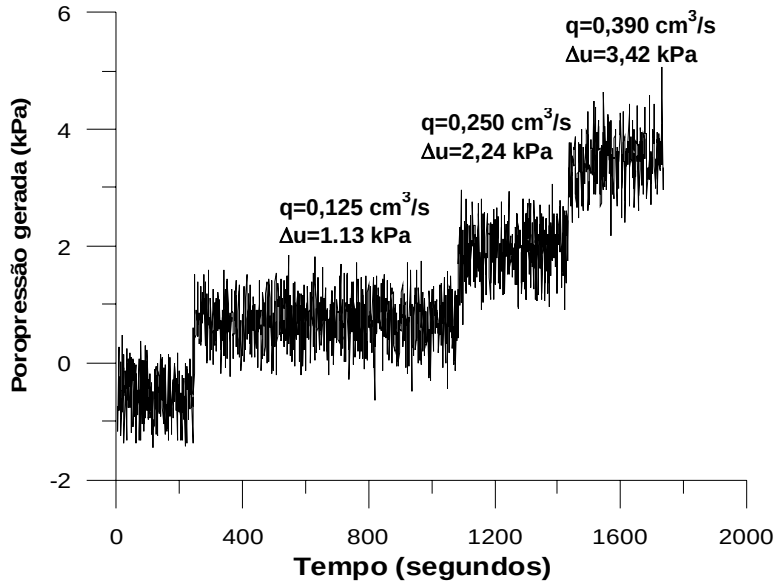


Figura B.2 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,81.

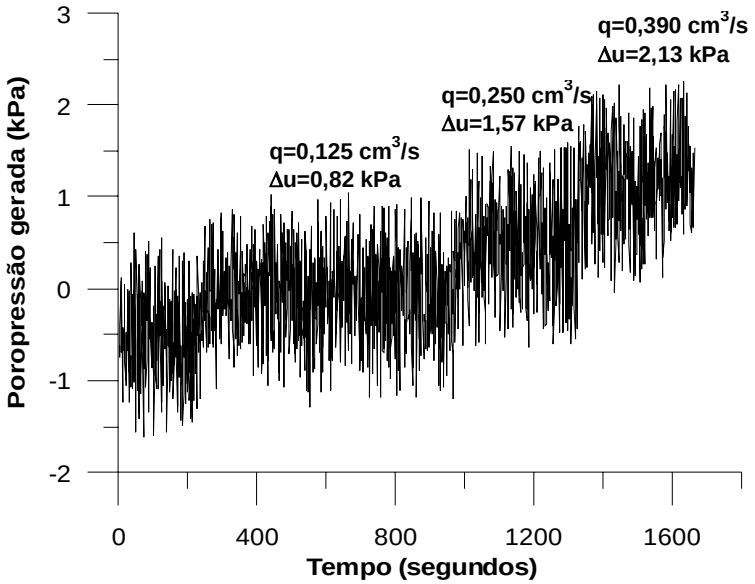


Figura B.3 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,98.

B.2 – AMOSTRA MA8-040

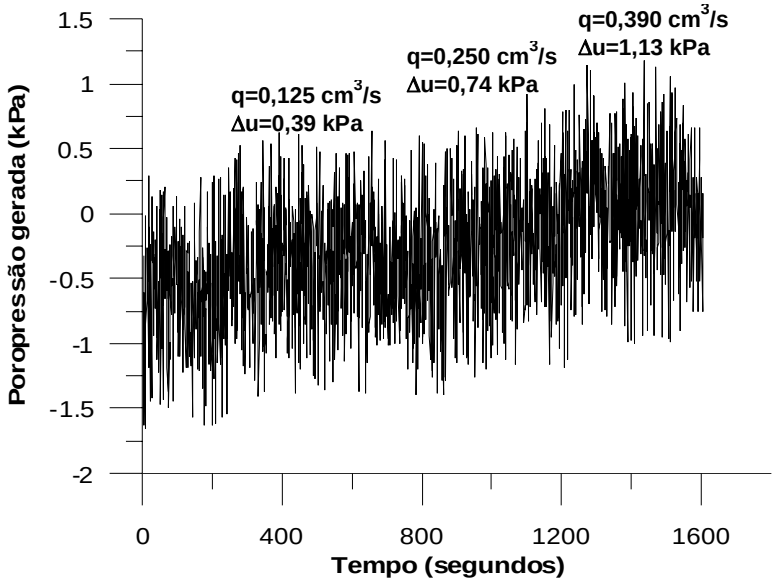


Figura B.4 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,66.

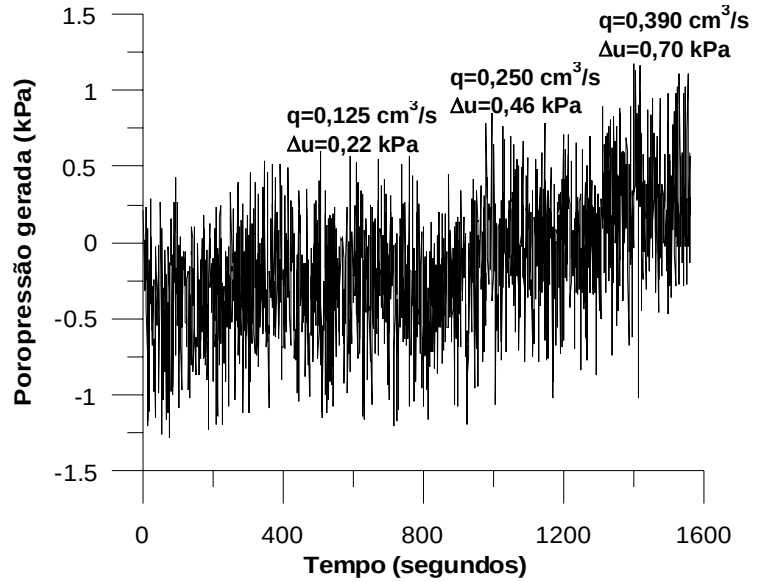


Figura B.5 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,77.

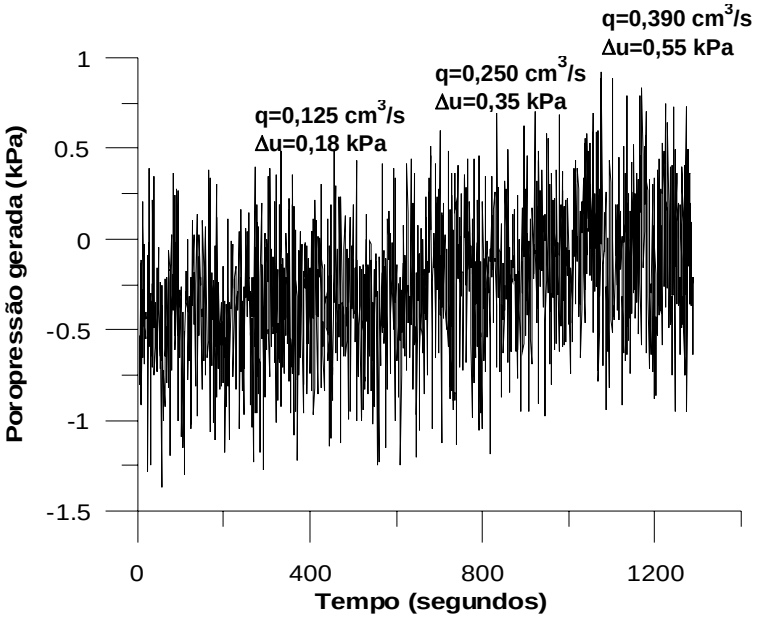


Figura B.6 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,91.

B.3 – AMOSTRA MA8-080

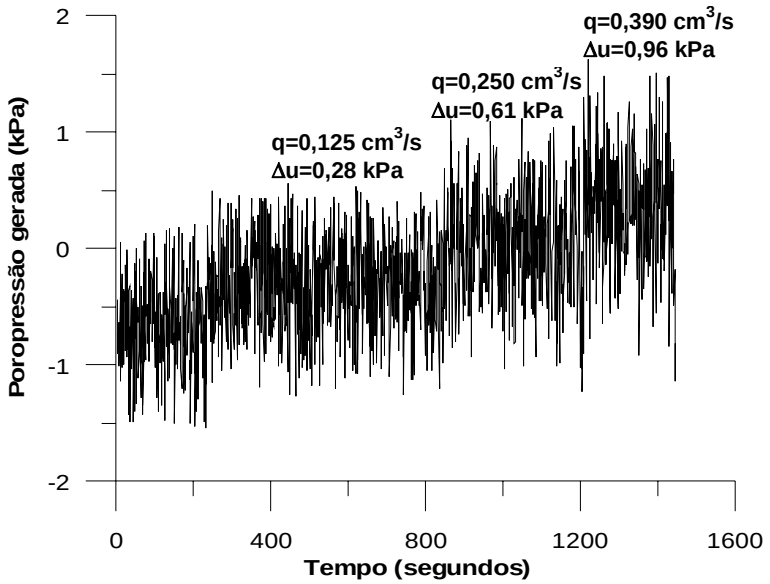


Figura B.7 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,62.

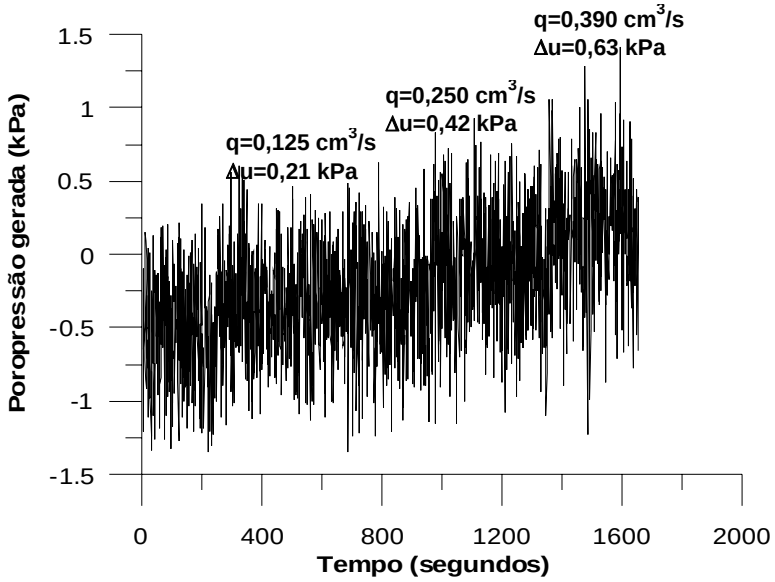


Figura B.8 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,70.

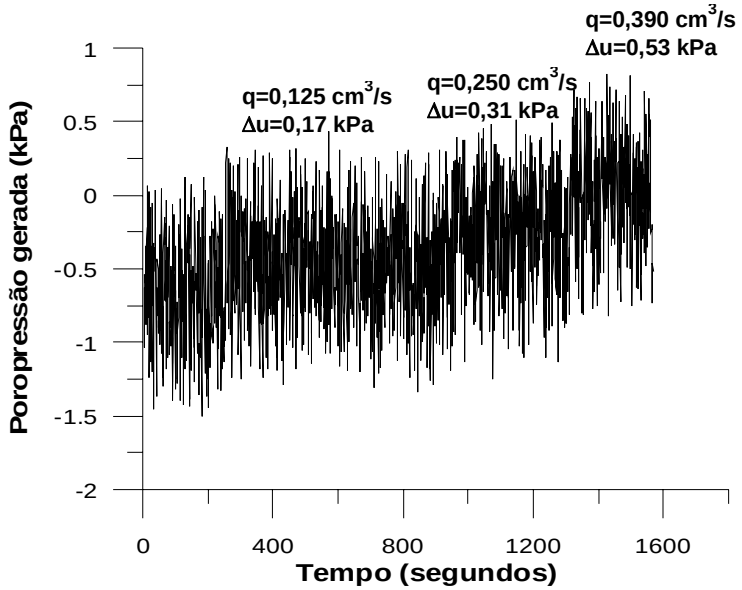


Figura B.9 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,86.

B.4 – AMOSTRA MA8-120

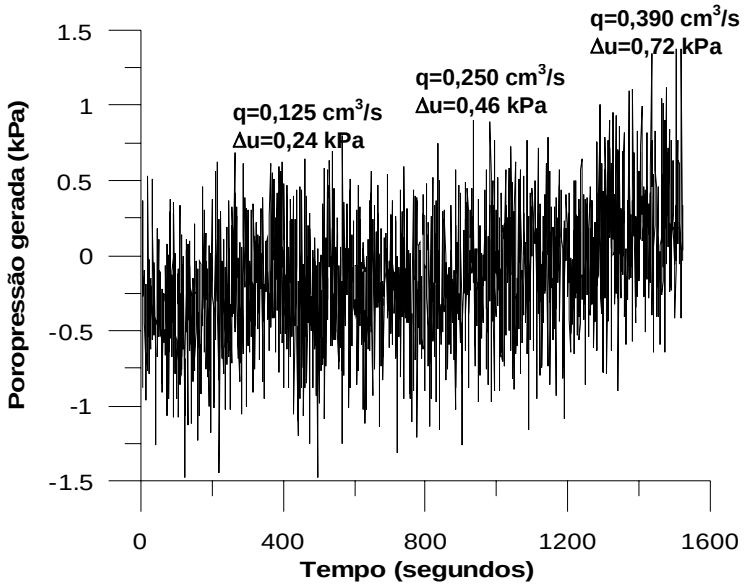


Figura B.10 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,62.

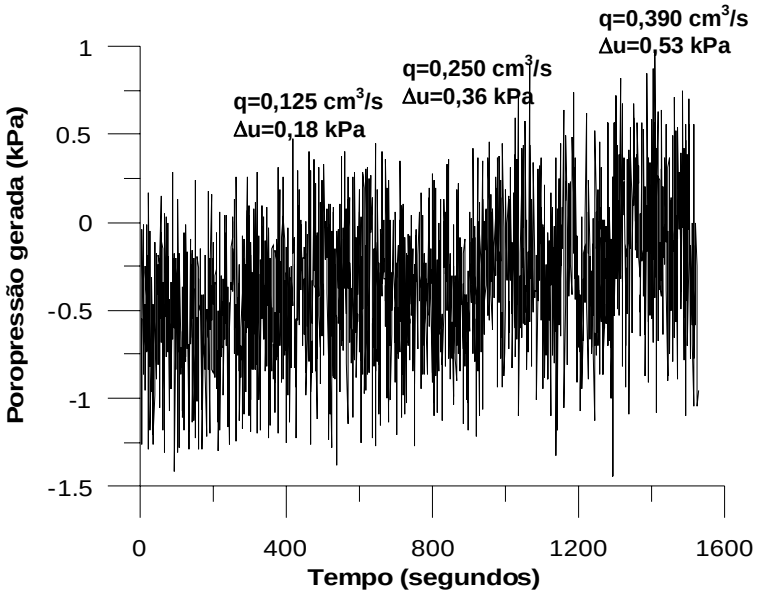


Figura B.11 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,70.

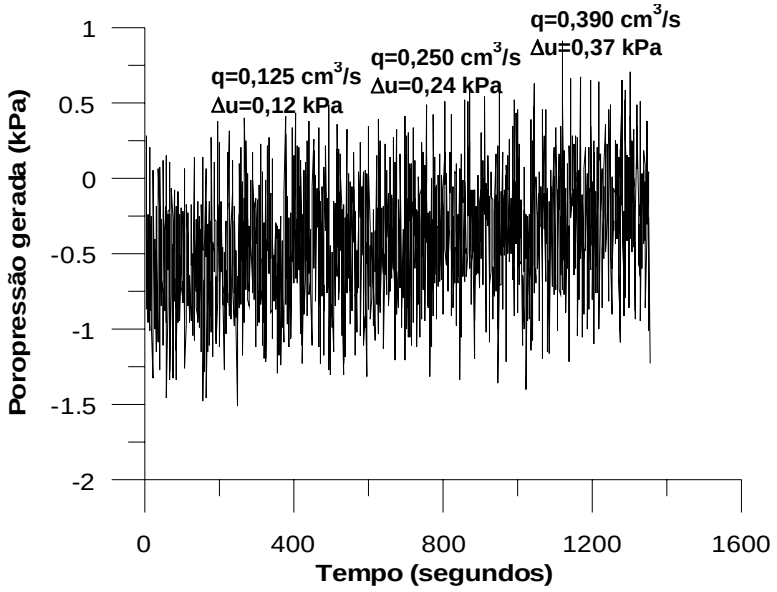


Figura B.12 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,86.

B.5 – FURO 01

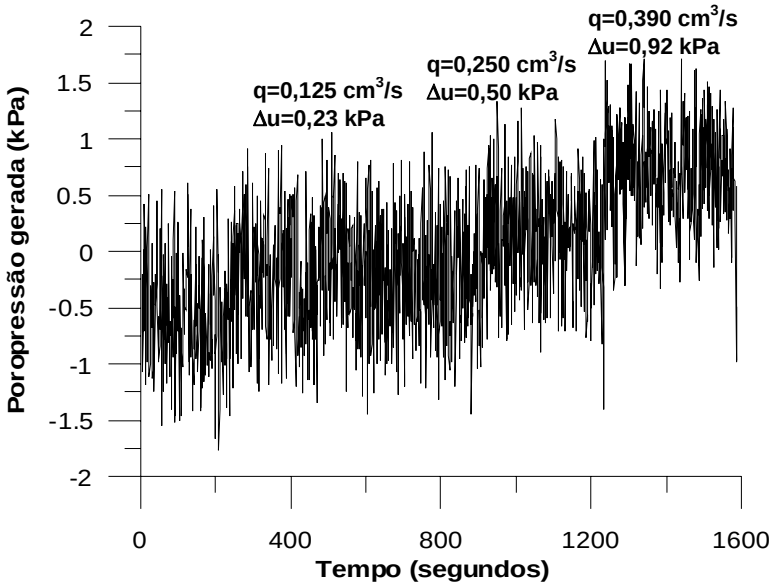


Figura B.13 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,79.

B.6 – FURO 02

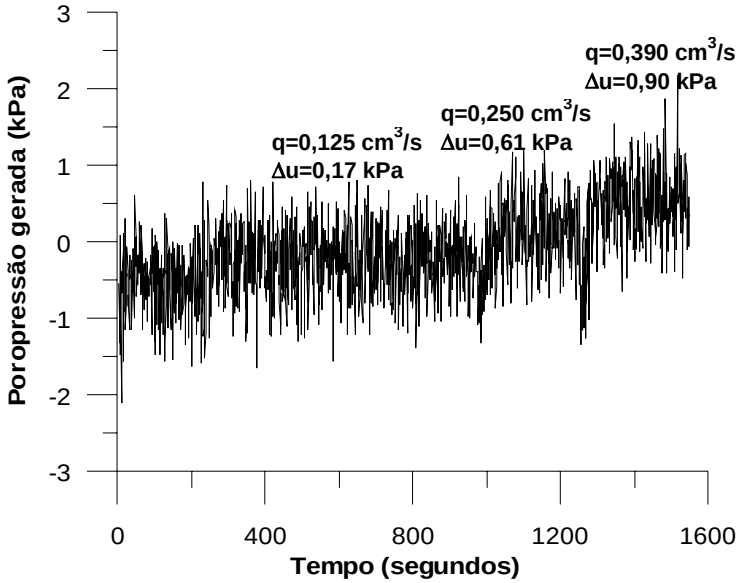


Figura B.14 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,86.

B.7 – FURO 03

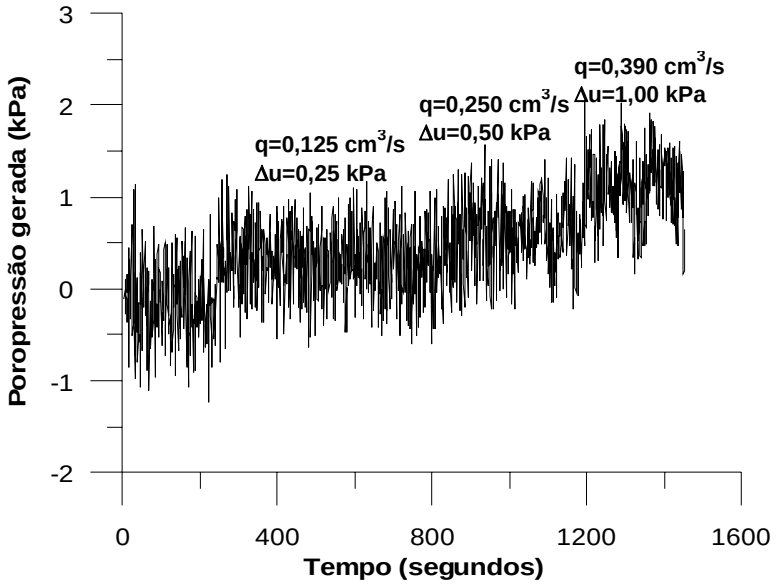


Figura B.15 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,84.

B.8 – FURO 04

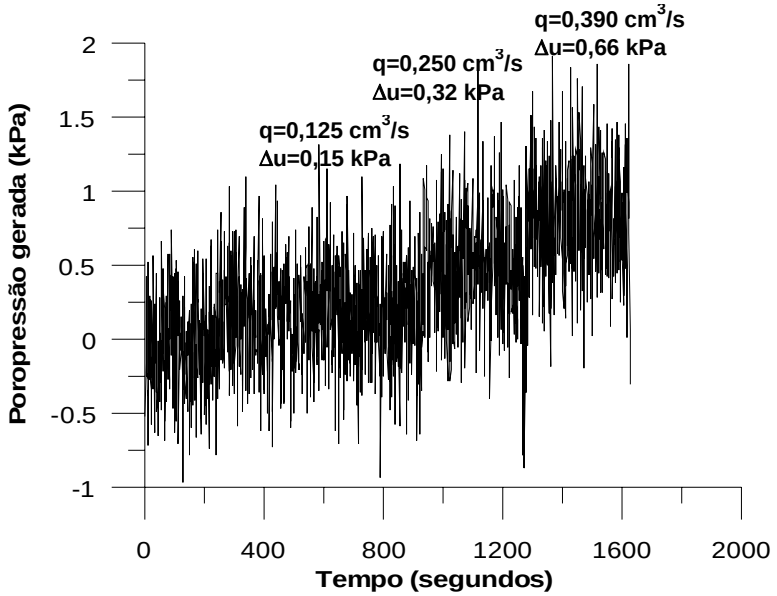


Figura B.16 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,82.

B.9 – FURO 05

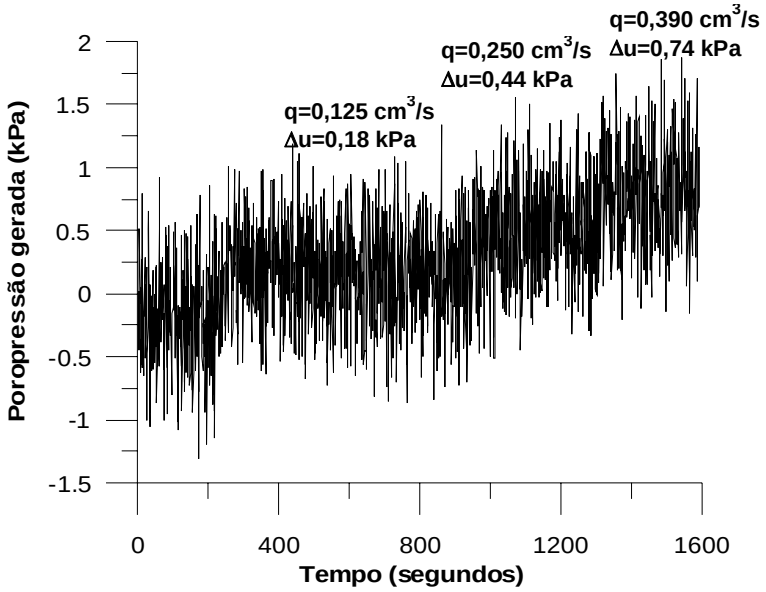


Figura B.17 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,83.

B.10 – FURO 06

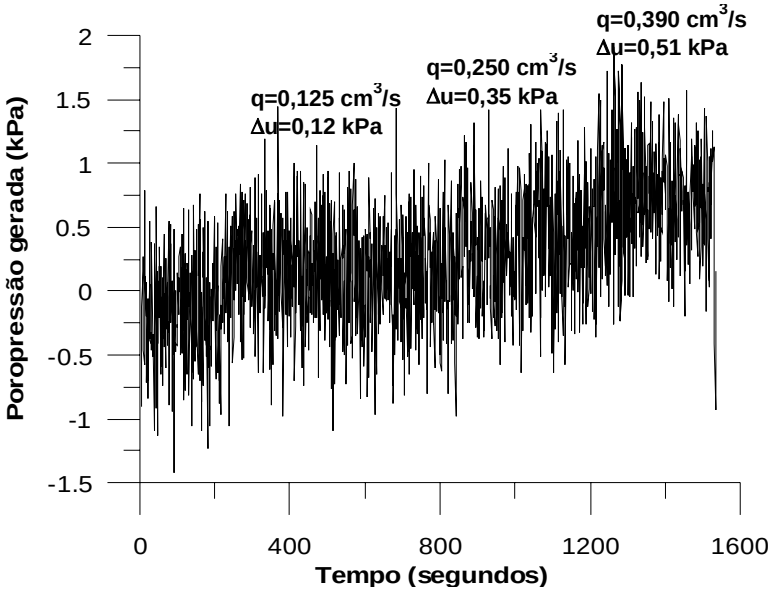


Figura B.18 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,80.

B.11 – FURO 07

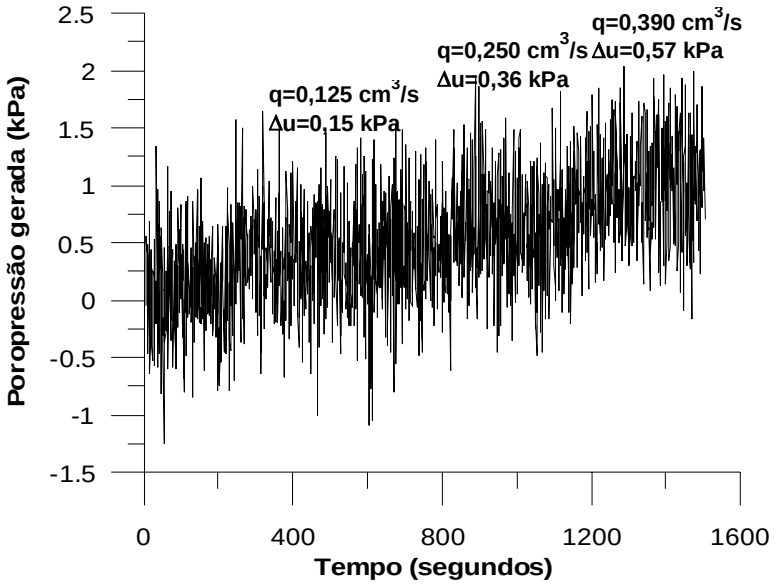


Figura B.19 – Curva poropressão gerada versus tempo e=0,82.