



Alexandre Reis Saré

**Análise das condições de fluxo na
barragem de Curuá-Una, Pará**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências de Engenharia Civil: Geotecnia.

Orientadores: Alberto S. F. J. Sayão
Denise M. S. Gerscovich

Rio de Janeiro
Março de 2003

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização do autor, do orientador e da universidade.

Alexandre Reis Saré

Graduou-se em Engenharia Civil, pela Universidade Federal do Pará, em março de 2001. Participou do programa de graduação sanduíche com a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP) em 1998. Ganhou o Prêmio Vale Estudar (2001) concedido pela Companhia Vale do Rio Doce. Ingressou no curso de mestrado em Engenharia Civil da PUC-Rio no ano de 2001, atuando na área de Geotecnia Experimental. Participou do projeto de pesquisa e desenvolvimento da U.H.E. de Curuá-Una: Estudos de estabilidade e comportamento em 2002.

Ficha Catalográfica

Saré, Alexandre Reis

Análise das condições de fluxo na barragem de Curuá-Una, Pará / Alexandre Reis Saré; orientadores: Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão; Denise Maria Soares Gerscovich. – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2003.

[18]., 149 f.: il. ; 30,0 cm

1. Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil – Teses. 2. Barragens de terra. 3. Fluxo. 4. Análise numérica. I. Sayão, Alberto S. F. J. (Alberto de Ferraz Jardim). II. Gerscovich, Denise Maria Soares. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD: 624

Para os meus queridos pais, Charles e Jacira,
por acreditarem nos meus sonhos e por
sonharem junto comigo. Todo este trabalho é
fruto do amor que sentimos uns pelos outros.

Agradecimentos

Aos meus queridos pais pelo apoio, confiança, educação e amor. Muito obrigado por sempre me ajudarem nos momentos difíceis e me aplaudirem nos felizes. Muito obrigado por sempre terem investido no quê há de mais importante para o Ser Humano: A Educação, somente ela nos torna felizes por completo.

Ao meu orientador Alberto Sayão pela sua amizade, orientação e pela sua grande capacidade técnica. Obrigado pela objetividade, por sua sensatez e compreensão.

À minha orientadora Denise Gerscovich pela sua amizade, capacidade e orientação precisa. Obrigado por ter contribuído no meu aperfeiçoamento técnico e acadêmico. Obrigado por me fazer enxergar as melhores soluções, pelo seu carinho e paciência.

Ao meu tio (primo) Alberto Saré pelo incondicional apoio ao longo do meu curso. Você foi fundamental para esta conquista, seja pelo apoio material, emocional ou moral.

À minha namorada, Amina, por sempre me incentivar e me fazer acreditar em minha capacidade. Muito obrigado por sempre me acolher e pelo seu amor.

À minha querida avó Lúcia por sempre me mostrar o caminho da felicidade. Obrigado pelas orações e pelos conselhos e seu amor e de toda a minha família, que sempre me incentivou.

À minha família da sala 329L, Ana Cristina Sieira, Laryssa Ligocki, Luis Eduardo Formigheri e Maristâni Spannenberg, pelo apoio, amizade, companheirismo e paciência.

Ao professor Franklin Antunes pelos seus conselhos e seu enorme conhecimento.

À minha grande amiga, Ana Roxo, pela sua paciência e compreensão. Obrigado à todos os funcionários, em especial: Amaury, Cristiano, Lenilson, Marcel e William.

Aos meus amigos da PUC-Rio, em especial: Ana Júlia, Ataliba, Cassiane, Fred e Luciana.

Aos meus amigos de Belém, em especial: Ingrid, Maurício, Rodolpho e Vanessa.

À REDE Celpa pelo apoio e confiança, especialmente da Eng. Giorgiana.

À CAPES pela ajuda financeira indispensável ao desenvolvimento deste trabalho.

Resumo

Saré, Alexandre Reis; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim; Gerscovich, Denise Maria Soares. **Análise da condições de fluxo na barragem de Curuá-Una, Pará.** Rio de Janeiro, 2003. 167p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A análise das condições de fluxo na barragem de Curuá-Una (Pará) tem como objetivo avaliar a viabilidade geotécnica quanto à elevação do nível de operação do reservatório. A Usina de Curuá-Una (operada pela REDE Celpa) é responsável pelo abastecimento elétrico de Santarém. No entanto, nos horários de grande consumo, a produção de energia tem se mostrado insuficiente. O alteamento do reservatório de Curuá-Una é uma alternativa para o aumento de geração energética. Curuá-Una destaca-se por ser fundada em terreno arenoso, solução poucas vezes utilizada no mundo. A barragem de terra é do tipo zonada, com altura máxima de 26m e comprimento de 600m. Os parâmetros geotécnicos necessários para as análises do presente trabalho foram obtidos em ensaios de laboratório, em informações referentes à construção e em dados de instrumentação durante a operação da barragem. As análises numéricas foram realizadas com o programa FLOW3D. A retroanálise do regime de fluxo, feita com base na piezometria, possibilitou a estimativa das permeabilidades dos diversos materiais. A partir destes dados foi possível simular as poropressões associadas a diferentes níveis do reservatório. Foram definidos três níveis de alerta (normal, atenção e emergência) referentes à segurança da barragem. As análises indicam que a barragem opera atualmente dentro do nível normal e que um alteamento de 1,5m do reservatório não afeta a condição de segurança. O aumento das subpressões na base da barragem foi também avaliado, com os resultados mostrando um incremento máximo de 5%.

Palavras-chave

Geotecnia; barragens de terra; fluxo bidimensional; análise numérica.

Abstract

Saré, Alexandre Reis; Sayão, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim; Gerscovich, Denise Maria Soares. **Analysis of flow regime in Curuá-Una Dam, Pará.** Rio de Janeiro, 2003. 167p. MSc. Dissertation – Department of Civil Engineering, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The analysis of flow conditions in Curuá-Una Dam, State of Pará, has the objective of evaluating the geotechnical feasibility of raising the operation level of the reservoir. Curuá-Una Power Plant, operated by REDE Celpa, is responsible for the electric supply of Santarém city. However, in periods of peak consumption, the energy production has been insufficient. Raising of Curuá-Una reservoir is an attractive alternative for increasing energy production. Curuá-Una Dam is distinguished for being constructed on sandy alluvial soil, which is a solution rarely used in the world. The earth dam is zoned, with maximum height of 26m and crest length of 600m. The geotechnical parameters were obtained from laboratory tests, field instrumentation data and construction reports. The numerical analyses were carried out with FLOW3D program. A back-analysis of flow behavior was performed for evaluating permeability parameters, taking into account results from piezometers installed in the dam and in the foundation materials. These parameters were used to predict pore pressures associated to different reservoir levels. Three levels of alert conditions (normal, attention and emergency) referring to the safety of the dam have been defined. The analyses indicated that the dam is operating within normal levels and a 1.5m rising of the reservoir shall not affect dam's safety. The uplift pressures, due to different reservoir levels, have also been evaluated, with results showing a maximum increment of 5%.

Keywords

Geotechnical engineering; earth dams; bidimensional seepage; numerical analysis.

Sumário

1	Introdução	19
1.1.	Conhecimento do Problema	19
1.2.	Objetivo	20
1.3.	Metodologia	21
2	Revisão Bibliográfica	22
2.1.	Fluxo em Barragens	22
2.1.1.	Equação de Fluxo	23
2.1.2.	Solução da Equação de Laplace	24
2.1.3.	Métodos Analíticos	25
2.1.4.	Métodos Analógicos	26
2.1.5.	Modelos Reduzidos	27
2.1.6.	Método Gráfico – Rede de Fluxo	28
2.1.7.	Métodos Numéricos	29
2.2.	Coeficiente de Permeabilidade (k)	30
2.2.1.	Índice de Vazios e Grau de Saturação	31
2.2.2.	Estrutura	32
2.2.3.	Anisotropia	33
2.2.4.	Temperatura	34
2.2.5.	Nível de Tensões	34
2.3.	Determinação Experimental da Permeabilidade	35
2.3.1.	Ensaio de Laboratório	35
2.3.2.	Ensaio de Campo	36
2.4.	Controle de Fluxo em Barragens	38
2.4.1.	Erosão Regressiva	39
2.4.2.	Liquefação	40
2.4.3.	Subpressões	40
2.5.	Instrumentação	41
2.5.1.	Tipos de Instrumentos	43
2.5.2.	Piezometria em Barragens	51
2.6.	Problemas de percolação em Barragens	56
2.7.	Controle de Percolação em Barragens	63
2.7.1.	Filtros e Drenos	64

2.7.2. Restrição do Nível do Reservatório	65
2.7.3. Injeções de Impermeabilização	65
2.7.4. Poços de Alívio	66
2.7.5. Tapetes Impermeáveis	66
2.7.6. Tapetes Drenantes	67
2.7.7. Trincheiras de Vedação Vertical (“ <i>cut-off</i> ”)	67
2.7.8. Exemplos de Controle de Percolação	69
2.8. Segurança de Barragens	73
3 Caso da U.H.E de Curuá-Una	76
3.1. Histórico	78
3.2. Projeto executivo	79
3.2.1. Aspectos geológicos-geotécnicos	82
3.2.2. Materiais de Construção	85
3.2.3. Barragem de Terra e Dique Direito	88
3.2.4. Tapetes Impermeável e Drenante	89
3.2.5. Estruturas de Concreto	90
3.2.6. Ensecadeiras	91
3.3. Instrumentação	92
3.4. Reavaliações e intervenções realizadas	93
3.5. Estudos Atuais	97
3.6. Resumo	100
4 Programa de Investigação Geotécnica	101
4.1. Ensaios de Laboratório	101
4.1.1. Ensaios de Caracterização	103
4.1.2. Ensaios de Adensamento	104
4.1.3. Ensaios de Cisalhamento Direto	105
4.1.4. Ensaios Triaxiais	106
4.1.5. Ensaios de Permeabilidade	107
4.1.6. Ensaios de Difractometria de Raios-X	109
4.2. Instrumentação de Campo	111
4.2.1. Piezômetros Casagrande (“Antigos”)	114
4.2.2. Piezômetros Elétricos (“Novos”)	120
4.2.3. Comparação entre os Piezômetros Novos e Antigos	124
4.2.4. Seção Típica	127

5 Regime de Fluxo	129
5.1. Programa Flow 3D	129
5.2. Validação do programa	131
5.2.1. Homogênea e Isotrópica	133
5.2.2. Homogênea e Anisotrópica	134
5.2.3. Heterogênea e Isotrópica	136
5.3. Definição dos Dados de Entrada	138
5.3.1. Geometria	138
5.3.2. Parâmetros Hidráulicos	140
5.3.3. Tempo de Execução do Programa	141
5.3.4. Condições Iniciais	142
5.3.5. Condições de Contorno	143
5.4. Simulação do Regime de Fluxo para Reservatório no Nível Atual	144
5.4.1. Eficiência do Sistema Interno de Drenagem	145
5.4.2. Condição atual sem sistema de drenagem vertical	147
5.5. Simulação do Regime de Fluxo após Aumento da Cota do Reservatório	149
5.6. Avaliação das condições de segurança	150
5.6.1. Níveis Críticos de Operação	151
5.6.2. Subpressões na Fundação	153
6 Conclusões e Sugestões	155
7 Referências Bibliográficas	158

Lista de Figuras

Figura 1 - Desenvolvimento do fluxo – estágio inicial (Santos e Gerscovich, 1997)	28
Figura 2 - Rede de fluxo para barragem com fundação permeável. (Cedergren, 1977)	28
Figura 3 – Medidor de NA (Cruz, 1996)	44
Figura 4 - Esquema de piezômetro de tubo aberto (Cruz, 1996)	45
Figura 5 - Esquema de piezômetro pneumático (Dunnicliff, 1988 – adaptado)	47
Figura 6 - Esquema de instalação de piezômetro hidráulico de tubo duplo (Dunnicliff, 1988 – adaptado)	48
Figura 7 - Esquema de piezômetro de corda vibrante (Dunnicliff, 1988 – adaptado)	50
Figura 8- Esquema de piezômetro elétrico (Dunnicliff, 1988 – adaptado)	51
Figura 9 - Linhas piezométricas da Barragem de Atibainha (Massad e Gehring, 1981).	53
Figura 10 - Ruptura da Barragem de Teton – Estados Unidos (USBR, 2003)	59
Figura 11 - Ruptura da barragem de Centralia (USBR, 2003)	60
Figura 12 - Ruptura da barragem de Kelle Barnes (USGS, 2003)	60
Figura 13 - Ruptura da barragem de Fontenelle (FEMA, 2003)	61
Figura 14 - Ruptura da barragem de Iwiny (Polônia-1967) (IMWM, 2003)	63
Figura 15- Profundidade do “cut-off” e a vazão pela fundação (Amorim, 1976)	68
Figura 16 - Níveis piezométricos na seção da Est. 181 + 10 em outubro de 1979 - Barragem de Água Vermelha (Silveira et al., 1981).	70
Figura 17 - Vista de satélite da Barragem Aswan - Egito. (NASA, 2002)	72
Figura 18 – Principais rios brasileiros	76
Figura 19 - Localização da barragem	77
Figura 20 - Planta esquemática da U.H.E. de Curuá-Una (Pierre et al., 1982)	80
Figura 21 - Vista aérea do projeto em fase de execução (Pierre et al., 1982)	81
Figura 22 - Bacia hidrográfica amazônica (Pierre et al., 1982)	83
Figura 23 - Curvas granulométricas do material das áreas de empréstimo (Ferrari, 1973)	87
Figura 24 - Carta de plasticidade de Casagrande das áreas de empréstimo (Ferrari, 1973)	87
Figura 25 - Seção típica do projeto original (Pierre et al., 1982).	89
Figura 26 - Seção esquemática da casa de força.	91

Figura 27 - Seção transversal da estaca 35 após o reforço do sistema de drenagem (Ferrari, 2000 – adaptado)	92
Figura 28 - Seção transversal da estaca 38 após o reforço do sistema de drenagem (Ferrari, 2000 – adaptado)	92
Figura 29 - Posicionamento dos piezômetros no reforço (Eletroprojetos, 1979)	93
Figura 30 - Pé do talude de jusante antes e após a execução do reforço.	95
Figura 31 - Vista do Talude de Jusante e Localização dos Piezômetros	98
Figura 32 - Vista Parcial do Talude de Montante e Reservatório.	99
Figura 33 - Vista do Vertedouro da Usina	99
Figura 34 - Bloco indeformado M33	102
Figura 35 - Bloco indeformado M39	102
Figura 36 - Curvas granulométricas referentes aos blocos	104
Figura 37 - Carta de plasticidade do material ensaiado	104
Figura 38 - Envoltória de resistência no diagrama de Lambe	106
Figura 39- Variação do coeficiente de permeabilidade em função da tensão confinante.	108
Figura 40- Permeabilidade x Tensão Efetiva	109
Figura 41 - Difratoogramas da amostra M33 natural	111
Figura 42 - Difratoograma da amostra M33 glicolada	111
Figura 43 - Piezômetro instalado no vertedor (PZV-06)	112
Figura 44 - Planta baixa da barragem de terra com as seções instrumentadas	113
Figura 45 - Detalhamento das seções instrumentadas da barragem	114
Figura 46 - Piezômetros na seção da estaca 35	115
Figura 47 - Piezômetros na seção da estaca 38	115
Figura 48 - Piezometria na estaca 35 em 2001 (B=barragem; F=fundação).	116
Figura 49 - Piezometria na estaca 38 em 2001 (B=barragem; F=fundação)	117
Figura 50 - Cotas Piezométricas no corpo da barragem em 2001 (estaca 35)	117
Figura 51 - Cotas Piezométricas na fundação da barragem em 2001 (estaca 35)	118
Figura 52 - Cotas piezométricas na fundação da barragem em 2001 (estaca 38)	118
Figura 53 - Linhas Piezométricas no ano de 2001 - Estaca 35	119
Figura 54 - Linhas Piezométricas no ano de 2001 - Estaca 38	120
Figura 55 – Piezômetros elétricos na seção da estaca 35	121
Figura 56 - Piezômetros elétricos na seção da estaca 38	121
Figura 57 – Cotas piezométricas na estaca 35 em agosto de 2002 (corpo da barragem)	122

Figura 58 – Cotas piezométricas na estaca 38 em agosto de 2002 (fundação)	123
Figura 59 - Linhas Piezométricas em agosto de 2002 - Estaca 35	124
Figura 60 - Linhas Piezométricas em agosto de 2002 - Estaca 38	124
Figura 61 - Comparação dos piezômetros na barragem - Estaca 35	125
Figura 62 – Comparação dos piezômetros na fundação - Estaca 35	126
Figura 63 – Comparação dos piezômetros na barragem - Estaca 38	126
Figura 64 - Comparação dos piezômetros na fundação - Estaca 38	126
Figura 65 - Seção típica com os piezômetros do corpo da barragem	127
Figura 66 - Seção típica com os piezômetros da fundação	128
Figura 67 - Parâmetros hidráulicos em simulações de fluxo permanente	130
Figura 68 - Malha utilizada na validação do programa	131
Figura 69 - Regiões da barragem consideradas na validação	132
Figura 70 - Superfície livre adotada na validação	132
Figura 71 - Parâmetros hidráulicos da validação: ψ (carga de pressão), θ (teor de umidade volumétrico) e k_r (condutividade hidráulica relativa)	133
Figura 72 - Distribuição de carga de pressão: homogênea isotrópica (escala em metros)	133
Figura 73 - Comparação das cotas piezométricas obtidas pelos métodos numérico e gráfico (Barragem Homogênea e Isotrópica)	134
Figura 74 - Distribuição de carga de pressão: homogênea anisotrópica (escala em metros)	135
Figura 75 - Comparação das cotas piezométricas obtidas pelos métodos numérico e gráfico (Barragem Homogênea e Anisotrópica)	136
Figura 76 - Regiões consideradas para a barragem heterogênea e isotrópica	136
Figura 77 - Distribuição de carga de pressão: heterogênea isotrópica (escala em metros)	137
Figura 78 - Comparação das cotas piezométricas obtidas pelos métodos numérico e gráfico (Barragem Heterogênea e Isotrópica)	138
Figura 79 - Seção típica da barragem na estaca 38	139
Figura 80 - Malha de elementos finitos utilizada	139
Figura 81 – Dimensões da malha e materiais analisados	139
Figura 82 - Parâmetros Hidráulicos: ψ (carga de pressão) θ (teor de umidade volumétrico) e k_r (condutividade hidráulica relativa)	141
Figura 83 - Avaliação da sensibilidade ao tempo para diferentes materiais	142
Figura 84 - Superfície com carga prescrita	143
Figura 85 - Localização da superfície com fluxo prescrito em 4 nós	143
Figura 86 - Superfície livre considerada nas análises	144

Figura 87 - Cotas piezométricas para nível do reservatório de 66,84m	144
Figura 88 - Cotas piezométricas de campo e numéricas no corpo da barragem, considerando o dreno vertical	146
Figura 89 - Distribuição das poropressões na barragem sem dreno vertical (escala em metros)	147
Figura 90 – Comparação entre as linhas piezométricas de campo e numérica (sem dreno vertical)	148
Figura 91 - Distribuição de carga de pressão para o nível do reservatório de 67,0	149
Figura 92 - Distribuição de carga de pressão para o nível do reservatório de 69,5	149
Figura 93 - Comparação das linhas piezométricas para diferentes níveis do reservatório	150
Figura 94 - Comparação gráfica entre níveis piezométricos previstos e níveis de alerta para os piezômetros instalados no corpo da barragem.	151
Figura 95 - Previsão da variação da carga piezométrica do piezômetro B35-02	152
Figura 96 - Previsão da variação da carga piezométrica do piezômetro B35-02	153
Figura 97 - Subpressões atuantes na fundação para o reservatório na cota 66,84m	153
Figura 98 - Subpressões atuantes na fundação para o reservatório na cota 69,50m	154
Figura 99 Aumento percentual das subpressões x nível do reservatório	154

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Programas que Empregam os métodos numéricos	30
Tabela 2 – Classificação quanto ao grau de permeabilidade (Terzaghi e Peck, 1967)	31
Tabela 3 - Valores Típicos do Coeficiente de Permeabilidade (adaptado de Cruz, 1996)	31
Tabela 4 - Coeficientes de Permeabilidade do Solo Compactado da Barragem de Ilha Solteira (Souza Pinto, 2000)	33
Tabela 5 - Comparativo de alívio de subpressões (Andrade 1981).	41
Tabela 6 - Comparação entre valores de campo e numéricos na barragem de Água Vermelha (Vincenzo e Silveira, 1987)	54
Tabela 7 - Comparação entre valores de campo e numéricos em Itaipu (Vincenzo e Silveira, 1987)	54
Tabela 8 – Monitoramento de barragens na Alemanha (Renner, 1994)	55
Tabela 9 – Levantamento de acidentes em barragens (Middlebrooks, 1953)	57
Tabela 10 - Evidências de problemas de percolação (Gould e Lacy, 1973)	57
Tabela 11 - Acidentes em grandes barragens de terra no Brasil (Sayão, 2001)	58
Tabela 12 - Incidentes em barragens da Índia (Kulkarni e Kulkarni, 1994)	62
Tabela 13 - Relações entre a redução do fluxo de percolação pela fundação e a profundidade de instalação dos “Cut-Offs” (Amorim, 1976)	68
Tabela 14 - Gradientes de saída sob diferentes condições (Amorim, 1976).	69
Tabela 15 - Eficiência da cortina de injeção (Silveira et al., 1981).	71
Tabela 16 - Eficiência da trincheira de vedação (Silveira et al., 1981).	71
Tabela 17 – Incidentes na República Tcheca (Simek e Pretl, 1994)	75
Tabela 18 – Metodologia de avaliação (Simek e Pretl, 1994)	75
Tabela 19 - Propriedades geotécnicas da fundação da casa de força e vertedouro	84
Tabela 20 - Coeficientes de permeabilidade dos materiais envolvidos (Amorim, 1976)	85
Tabela 21 - Propriedades geotécnicas da empréstimo (Pierre et al., 1982)	86
Tabela 22 - Resultados dos ensaios de caracterização	103
Tabela 23 - Resultados do ensaio de adensamento	105
Tabela 24 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto	105
Tabela 25 - Parâmetros de Deformabilidade	107
Tabela 26 - Valores do coeficiente de permeabilidade saturada	107

Tabela 27 - Distâncias interplanares típicas para argilominerais (Santos, 1975)	110
Tabela 28 - Piezômetros tipo Casagrande ("antigos").	115
Tabela 29 - Cotas piezométricas médias (2001) - NA_{Mont} : 67.87m e NA_{Jus} : 46.35m	119
Tabela 30 –Piezômetros elétricos ("novos").	121
Tabela 31 - Leituras comparativas dos sensores (Fraiha Neto e Pacheco Neto, 2002)	122
Tabela 32 - Cotas piezométricas médias em agosto de 2002	123
Tabela 33 - Coeficientes de permeabilidade para barragem homogênea e isotrópica	133
Tabela 34- Comparação dos métodos numérico e gráfico: Homogênea e Isotrópica	134
Tabela 35 - Coeficientes de permeabilidade para barragem homogênea anisotrópica	135
Tabela 36 - Comparação do métodos numérico e gráficos: Homogênea e Anisotrópica	135
Tabela 37 - Coeficientes de permeabilidade para barragem homogênea anisotrópica	137
Tabela 38 - Comparação do métodos numérico e gráfico: Homogênea e Anisotrópica	138
Tabela 39 - Faixa de valores para os coeficientes de permeabilidade (k_{sat})	140
Tabela 40 – Cargas de pressão e cotas piezométricas em agosto de 2002	145
Tabela 41 - Coeficientes de permeabilidades utilizados considerando o dreno vertical	146
Tabela 42 - Comparação entre a simulação numérica e a instrumentação de campo	147
Tabela 43 - Coeficientes de permeabilidade para condição atual	148
Tabela 44 – Velocidades prescritas adotadas nas simulações	149
Tabela 45 - Cotas piezométricas previstas para os diversos níveis do reservatório	150
Tabela 46 - Classificação dos níveis de alerta (Sayão et al., 2002)	151
Tabela 47 – Comparação entre cotas piezométricas medidas, previstas e associadas aos níveis de alerta	152

Lista de Símbolos e Siglas

A	Área transversal do elemento
a'	Parâmetro de resistência de Lambe: coeficiente linear
C	Coeficiente de forma
c'	Parâmetro de resistência de Mohr-Coulomb: Coesão efetiva
C_c	Coeficiente de compressão virgem
CR	Compacidade relativa
C_r	Coeficiente de recompressão
C_s	Coeficiente de expansão
c_v	Coeficiente de adensamento
D	Diâmetro de uma esfera equivalente ao tamanho dos grãos
D_{15}	Diâmetro abaixo do qual se situam 15% em massa das partículas
d	Distância interplanar basal
E	Módulo de deformabilidade (Módulo de Young)
e	Índice de vazios
E_c	Energia cinética
E_e	Energia de elevação
E_p	Energia de pressão
E_t	Energia total
E_{50}	Módulo de deformabilidade correspondente a 50% da carga máxima
FS	Fator de segurança
G	Densidade real dos grãos
H	Carga Total
h_c	Carga de velocidade (cinética)
h_e	Carga de elevação
h_p	Carga de pressão
i	Gradiente hidráulico
i_{crit}	Gradiente hidráulico crítico
IP	Índice de Plasticidade
j	Força de percolação
k	Coeficiente de permeabilidade
k_r	Coeficiente de permeabilidade relativo
k_x	Coeficiente de permeabilidade na direção x
k_y	Coeficiente de permeabilidade na direção y
k_z	Coeficiente de permeabilidade na direção z
k_{20}	Coeficiente de permeabilidade de referência (20°C)
L	Comprimento do elemento
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
m_v	Coeficiente de variação volumétrica
n	Porosidade
S	Grau de saturação
t	Tempo
v	Velocidade de fluxo
W	Coeficiente de umidade
W_f	Coeficiente de umidade final
W_o	Coeficiente de umidade inicial
W_{ot}	Coeficiente de umidade ótimo
α'	Parâmetro de resistência de Lambe: coeficiente angular
Δh	Diferença de carga (desnível potencial)
ϕ'	Parâmetro de resistência de Mohr-Coulomb: ângulo de atrito efetivo
γ_{sub}	Peso específico submerso do solo

λ	Comprimento de onda
μ	Viscosidade do líquido
μ_{20}	Viscosidade do líquido de referência (20°C)
ν	Coefficiente de Poisson
θ	Teor de umidade volumétrico
σ'_c	Tensão confinante
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
ψ	Carga de pressão numérica
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	American Society of Civil Engineering
CBGB	Comitê Brasileiro Grandes Barragens
Celpa	Centrais Elétricas do Pará
CID	Consolidado Isotropicamente Drenado
CIU	Consolidado Isotropicamente Não-Drenado
COPPE	Inst. Alberto L. Coimbra de Pós-Graduação em Engenharia
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ICE	International Committee of Engineering
ICOLD	International Congress on Large Dams
ISSMFE	International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
IMWN	Institute of Meteorology and Water Management - Polônia
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
MAESA	Machadinho Engenharia S.A.
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos
NASA	National Aeronautics and Space Administration
NBR	Norma Brasileira
PVC	Policloreto de Vinila
SPT	Standard Penetration Test
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
UFPA	Universidade Federal do Pará
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UHE	Usina Hidrelétrica
USBR	United States Bureau of Reclamation
USGS	United States Geological Survey
USP	Universidade de São Paulo

1 Introdução

A Usina Hidrelétrica de Curuá-Una está situada na porção noroeste do estado do Pará, no município de Santarém, distante em linha reta a aproximadamente 1000km de Belém. A U.H.E. de Curuá-Una está localizada no Rio Curuá-Una (a 70km da cidade de Santarém), afluente da margem direita do Rio Amazonas. O nome Curuá-Una é de origem tupi-guarani e significa “*rio de água escura*” (*curuá*: rio e *una*: escuro).

A U.H.E. de Curuá-Una possui barragem de terra do tipo zonada com núcleo central impermeável. O comprimento total da crista é de 600m, com altura máxima de 26m (cota 71,00m) e largura de 10m. O sistema de drenagem interno da barragem é constituído por um dreno vertical de areia de 1,0m de largura e um tapete drenante horizontal de 0,5m de espessura. Além disso, a barragem apresenta a montante um tapete impermeável de 240m de comprimento total e poços de alívio a jusante. O sistema de monitoramento (instrumentação) conta atualmente com 22 piezômetros, dos quais 11 foram instalados no ano de 2002.

A barragem de Curuá-Una é de particular importância para engenharia geotécnica brasileira pelo fato de ter sido construída sobre terreno aluvionar arenoso. Existem poucas barragens no mundo fundadas em substratos arenosos, podendo-se citar como exemplos: Brats-Ki (Rússia) e Aswan (Egito).

Atualmente, Curuá-Una possui 3 turbinas, cada uma produzindo 9,5 MW. A primeira entrou em operação em 1977 e a última foi instalada no ano de 1985.

1.1. Conhecimento do Problema

A região norte do Brasil, e em especial o estado do Pará, possui um potencial hidrelétrico considerável, porém encontra dificuldades na transmissão da energia. Nesta região, uma alternativa a ser considerada é o aumento do potencial hidrelétrico de usinas atualmente em operação. Com este objetivo, a REDE Celpa (Centrais Elétricas do Pará) iniciou estudos, em parceria com a PUC-Rio, visando avaliar a viabilidade geotécnica de um possível alteamento no nível do reservatório da U.H.E. de Curuá-Una.

Neste caso, um aumento do nível do reservatório poderia permitir a instalação de uma quarta unidade geradora com maior potência. Com o aumento da produção de energia, a U.H.E. de Curuá-Una poderia ser isoladamente responsável pelo abastecimento de Santarém, sem necessidade da energia produzida pela Eletronorte.

Atualmente, a Barragem de Curuá-Una opera com o reservatório na cota máxima de 68,0m e borda livre de 3,0m. A possível elevação do nível do reservatório reduziria em 50% a borda livre atual. Desta forma, o nível máximo do reservatório seria de 69,5m e a borda livre diminuiria para 1,50m.

1.2. Objetivo

Esta dissertação é parte integrante do Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento da U.H.E. de Curuá-Una, que avalia a viabilidade geotécnica do alteamento do reservatório. A Universidade Federal do Pará (UFPA) também colaborou com o projeto, sendo responsável pelo apoio dos serviços e análise dos dados da instrumentação automatizada, recentemente instalada na usina.

Além dos estudos geotécnicos, fazem-se necessárias verificações detalhadas sobre os diversos aspectos mecânicos, elétricos, ambientais e financeiros que estariam associados às possíveis modificações a serem implementadas para a nova condição de operação da usina de Curuá-Una.

Os principais objetivos do projeto de pesquisa elaborado na PUC-Rio são avaliar as condições de fluxo através da fundação e do corpo da barragem e estudar a estabilidade e a deformabilidade do maciço de terra. Estes estudos de fluxo assumem importância especial no caso da barragem de Curuá-Una, a qual foi fundada sobre terreno aluvionar arenoso.

Esta dissertação teve como objetivo analisar as condições atuais de regime de fluxo pelo corpo da barragem e pela fundação, e simular as condições futuras, após uma possível elevação do reservatório. Os estudos realizados permitem estimar cotas piezométricas, subpressões na fundação e variações das condições de segurança do fluxo na barragem, para diversas cotas do nível d'água no reservatório. Uma outra dissertação, desenvolvida paralelamente a esta, teve como objetivo principal avaliar as condições de estabilidade e deformabilidade da barragem (Ligocki, 2003).

1.3. Metodologia

Este trabalho está dividido em 07 (sete) capítulos. A metodologia empregada para o desenvolvimento da dissertação está apresentada a seguir.

O capítulo 02 – Revisão Bibliográfica – aborda inicialmente algumas características que governam o fluxo, tais como as equações de fluxo e aspectos relacionados com a determinação do coeficiente de permeabilidade. Destaca-se também a necessidade do controle do fluxo, além de se apresentar alguns incidentes relacionados a sistemas de drenagem e métodos de controle de percolação empregados em algumas barragens. Especial atenção foi dada a casos de barragens assentes em fundação permeável. Adicionalmente, apresentam-se alguns critérios de avaliação de segurança de barragens.

O capítulo 03 – O Caso de Curuá-Una – trata fundamentalmente de aspectos relacionados a U.H.E. de Curuá-Una, tais como: histórico, projeto executivo e sistema de instrumentação. Apresentam-se também as diversas reavaliações e intervenções realizadas, incluindo o presente projeto de pesquisa.

O capítulo 04 – Programa de Investigação Geotécnica – está subdividido em duas partes: ensaios de laboratório e instrumentação de campo. A primeira parte traz os resultados obtidos durante ensaios de laboratório realizados com amostras da barragem. A segunda parte analisa os dados da instrumentação disponíveis para os diversos piezômetros instalados na barragem.

O capítulo 05 – Análise do Fluxo – inicialmente apresenta e justifica a utilização do programa Flow3D. Mostra a retroanálise das condições atuais de fluxo e define parâmetros de permeabilidade para os materiais. Apresenta a simulação do regime de fluxo da barragem para diversos níveis do reservatório, incluindo linhas piezométricas, subpressões na fundação e variações das condições de fluxo pela barragem.

O capítulo 06 – Conclusões – resume os resultados relativos às simulações de fluxo e avalia a segurança da barragem quanto a mudanças no padrão de fluxo decorrente de um possível alteamento do reservatório. São ainda apresentadas sugestões quanto a aspectos operacionais do alteamento.

O capítulo 07 – Referências Bibliográficas – lista as diversas publicações referenciadas no texto, ressaltando-se a intensa utilização dos anais dos congressos de grandes barragens nacionais (CBDB – Comitê Brasileiro de Barragens) e internacionais (ICOLD – “International Committee on Large Dams”), além de diversas teses, dissertações e artigos disponíveis.

2 Revisão Bibliográfica

2.1. Fluxo em Barragens

O estudo do fenômeno de percolação de fluidos em meios porosos é essencial em problemas de estabilidade de taludes, projetos de barragens, controle de águas subterrâneas.

A água pode apresentar-se de quatro formas distintas dentro do solo: (i) água de composição, que faz parte da estrutura química dos grãos de minerais; (ii) água adsorvida, a qual é atraída por forças elétricas à superfície do argilomineral, conferindo lubrificação entre partículas e plasticidade ao material; (iii) água livre, a qual pode fluir através dos vazios do solo; (iv) água de capilaridade, resultante das forças desenvolvidas pela tensão superficial.

Qualquer partícula de fluido, em repouso ou movimento, possui uma quantidade de energia resultante de três diferentes modalidades de trabalho cedidos ao fluido e armazenados em forma energia de elevação (E_E), de pressão (E_P) e cinética (E_C).

Esta energia pode ser expressa em termos de carga, dividindo-se cada uma das parcelas pela massa do fluido. A carga total é, portanto, definida como a somatória de três cargas distintas: carga de elevação (h_e), carga piezométrica (h_p) e carga cinética (h_c).

Nos problemas de percolação de água em solos sob regime laminar a parcela da carga cinética é desprezível, em relação às outras parcelas, pois as velocidades de percolação são muito baixas (Cedregren, 1977). Logo, desconsiderando a parcela cinética, a equação básica para o estudo de percolação em solos será:

$$h = h_e + h_p \quad \text{Equação 1}$$

onde h é a carga total e h_p é a carga piezométrica ou carga de pressão. A carga de elevação é a diferença de cota entre o ponto considerado e a cota definida como nível de referência. A carga piezométrica ou carga de pressão é a própria poropressão do ponto considerado, expressa em altura de coluna d'água.

A diferença de carga total entre dois pontos, responsável por gerar e manter o escoamento de água através do solo. A perda de carga é devida ao

dispêndio de energia necessária para vencer o atrito viscoso entre o fluido e os grãos do esqueleto do solo. Esta dificuldade/facilidade que o solo impõe ao movimento da água é medido através da sua permeabilidade.

Em tubulações ou canais, a velocidade de fluxo das partículas é consideravelmente menor nas bordas do que no centro da tubulação ou canal. No entanto, quando a água flui através de um solo homogêneo ou meio poroso, sob gradiente uniforme, as velocidades médias no centro não serão maiores do que nas bordas. Variações de velocidade podem ocorrer de forma localizada em zonas mais permeáveis ou descontinuidades (Cedergrén, 1977).

2.1.1. Equação de Fluxo

A equação geral de fluxo laminar tridimensional em solos pode ser expressa por:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad \text{Equação 2}$$

Onde k_x , k_y , k_z representam permeabilidades nas direções x , y e z , respectivamente; h a carga total, e o índice de vazios, S o grau de saturação e t o tempo. Esta equação admite as seguintes hipóteses: solo homogêneo; coeficiente de permeabilidade constante nas direções x e z ; validade da lei de Darcy.

Observando-se os termos e (índice de vazios) e S (grau de saturação) à direita da equação básica do fluxo, verifica-se que podem ocorrer quatro tipos de fluxo: fluxo estacionário (e e S constantes); adensamento ou expansão (e variando e S constante); drenagem ou inchamento a volume constante (e constante e S variando); e quando o índice de vazios e o grau de saturação variam.

No caso de barragens de terra, o fluxo tanto através do corpo da barragem, como na fundação, ocorre em um único plano (fluxo bidimensional), sob regime permanente, na condição de solo saturado. Admitindo que a percolação se dê sem variações volumétricas, a equação de fluxo reduz-se a:

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Equação 3}$$

Supondo-se, ainda, que o solo é isotrópico em relação a permeabilidade, ou seja, o coeficiente de permeabilidade é o mesmo em todas as direções, chega-se à equação de Laplace:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad \text{Equação 4}$$

A equação de Laplace é uma equação diferencial muito conhecida e estudada. A mesma descreve, matematicamente, muitos fenômenos físicos de grande importância prática.

Sabendo que a anisotropia da permeabilidade é uma condição encontrada freqüentemente em solos compactados, pode-se utilizar um artifício matemático que permite estudar o fluxo através de um solo anisotrópico como se o mesmo estivesse ocorrendo em um solo isotrópico (Cedergren, 1977). Desta forma, a equação de Laplace satisfaz, em um sentido bastante geral, o fluxo de água através de um solo saturado.

2.1.2. Solução da Equação de Laplace

Em problemas de fluxo, a solução geral da equação de Laplace é constituída por dois grupos de funções, as quais podem ser representadas por duas famílias de curvas ortogonais entre si: as linhas de fluxo e as linhas equipotenciais. Estas funções definem os termos real e imaginário de uma função analítica complexa.

Para a resolução da equação de fluxo, faz-se necessária a determinação das condições de contorno, as quais são diretamente ligadas à geometria do problema. Dependendo destas condições, o fluxo pode ser classificado como confinado, quando todas as condições de contorno são previamente conhecidas, ou não confinado.

Quatro tipos de condições de contorno são geralmente encontrados:

- a) superfície impermeável: quando há uma diferença significativa entre os valores de permeabilidade de 2 meios, o meio menos permeável forma uma fronteira impermeável e o fluxo ocorre integralmente no meio mais permeável. O vetor velocidade de uma partícula do fluido percolante é tangente à fronteira, definindo uma linha de fluxo. Assim, as linhas equipotenciais são perpendiculares à superfície impermeável;

- b) superfície em contato com o líquido: em todos os pontos a carga total é constante. Portanto a superfície em contato com o líquido é uma equipotencial. Logo, linhas de fluxo são perpendiculares a esta superfície;
- c) linha freática: é a fronteira superior da região de fluxo não confinado. Ao longo da linha freática, a carga piezométrica é nula (só existe carga de elevação). Como a freática é uma linha de fluxo, as equipotenciais são perpendiculares a ela;
- d) superfície livre de fluxo: Toda vez em que carga total variar linearmente com a altura não teremos uma equipotencial. Por outro lado, estaremos definindo uma superfície livre de fluxo, região para a qual se dirigem os canais de fluxo;

Soluções para fluxos podem ser obtidas por diversos métodos, como: analíticos, analógicos, reduzidos, gráficos e numéricos.

2.1.3. Métodos Analíticos

Soluções analíticas para problemas de fluxo são raras e difíceis de serem obtidas. Existem entretanto algumas soluções para problemas simples com condições de contorno bem definidas. Um dos métodos analíticos pesquisados foi a função potencial complexa (Gerscovich e De Campos, 1987)

Define-se por função complexa aquela que exibe um termo representado por uma função real e outro por uma função complexa.

$$f(z) = \mathbf{f}(x, y) + i\mathbf{y}(x, y) \quad \text{Equação 5}$$

onde $Z = X + iy$ e $i = \sqrt{-1}$.

Uma função complexa é dita analítica se em um ponto ($z = z_0$) ela for definida e possuir derivada na vizinhança deste ponto. Desenvolvendo a equação tem-se:

$$i \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial x} - \frac{\partial \mathbf{y}}{\partial x} = \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial y} + i \frac{\partial \mathbf{y}}{\partial y} \quad \text{Equação 6}$$

Separando as partes real e imaginária obtém-se as equações de Cauchy-Riemann:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \text{Equação 7}$$

$$-\frac{\partial \psi}{\partial x} = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad \text{Equação 8}$$

As equações anteriores resultam em:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Equação 9}$$

$$\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = 0 \quad \text{Equação 10}$$

Sendo assim, ambas as funções $f(x, y)$ e $y(x, y)$ satisfazem a equação de Laplace. Conseqüentemente, podemos admitir que f e y representam respectivamente a função potencial e a função de fluxo na região considerada.

A solução analítica de um problema de fluxo bidimensional consiste na definição de uma função $f(x + iy) = f + iy$, tal que f e y satisfaçam as condições de contorno.

2.1.4. Métodos Analógicos

A equação de Laplace, além do fluxo d'água, também governa outros fenômenos físicos como: fluxo elétrico em um meio condutor e o fluxo térmico. A lei de Darcy é análoga à de Ohm, para correntes elétricas, e à de Fourier aplicada ao fluxo térmico. As analogias empregadas são: a analogia elétrica, analogia com o fluido viscoso e analogia térmica. A mais utilizada é a analogia elétrica.

A analogia elétrica pode ser utilizada para problemas de fluxo em duas ou três dimensões, desde que o modelo possua a mesma forma geométrica do meio poroso sujeito à percolação. A analogia consiste na substituição do meio poroso por um condutor elétrico, com as condições de contorno sendo aplicadas através de potenciais elétricos nas fronteiras onde o potencial hidráulico é

conhecido. Alterações do coeficiente de permeabilidade são simuladas com alterações dos coeficientes de condutividade elétrica na região estudada.

Segundo Sherard et al. (1963), os condutores mais utilizados nos estudos são o fluido eletrolítico, grafite pulverizado e cortina sólida de metal. Vargas Jr. (1975) utilizou como material eletrocondutor o grafite coloidal e uma tinta em suspensão de prata. Quando se deseja simular zonas de diferentes permeabilidades no material, o modelo analógico deve ser constituído com diferentes condutividades elétricas na mesma proporção. Bear (1975) fez análises tridimensionais utilizando tanques com líquidos eletrolíticos a diferentes profundidades e diferentes concentrações.

Scott (1965) apresentou uma analogia elétrica discreta ou com malhas, onde as resistências e os capacitores estão relacionados com grandezas do meio poroso. Meios anisotrópicos podem ser estudados com modelos elétricos utilizando-se o artifício da seção transformada proposta por Barron (1948). Vargas Jr. (1975) mostrou que é possível representar a anisotropia de um meio poroso, variando na região desejada a resistência do grafite coloidal.

2.1.5. Modelos Reduzidos

Alguns problemas de fluxo bidimensional têm sido estudados com a utilização de modelos em laboratório. É necessário que o modelo reproduza a geometria e todas as condições de contorno do problema real.

MAESA (2003) apresentaram resultados de estudos em modelos reduzidos da usina hidrelétrica de Foz da Areia, fazendo comparações com os dados da instrumentação. Os autores concluíram que a utilização de modelos reduzidos ofereceu interpretações, análises e previsões geralmente compatíveis com a obra.

Modelos físicos têm sido muito utilizados em aplicações didáticas. A Figura 1 mostra um exemplo de um modelo de fluxo bidimensional, sob uma parede rígida, onde as linhas de fluxo são observadas pela trajetória da água com corante.

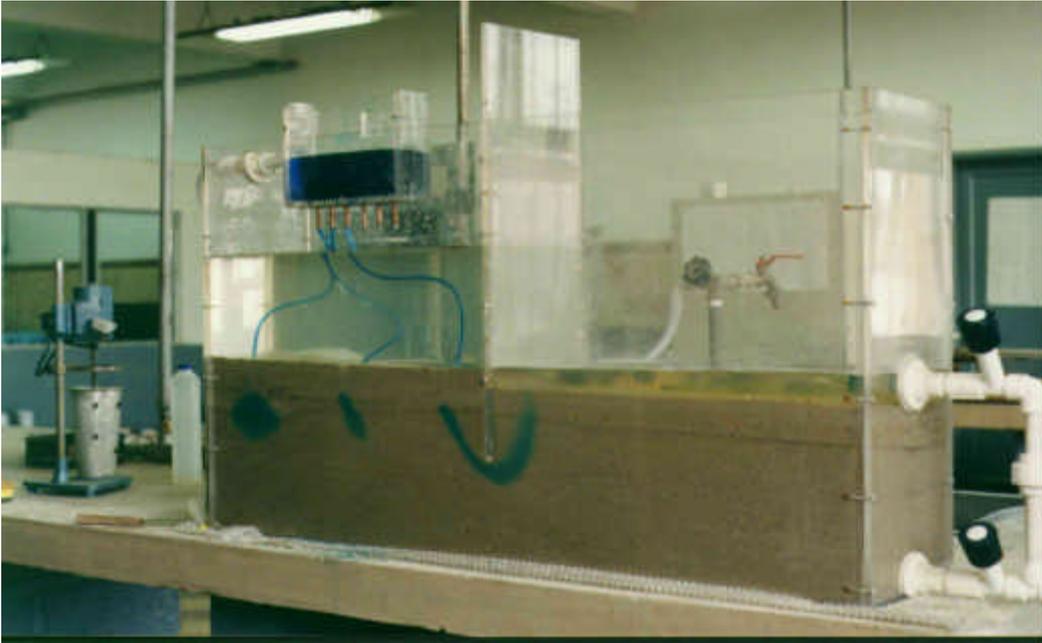


Figura 1 - Desenvolvimento do fluxo – estágio inicial (Santos e Gerscovich, 1997)

2.1.6. Método Gráfico – Rede de Fluxo

Problemas de fluxo bidimensional podem ser convenientemente estudados através do traçado da rede de fluxo. Esta é a representação gráfica dos caminhos percorridos pela água e das correspondentes linhas equipotenciais, correspondentes às duas famílias de curvas que satisfazem a equação de Laplace.

As técnicas de traçado das redes de fluxo permitem a consideração da anisotropia e heterogeneidades. O traçado das redes requer experiência, sendo úteis às recomendações propostas por Casagrande (1937), Taylor (1948) e Cedergren (1977).

A Figura 2 mostra um exemplo de rede de fluxo em que uma barragem de terra está fundada em um solo 10 vezes mais permeável que o aterro. Neste caso a forma geral da rede de fluxo é mais controlada pela fundação do que pela própria barragem.

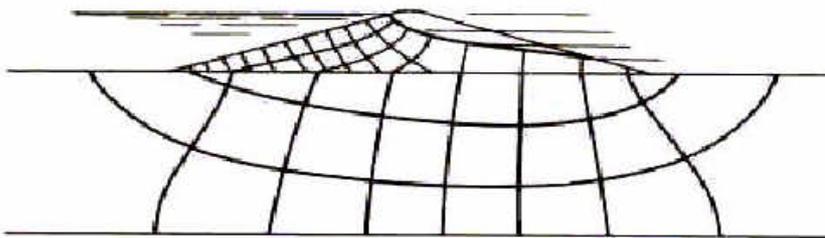


Figura 2 - Rede de fluxo para barragem com fundação permeável. (Cedergren, 1977)

2.1.7. Métodos Numéricos

A dificuldade de se obter uma solução analítica para resolver problemas de fluxo em meios porosos levou à utilização de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos e o método das diferenças finitas,

Enquanto que as soluções analíticas resolvem o problema em qualquer ponto do domínio, as soluções numéricas são capazes de fornecer a solução aproximada somente em alguns pontos. Quando se dispõe de ferramenta computacional eficiente, a resolução de problemas de fluxo por métodos numéricos torna-se recomendada. Os programas numéricos de análise de fluxo fornecem soluções rápidas e com nível de aproximação bastante razoável para problemas geotécnicos.

Os métodos numéricos transformam a equação diferencial parcial do fluxo em um conjunto de equações integrais, cuja solução é obtida a partir da discretização de duas formas distintas: domínio dos pontos nodais para o Método das Diferenças Finitas (MDF) e domínio dos elementos para o Método dos Elementos Finitos (MEF). Além da discretização do domínio do problema, deve-se adotar uma função aproximada para descrever a variável dependente. No caso do MDF esta função é sempre linear e no caso do MEF é possível definir funções de ordem mais elevada.

Apesar de fornecerem uma solução aproximada, os métodos numéricos têm sido amplamente utilizados na prática (Hills et al., 1989; Huyakorn et al., 1984; Gerscovich, 1994). A confiabilidade dos resultados, entretanto, irá depender do tipo de formulação, das condições de contorno impostas e, principalmente, dos parâmetros adotados.

A Tabela 1 apresenta uma visão geral dos vários programas disponíveis para solucionar problemas de fluxo em solos.

Lefebvre et al. (1982) utilizaram o método numérico como ferramenta de análise de um problema de fluxo na barragem de Choinière (Canadá). A percolação foi analisada por método dos elementos finitos e a razão de anisotropia da permeabilidade na fundação foi variada até que os dados da simulação restituíssem os valores de campo. O estudo da influência da anisotropia mostrou que a razão de anisotropia era maior do que 25 e próxima de 100, devido à existência de lentes e camadas mais permeáveis na fundação.

Tabela 1 - Programas que Empregam os métodos numéricos

Método	Programa	Geometria	Observações	Fonte
MDF	FINDIT	1D	Infiltração	Kunze e Nielsen (1982)
MDF	MODFLOW	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Permanente	McDonald e Harbaugh (1988)
MDF	MODFLOW	1D	Saturado/Não Saturado Infiltração	Hills et al. (1989)
MDF	TRUST	3D	Saturado/Não Saturado. Fluxo Transiente	Narasimhan et al. (1977)
MEF	UNSAT2	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Transiente	Neuman (1973)
MEF	SEEP	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Permanente	Papagianakis (1982)
MEF	TRASEE	2D	Modificação do SEEP Fluxo Transiente	Lam (1983)
MEF	SATURN	2D	Saturado/Não Saturado Fluxo Transiente	Huyakorn et al. (1984)
MEF	FLOW 3D	3D	Saturado/Não Saturado Fluxo Transiente	Gerscovich (1994)

Alexander e Engemoen (1985) analisaram o fluxo através da fundação permeável da barragem de Calamus (EUA), com o programa SEEP3D (MEF). O estudo foi concentrado na determinação das vazões de percolação, estabelecimento dos pontos potenciais de saída de água e cálculo de gradientes. Além disso, o programa permitiu a simulação de diversos métodos de controle de percolação, que serão mencionados posteriormente.

2.2.

Coeficiente de Permeabilidade (k)

Em projetos de barragens, o controle de fluxo pelo maciço, fundação e ombreiras constitui um dos requisitos fundamentais à segurança da obra. Para tal, faz-se necessário conhecer os coeficientes permeabilidades dos materiais envolvidos.

O coeficiente de permeabilidade (k), como definido por Darcy, representa a velocidade de percolação da água quando o gradiente hidráulico é igual a 1,0. A Tabela 2 apresenta valores do coeficiente de permeabilidade e as correspondentes classificações quanto à maior ou menor facilidade de percolação.

Tabela 2 – Classificação quanto ao grau de permeabilidade (Terzaghi e Peck, 1967)

Coefficiente de Permeabilidade (cm/s)	Grau de Permeabilidade
$K < 10^{-7}$	Praticamente Impermeável
$10^{-7} < K < 10^{-5}$	Muito Baixo
$10^{-5} < K < 5 \times 10^{-3}$	Baixo
$10^{-3} < K < 10^{-1}$	Médio
$K > 10^{-1}$	Alto

A Tabela 3 mostra valores típicos do coeficiente de permeabilidade para diversos materiais.

Tabela 3 - Valores Típicos do Coeficiente de Permeabilidade (adaptado de Cruz, 1996)

Material	Coefficiente de Permeabilidade (k)
Rochas Maciças	$< 10^{-9}$
Argilas Sedimentares	$10^{-7} - 10^{-8}$
Solos Compactados (k_v)	$10^{-6} - 10^{-7}$
Siltos	10^{-6}
Solos Compactados (k_h)	$10^{-4} - 10^{-6}$
Areias Finas	10^{-3}
Areias Grossas	10^{-2}
Brita	$> 10^{-1}$

Em análises de fluxo é comum a hipótese de que o coeficiente de permeabilidade do meio é constante, embora as observações de comportamento em os ensaios de laboratório indiquem que o coeficiente de permeabilidade de um determinado tipo de solo pode variar em função de diversos fatores, tal como está apresentado no capítulo 04.

2.2.1. Índice de Vazios e Grau de Saturação

Taylor (1948) sugeriu a seguinte equação empírica para estimar-se o coeficiente de permeabilidade:

$$k = D^2 \frac{\gamma_w}{\mu} \frac{e^3}{1 + e} C \quad \text{Equação 11}$$

onde D = diâmetro dos grãos do solo, γ_w = peso específico do líquido, μ = viscosidade do líquido e C = coeficiente de forma.

Além disso, a presença de ar nos vazios dificulta o fluxo de água. Desta forma, o coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado é normalmente menor do que o observado quando a saturação é completa. A equação seguinte controla o fluxo laminar tridimensional em solos e permite o melhor entendimento da influência do índice de vazios e do grau de saturação na permeabilidade do material.

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \left(e \frac{\partial S}{\partial t} + S \frac{\partial e}{\partial t} \right) \quad \text{Equação 12}$$

Observando-se os termos e (índice de vazios) e S (grau de saturação) à direita da equação anterior, verifica-se que podem ocorrer quatro tipos de fluxo:

- a) fluxo estacionário – e e S constantes;
- b) adensamento ou expansão (transiente) – e variando e S constante;
- c) drenagem ou inchamento a volume constante (transiente) - e constante e S variando;
- d) e e S variando (transiente).

O tipo de fluxo (a), com e e S constante, ou seja, considerando-se que o solo esteja saturado e que tanto o esqueleto de partículas sólidas quanto a água contida nos vazios sejam incompressíveis, é o tipo de fluxo denominado estacionário ou permanente ou constante, o qual não varia com o tempo.

O tipo de fluxo (b), com S constante e e variável, corresponde a uma situação de adensamento quando e decresce, e de expansão quando e aumenta.

O tipo de fluxo (c), com e constante e S variando corresponde a uma situação de drenagem a volume constante quando S diminui, e de inchamento para S aumentando.

O tipo de fluxo (d) inclui problemas de compressão e expansão, além de drenagem e inchamento.

Os casos (b), (c) e (d) constituem tipos de fluxos denominados de fluxo transiente. Nestes casos, a quantidade de água que passa através de uma superfície de um elemento de solo em um tempo unitário (vazão) varia com o tempo.

Este trabalho estuda os problemas associados ao fluxo de água em solos sob regime estacionário (tipo a). As condições de fluxo correspondentes aos casos (c) e (d) constituem situações complexas de fluxo, envolvendo solos parcialmente saturados que não serão considerados neste trabalho.

2.2.2. Estrutura

A macro-estrutura é um fator preponderante nas propriedades do solo, particularmente na permeabilidade. O amolgamento do material, em decorrência do processo de amostragem e do manuseio da amostra no laboratório, representa uma das causas de discrepâncias entre os valores do coeficiente de permeabilidade de campo e de laboratório.

Raymond e Azzouz (1970) observaram que a remoldagem de solos argilosos reduz o coeficiente de permeabilidade, se medido com o mesmo índice de vazios e pressão confinante. Este resultado concorda com as conclusões de Rowe (1964) que constatou que muitos solos argilosos sedimentares (argilas inglesas) contêm canais altamente permeáveis, comportando-se como os solos estratificados.

Podem ocorrer também erros decorrentes da falta de representatividade em relação à situação de campo, devido à presença de estruturas reliquias da rocha matriz, como no caso de solos residuais de gnaisses e de micaxistos. É extremamente difícil, em ensaios de permeabilidade em amostras, reproduzir com exatidão as condições de fluxo de feições muito permeáveis encontrados em maciços naturais. Deve-se ainda atentar para a possível ocorrência de segregação de solos arenosos, durante a colocação da amostra no cilindro do permeâmetro.

2.2.3. Anisotropia

A permeabilidade depende da disposição relativa dos grãos no interior da massa de solo. Quando o solo é compactado no ramo seco, a disposição das partículas (estrutura floculada) permite maior facilidade de passagem de água através dos vazios, se comparada com solo compactado no ramo úmido (estrutura dispersa), para um mesmo índice de vazios. A Tabela 4 mostra evidências experimentais da influência da estrutura.

Tabela 4 - Coeficientes de Permeabilidade do Solo Compactado da Barragem de Ilha Solteira (Souza Pinto, 2000)

Umidade de Compactação	Índice de Vazios	Coeficiente de Permeabilidade
17%	0,71	2×10^{-8} m/s
19%	0,71	9×10^{-9} m/s
21%	0,71	5×10^{-9} m/s

Além disso, solos compactados são usualmente anisotrópicos com relação à permeabilidade, apresentando maior coeficiente de permeabilidade na direção horizontal do que na vertical. O mesmo aspecto pode ser observado para solos sedimentares.

Souza Pinto (2000) cita que coeficientes de permeabilidade na direção horizontal podem atingir valores até 15 vezes maiores do que na vertical. No entanto, Cruz (1998) afirma que o mais comum é encontrar diferenças na ordem de 5 vezes. Esta razão de permeabilidade é de fundamental importância no

estudo de fluxo através de barragens. Vale lembrar que o caso citado por Lefebvre et al. (1982), que apresentou faixa diferente de variação de anisotropia (25 – 100) estava relacionado com um estudo numérico de uma barragem fundada (Choinière – Canadá) em terreno permeável

2.2.4. Temperatura

O coeficiente de permeabilidade depende do peso específico e da viscosidade (μ) do fluido percolante. Como ambas as propriedades variam em função da temperatura, é fácil concluir que a permeabilidade também varia com a temperatura. Convencionou-se que a determinação experimental do coeficiente de permeabilidade deve ser relativa à temperatura de 20°C. Com isto, é necessário corrigir o resultado experimental em função da temperatura do ensaio, a partir da equação:

$$k_{20} = k \frac{\mu}{\mu_{20}} \quad \text{Equação 13}$$

onde k_{20} é o coeficiente de permeabilidade para a temperatura de referência (20°C), k é o coeficiente de permeabilidade a uma temperatura qualquer e μ_{20} é a viscosidade do fluido a temperatura de 20°C.

2.2.5. Nível de Tensões

Um fator normalmente levantado durante a fase de projeto é a diminuição das permeabilidades no trecho central da barragem, devido aos elevados níveis de tensão que ocorrem nesta região (de Mello, 1977).

Silveira et al. (1978), a partir do acompanhamento de piezômetros instalados na fundação da barragem de terra de Água Vermelha, observaram uma redução de permeabilidade (5 a 10 vezes) na região da fundação, situada sob o eixo central da barragem, e maiores valores de permeabilidade nas proximidades do pé da barragem. Os autores concluíram que a redução de permeabilidade durante o período construtivo se deveu ao adensamento do material, sob efeito do carregamento imposto pela construção do aterro. Por sua vez, a elevação da permeabilidade nas proximidades do pé do talude foi atribuída a deformações horizontais de cisalhamento, que ocorrem com maior intensidade nesta região próxima, que tendendo a provocar uma expansão volumétrica no solo.

Mendes (1984) observou que a redução dos coeficientes de permeabilidade do solo de fundação, na região sujeita aos maiores esforços de compressão, pode acarretar na formação de uma trincheira natural de vedação. A formação desta região de menor permeabilidade depende da compressibilidade do solo de fundação. Para o caso prático de Itumbiara, o autor verificou uma redução significativa do coeficiente de permeabilidade (cerca de 30%) do solo residual de gnaiss da fundação, acarretando reduções de vazão e subpressões.

2.3. Determinação Experimental da Permeabilidade

2.3.1. Ensaios de Laboratório

São de uso corrente, os ensaios em permeômetros de laboratório, de carga constante e de carga variável. Os ensaios de carga constante são mais adequados a materiais permeáveis, como areias e pedregulhos. No caso de siltes e argilas, o tempo requerido para o ensaio seria excessivo e poderiam ocorrer erros devido à evaporação.

Nos ensaios de carga constante, o solo é colocado seco no permeômetro, com densidade uniforme. O permeômetro com a amostra pode ser submerso em recipiente com água, a fim de saturar o solo. O ensaio é iniciado aplicando-se uma certa carga hidráulica na amostra e impondo-se o fluxo. Atingido o regime permanente, o coeficiente de permeabilidade é calculado a partir do volume de água que passa em um determinado tempo, com base na lei de Darcy.

Nos ensaios de carga variável, após aplicada a carga inicial na amostra, mede-se o tempo necessário para que a carga varie até um valor intermediário. O coeficiente de permeabilidade é, da mesma forma, calculado com base na lei de Darcy.

Os ensaios de permeabilidade realizados na célula triaxial e no anel oedométrico são também utilizados com frequência. No ensaio de permeabilidade na célula triaxial, em linhas gerais, a amostra é adensada sob condições isotrópicas de tensão efetiva e, em seguida, é estabelecido o fluxo pela aplicação de diferentes contrapressões no topo e na base da amostra.

Raymond e Azzouz (1970) realizaram ensaios de permeabilidade de carga constante, em célula triaxial, recomendando uma contra pressão de aproximadamente 10% da tensão efetiva de adensamento.

Tavenas et al. (1983) estudaram solos sedimentares e recomendaram aplicar o gradiente hidráulico (i) em amostras inicialmente pré-adensadas, aumentando-se a contra pressão em 50% em uma das extremidades da amostra e diminuindo-se do mesmo valor na outra extremidade. Com este procedimento, a variação volumétrica é minimizada, contrabalançando o inchamento e o adensamento ao mesmo tempo. Em amostras normalmente adensadas, a aplicação de um decréscimo de contra pressão gera uma variação significativa de volume, em decorrência do adensamento de parte da amostra. Para este caso, os autores recomendam gerar o fluxo aumentando-se a contra pressão de 100%, em uma das extremidades da amostra, de forma a produzir inchamento na argila, agora levemente pré-adensada.

Os ensaios de permeabilidade em célula triaxial apresentam a vantagem de se poder utilizar amostras de maiores dimensões, reduzindo os problemas de representatividade. Adicionalmente, o ensaio pode ser feito para tensões efetivas correspondentes às condições de campo.

A permeabilidade de siltes e argilas pode ainda ser obtida indiretamente com base na validade da teoria do adensamento de Terzaghi, relacionando-se k com c_v e m_v obtidos no ensaio oedométrico. Mendes (1984) apresenta resultados obtidos por alguns autores e aponta as possíveis razões para as diferenças entre os resultados de campo e de laboratório.

Para areias uniformes, para fins de avaliação preliminar, pode-se também relacionar o coeficiente de permeabilidade ao diâmetro efetivo dos grãos através da fórmula de Hazen, segundo Cedergren (1977).

$$k = 100.D_{10}^2 \quad \text{Equação 14}$$

2.3.2. Ensaio de Campo

A determinação do coeficiente de permeabilidade em furos de sondagem requer o conhecimento de parâmetros como: altura livre da perfuração (não revestida), posição do nível d'água, espessura das camadas, etc. Em virtude das incertezas associadas à definição desses parâmetros, os ensaios de campo são menos precisos do que os de laboratório (Souza Pinto, 2000). Entretanto, estes ensaios são realizados em solos sob condições reais. Os ensaios de laboratório são precisos no que se refere à amostra ensaiada, mas muitas vezes não são representativos das condições de campo.

No campo, a permeabilidade pode ser determinada a partir de ensaios em cavas, furos de sondagem e piezômetros

Os ensaios em cavas são executados em horizontes acima do nível d'água, em escavações rasas com geometria conhecida. O ensaio é realizado com nível constante de água na cava, medindo-se a vazão até o estabelecimento do regime de fluxo permanente. Em seguida, executa-se o alargamento da cava e reinicia-se o processo (ensaio de Matsuo). O cálculo do coeficiente de permeabilidade pode ser feito de acordo com Oliveira e Correa Filho (1981).

Ensaio em furos de sondagens e poços podem ser executados para condições de carga constante ou variável, aumentando-se (infiltração) ou reduzindo-se (bombeamento) a carga hidráulica.

Nos ensaios de carga variável por infiltração, aplica-se uma determinada carga hidráulica e mantém-se o nível constante por algum tempo na tentativa de saturar o solo. Após o término do fornecimento de água, mede-se a velocidade de rebaixamento. O ensaio pode ser encerrado quando o decréscimo de carga atingir cerca de 20% da carga hidráulica inicial.

Já para os ensaios de recuperação, bombeia-se a água do furo até pelo menos 1 metro abaixo do nível d'água no terreno, mantendo-se esse nível até a estabilização da vazão. Então, após o término do bombeamento, mede-se a velocidade de recuperação do nível d'água do terreno.

Nos ensaios em furos de sondagens e poços é conveniente a adoção de trechos de ensaio tanto maiores quanto menor for a permeabilidade estimada, de modo a facilitar as medições de vazão. Para o caso de furos de sondagens revestidos, a escolha de trechos longos tende a minimizar o erro de eventuais fugas d'água entre o revestimento e as paredes do furo.

O coeficiente de permeabilidade pode também ser obtido em piezômetros, por processos similares aos utilizados em ensaios em furos de sondagem. A velocidade de variação das poropressões e o tempo de resposta do piezômetro são controlados pela permeabilidade e pela compressibilidade do solo. O coeficiente de permeabilidade pode ser obtido pelas teorias apresentadas por Hvorslev (1951), para solo incompressível, ou por Gibson (1963), para solo compressível e elástico. Segundo Vaughan (1973), a teoria simplificada de incompressibilidade do solo é aceitável para fins de engenharia.

Os problemas de amolgamento, inerentes aos processos de perfuração, instalação de equipamento e realização do ensaio, ocorrem em ensaios em furos de sondagem e em piezômetros. Excessos de poropressão gerados no processo podem causar um decréscimo de tensões efetivas e, conseqüentemente, produzir um aumento do coeficiente de permeabilidade. Este aumento ocorre

caso o ensaio seja iniciado antes de se permitir a dissipação dos excessos de poropressões. Além disso, a cravação do piezômetro deve ser executada de tal forma que minimize o fluxo entre o equipamento e as paredes do furo, evitando a obtenção de um parâmetro errado.

Bishop et al. (1964) observaram que a zona mais afetada pela perturbação é formada por uma esfera de raio aproximadamente 3 vezes maior que o raio do piezômetro.

Bjerrum et al. (1972) chamaram a atenção para a possibilidade de ocorrência de erros graves em ensaios em piezômetros, devido à aplicação de sobrecargas excessivas a ponto de causar o fraturamento hidráulico do solo ao redor da ponta. O fraturamento hidráulico conduz a valores aparentes superestimados do coeficiente de permeabilidade.

Além disso, Mendes (1984) destaca que repetições de ensaios de permeabilidade no mesmo piezômetro, pode gerar erros, face a possíveis alterações do índice de vazios ao redor do bulbo.

2.4. Controle de Fluxo em Barragens

Para o projeto de barragens, o controle de fluxo pelo maciço, fundação e ombreiras constitui um dos requisitos fundamentais à segurança da obra. Analisando-se qualquer estatística de acidentes e rupturas de barragens a causa majoritária está em geral atribuída a falta de um sistema eficiente de controle de fluxo (Cruz, 1996).

O fluxo d'água através de um meio poroso exerce forças devidas ao atrito entre a água e as paredes dos vazios do solo, denominada de força de percolação.

Esta força é definida pela expressão:

$$j = \frac{\Delta h \gamma_w A}{AL} = \frac{\Delta h}{L} \gamma_w = i \gamma_w \quad \text{Equação 15}$$

sendo j denominado força de percolação, Δh a diferença de carga, γ_w o peso específico da água, A é a área da seção transversal e L o comprimento total que a água percorre.

A força de percolação possui uma unidade semelhante ao peso específico e atua da mesma forma que a força gravitacional.

De uma forma geral, a maioria das rupturas causadas por percolações podem ser classificadas em duas categorias (Cedergren, 1977):

1. Aquelas que ocorrem quando partículas de solo migram em direção a região externa do aterro, causando “*piping*” ou rupturas geradas por erosões;
2. Aquelas causadas por padrões de percolação não controlados que conduzem a saturação, excessivas subpressões, ou excessivas forças de percolação.

2.4.1. Erosão Regressiva

Quando a água flui com gradiente elevado através do corpo ou fundação da barragem, a força de percolação pode provocar o rompimento da estrutura e conseqüente carreamento dos grãos. Este processo, denominado de erosão interna regressiva ou “*piping*”, pode ocorrer de forma contínua e progressiva (Terzaghi e Peck, 1948).

O pé de jusante é o local mais crítico para a formação do “*piping*”, pois nesta região os gradientes hidráulicos são elevados e os níveis de tensão confinante são baixos.

O desenvolvimento do processo de erosão interna ocorre de jusante para montante, seguindo caminhos preferenciais como: contatos de solos diferentes, ao longo de tubulações enterradas e juntas de estratificação. Este fenômeno pode ser evitado fazendo-se uma redução dos gradientes de saída, com a aplicação de dispositivos que serão apresentados posteriormente.

Sherard et al. (1963) apresentam um estudo sobre influência das propriedades do solo e do método de construção do aterro em relação à resistência ao “*piping*”. Segundo os autores, a plasticidade do solo é o fator mais importante, superando o método de compactação do aterro.

Turnbull e Mansur (1961) relatam a formação de pequenas elevações (“*sand boils*”), como resultado da ocorrência de “*piping*” a jusante de uma barragem nos EUA.

Clevenger (1973) cita alguns fatores que devem auxiliar a avaliação da segurança da barragem quanto ao fluxo pela fundação: aumento progressivo no volume de fluxo; evidência de *piping* de sólidos ou remoção de materiais solúveis; aumento da pressão hidrostática na fundação; desenvolvimento de áreas moles a jusante do aterro.

Um outro exemplo de “*piping*” ocorreu na barragem de Bubali - Índia (Kulkarni e Kulkarni, 1994). Esta barragem, com uma altura de 20,9m acima da fundação, após o seu completo enchimento apresentou um fluxo com alto gradiente e carreamento de materiais no pé de jusante. Como resultado do

processo, ocorreram subsidências no talude de jusante. O fluxo apresentava vazão de 0,14m³/s e foi remediado com a construção de drenos.

Chacinski et al. (1994) apresenta o caso da barragem de Iwiny (Polônia) que teve como uma das prováveis causas da ruptura a existência de elevadas forças de percolação que podem ter causado uma erosão interna.

Nos Estados Unidos, os registros históricos apresentam vários acidentes em barragens devidos ao “*piping*”. Dentre eles citam-se: Centralia, Baldwin Hills, Kelle Barnes e Fontenelle, os quais serão abordados posteriormente.

2.4.2. Liquefação

Devido ao aumento progressivo da carga piezométrica, a tensão efetiva pode decrescer até anular-se ao em um ponto da camada de solo. Fisicamente, as forças intergranulares seriam nulas e não ocorreria transmissão de forças através dos pontos de contato dos grãos. Note que para isto ocorra, a força de percolação deve se opor à ação do peso dos grãos. Este tipo de fenômeno ocorre somente para areias, pois as argilas apresentam coesão entre partículas, mesmo quando a tensão efetiva é nula. Nestes casos a areia apresenta um estado definido como “*areia movediça*” ou “*quick sand*”.

O gradiente hidráulico que provoca a liquefação (gradiente crítico) em areias pode ser calculado a partir da lei de Darcy, igualando-se a tensão efetiva a zero (Cedergren, 1977). Desta forma:

$$i_{\text{crit}} = \frac{\gamma_{\text{sub}}}{\gamma_w} \quad \text{Equação 16}$$

O valor do gradiente crítico é portanto próximo da unidade, pois o peso específico submerso dos solos é da ordem de grandeza do peso específico da água.

Silveira et al. (1981) apresentam os dados da instrumentação da Barragem de Água Vermelha, onde um piezômetro indicava cota piezométrica de 28 metros acima da cota do dreno na região central da barragem, conduzindo a um gradiente hidráulico de 2,8. Apesar desse alto gradiente, o mesmo foi considerado aceitável considerando as características granulométricas e coesivas do solo e o elevado nível de confinamento.

2.4.3. Subpressões

Estruturas de concreto devem sempre ser projetadas para resistirem às subpressões de uma forma segura. Este cuidado estende-se a escavações em

solos argilosos, assentes sobre camadas mais permeáveis. Ao se atingir certa profundidade de escavação, o peso da argila e sua coesão podem não ser suficientes para contrabalançar uma eventual pressão de água, ocorrendo o chamado levantamento de fundo.

Soos (1981) descreve o método de cálculo de subpressão manual, o método de simulação de chapa elástica e o método de analogia elétrica. O autor ainda cita três elementos de projeto capazes de influenciar significativamente a intensidade da subpressão: tapetes de montante, aumentando o comprimento do trajeto da percolação; cortina de injeção, reduzindo a permeabilidade da fundação; e cortina de drenagem, aliviando a pressão da água.

Andrade (1981) compara a eficiência de três soluções diferentes para o alívio de subpressões: drenos, laje impermeabilizante e galerias. A eficiência do sistema de drenagem varia em função de sua localização. A Tabela 5 apresenta um resumo das análises apresentadas pelo autor.

Tabela 5 - Comparativo de alívio de subpressões (Andrade 1981).

Solução	Eficiência	Observações
Drenos a Montante (espaçamento de 3m)	43%	Uma galeria e previsão de reperfuração para manutenção da eficiência.
Drenos a Jusante	18%	Duas galerias e previsão de reperfuração para manutenção da eficiência.
Laje Impermeabilizante (25m)	69%	Baixo custo e cuidados especiais com a estanqueidade.
Galeria de Drenagem	71%	Solução mais eficiente desde que a drenagem seja por gravidade.

2.5. Instrumentação

O monitoramento contínuo é imprescindível em obras de barragens. Atualmente, os novos projetos contam com um número elevado de instrumentos, que permitem avaliar e prever o comportamento dessas estruturas.

A instrumentação de barragens assume diferentes características e finalidades dependendo da etapa da obra. Costuma-se dividir em 3 fases principais os estudos do comportamento de uma barragem: período de construção, primeiro enchimento do reservatório e regime permanente (operação). Além disso, a instrumentação pode investigar comportamentos anômalos das principais estruturas.

Os principais objetivos da instrumentação de barragens são: verificação das hipóteses e parâmetros adotados em projeto; verificação da adequação dos métodos construtivos; verificação das condições de segurança. A instrumentação pode ainda viabilizar o aprimoramento de um determinado projeto, visando obter condições mais econômicas e seguras.

Segundo Penman (1982) a maioria das barragens antigas de pequeno porte (menores que 15m), possuíam como instrumentação apenas medidores de vazão. Segundo o autor, entre 1960 e 1975, foram construídas muitas barragens com alturas superiores a 90m, que também possuíam apenas medidores de vazão. Após um número significativo de acidentes, a necessidade de instrumentação começou a ser largamente difundida.

Arthur (1977) relata o caso da barragem de Teton, que se tornou um marco negativo para a engenharia mundial, custando 11 vidas e milhões de dólares. A barragem de Teton, localizada no estado de Idaho (EUA), rompeu após o final do primeiro enchimento, em junho de 1976. A barragem apresentava uma altura de aproximadamente 93m e comprimento de 975m, contando apenas com medidores de vazão e poços de inspeção. Dois dias antes da ruptura, surgências começaram a ser observadas, primeiramente pelas ombreiras e depois pelo pé do talude de jusante. A barragem rompeu por erosão regressiva (“piping”) devido a ineficiência do sistema de drenagem e ausência de instrumentação que alertasse para o perigo de ruptura.

Peck (1985) afirma que a instrumentação é freqüentemente sub-utilizada, apesar de viabilizar a quantificação de parâmetros e resolver questões importantes. Em alguns países, a regulamentação de segurança de barragens exige a instalação de inclinômetros, células de recalque e piezômetros no núcleo de barragens de terra. O autor questiona tais exigências e afirma que, apenas em condições atípicas, deve-se instrumentar o núcleo de uma barragem de terra para verificar as hipóteses consideradas em projeto. Isto é justificado pelo fato que a instalação de instrumentação, mesmo sendo cuidadosa, pode introduzir heterogeneidades no maciço.

O enfraquecimento que a instrumentação pode ocasionar deve ser confrontado com os benefícios potenciais que esta pode oferecer. Em contraste com o que ocorre na região do núcleo, piezômetros instalados no material de fundação, perto do pé do talude de jusante, podem detectar subpressões que são de difícil determinação na fase de projeto. Além disso, os piezômetros podem também servir como base para definição de níveis de segurança da barragem.

De Fries (1982) descreve o processo de análise da instrumentação da fundação e corpo da barragem de Guri (Venezuela) durante o seu processo de alteamento. A barragem de Guri possui aproximadamente 1800 instrumentos que fornecem mais de 40000 resultados por mês. Para o processamento dos dados, foi implementado um sistema complexo que utiliza 250 programas computacionais, subdivididos em 7 subsistemas, permitindo a visualização dos dados em tempo real.

As barragens de Calamus (Alexander e Engemoen, 1985) e Cochiti (Lillard, 1985), ambas nos Estados Unidos, são exemplos práticos de barragens que possuem um sistema de monitoramento bastante eficiente. Os instrumentos projetados e instalados nestas barragens permitem a avaliação, em tempo real, das condições de fluxo através do maciço e da fundação.

2.5.1. Tipos de Instrumentos

As grandezas medidas por instrumentação em barragens são basicamente: nível d'água, poropressão, deslocamentos, tensão total, vazão e sismos. Os sistemas de aquisição de dados podem ser: mecânicos, hidráulicos, pneumáticos ou elétricos. Dunicliff (1988) faz uma descrição detalhada do princípio de funcionamento de cada um destes sistemas.

Este item trata exclusivamente de instrumentos destinados a medições de parâmetros relativos ao fluxo em barragens, seja pela fundação ou pelo maciço da mesma. A seguir estão listados alguns dos principais instrumentos utilizados em barragens de terra.

2.5.1.1. Medidores de Nível D'Água

O medidor de nível d'água é provavelmente o instrumento mais simples e tem por objetivo determinar a posição da linha freática (Figura 3).

O equipamento consiste basicamente em um tubo perfurado, geralmente de PVC, envolto por um material filtrante e outro drenante, instalado no interior de um furo de sondagem ou poço. Na superfície do terreno, o espaço entre o furo e o tubo é selado e protegido para evitar que águas superficiais entrem na tubulação e alterem os resultados. A determinação da cota do nível d'água por qualquer tipo de sistema de aquisição de dados.

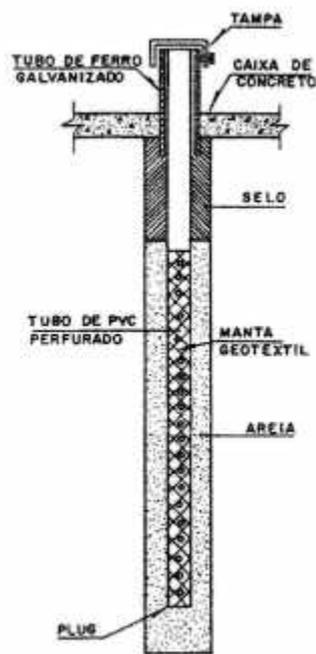


Figura 3 – Medidor de NA (Cruz, 1996)

As principais causas para a inoperância ou perda de eficiência deste tipo de instrumento são: a obstrução do tubo por queda de objetos em seu interior, cisalhamento do tubo e a colmatação dos orifícios do tubo ou do material drenante, com conseqüente aumento do tempo de resposta. Nos dois primeiros casos, o instrumento ficará inoperante se a obstrução estiver situada acima ou na faixa de oscilação do nível d'água.

2.5.1.2. Medidores de Vazão

Os medidores de vazão têm por objetivo determinar vazões de percolação de drenos, maciço de terra ou rocha. A instalação pode ser feita em drenos de fundação, em canaletas de galerias de drenagem e em barramentos construídos para esta finalidade. Existem dois tipos principais de medidores de vazão: os vertedores triangulares ou retangulares e os vertedores tipo Parshall.

Em surgências, drenos de fundação e poços de alívio, a determinação da vazão também pode ser feita de forma mais rudimentar, com uma vasilha e um cronômetro.

2.5.1.3. Piezômetros

Os piezômetros têm como finalidade a medição de poropressões e podem ser instalados em diversas posições na barragem (maciço, sistema de drenagem e fundação).

Atualmente existem diversos tipos de piezômetros, com características peculiares. Segundo Dunnicliff (1988) não existe um consenso sobre qual o melhor instrumento a ser utilizado. A seguir será feito um breve resumo dos principais tipos.

Piezômetro de tubo aberto: é o mais simples e o mais utilizado de todos os piezômetros, provavelmente devido à facilidade de execução, baixo custo e bons resultados. O processo construtivo é semelhante ao do medidor de NA, porém com selo ao longo do tubo e não apenas na superfície do terreno (Figura 4). As principais diferenças com relação ao medidor de NA são o comprimento do trecho perfurado e a extensão do trecho do furo preenchido com material drenante, geralmente limitada entre 1,0 a 1,5m.

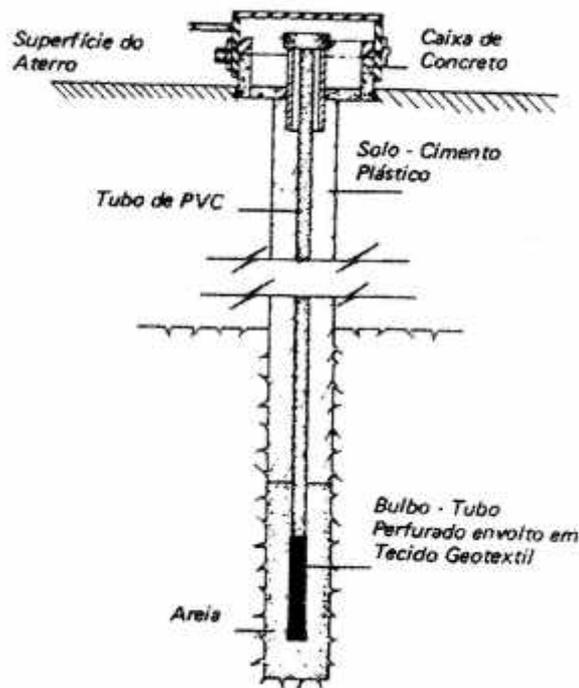


Figura 4 - Esquema de piezômetro de tubo aberto (Cruz, 1996)

O piezômetro de tubo aberto mais utilizado é o piezômetro Casagrande, constituído por uma tubulação de aproximadamente 1cm de diâmetro interno, conectada a um elemento poroso cilíndrico feito de material cerâmico. Este

equipamento foi desenvolvido por Casagrande durante a construção do aeroporto de Boston (Dunnicliff, 1988).

Dentre as principais vantagens do piezômetro de tubo aberto, pode-se citar a confiabilidade, durabilidade, sensibilidade e possibilidade de verificação de seu funcionamento através de ensaio de recuperação do nível d'água. Suas limitações são: interferência no canteiro de obras, não ser adequado para determinar poropressões no período construtivo, dificuldade de instalação a montante de barragens (devido à dificuldade de acesso para leituras).

Um outro problema que este tipo de piezômetro pode apresentar é o tempo de resposta. Segundo Cruz (1996), dependendo do tipo de solo, o tempo de resposta pode variar de alguns minutos até semanas. Para barragens de terra, um tempo de resposta de até uma semana não apresenta maiores conseqüências de ordem prática.

Existem vários procedimentos de leitura de carga de pressão em piezômetros de tubo aberto, sendo os principais descritos a seguir. Todas estas metodologias podem também ser usadas para leituras do nível d'água em poços de inspeção.

A leitura pode ser feita através de um cabo elétrico com dois condutores, possuindo na extremidade um sensor constituído por eletrodos dispostos concêntricamente, isolados eletricamente entre si (*"Electrical dipmeter"*). O sensor é introduzido no tubo do instrumento e ao atingir o nível d'água, a água fecha o circuito elétrico formado pelo conjunto sensor/cabo/sinalizador/bateria. A condição de leitura é percebida pelo sinalizador, que pode ser sonoro, luminoso ou elétrico, ou deslocamento do ponteiro de um galvanômetro. A leitura é referida à extremidade superior do tubo de PVC, e é obtida através de trena ou metro de madeira com precisão de milímetros.

Sandroni (1980) descreve um sistema de leituras de piezômetros, constituído de um circuito com uma fonte sonora utilizado em pesquisas da PUC-Rio. Quando a tubulação atinge o nível da água, o sistema é fechado e a emissão sonora é cessada.

Dunnicliff (1988) descreve alguns tipos especiais de piezômetros de tubo aberto, especificamente projetados para serem instalados em solos não saturados, solos em adensamento e para regiões onde há risco de congelamento da água no solo.

Piezômetro pneumático: o funcionamento baseia-se no equilíbrio de pressões atuantes em um diafragma flexível. De um lado, atua a pressão da

água que se deseja medir e do outro lado atua um gás sob pressão (geralmente nitrogênio).

A pressão deste gás é variável e controlada por um manômetro situado em um painel de controle. A conexão pneumática entre o piezômetro e o painel é feita com dois tubos flexíveis, denominados de alimentação e retorno. Esta tubulação é conectada em um diafragma flexível por dois orifícios. Existe uma cavidade, preenchida por água, responsável por transmitir a poropressão do solo ao diafragma. Esta cavidade está em contato com o solo por uma pedra porosa cerâmica ou de bronze sintetizado (Figura 5).

Quando a pressão da água supera a do gás, o diafragma veda os dois orifícios e não há fluxo (retorno) do gás. Quando a pressão do gás supera a da água, a membrana deforma ligeiramente, permitindo a passagem livre do gás.

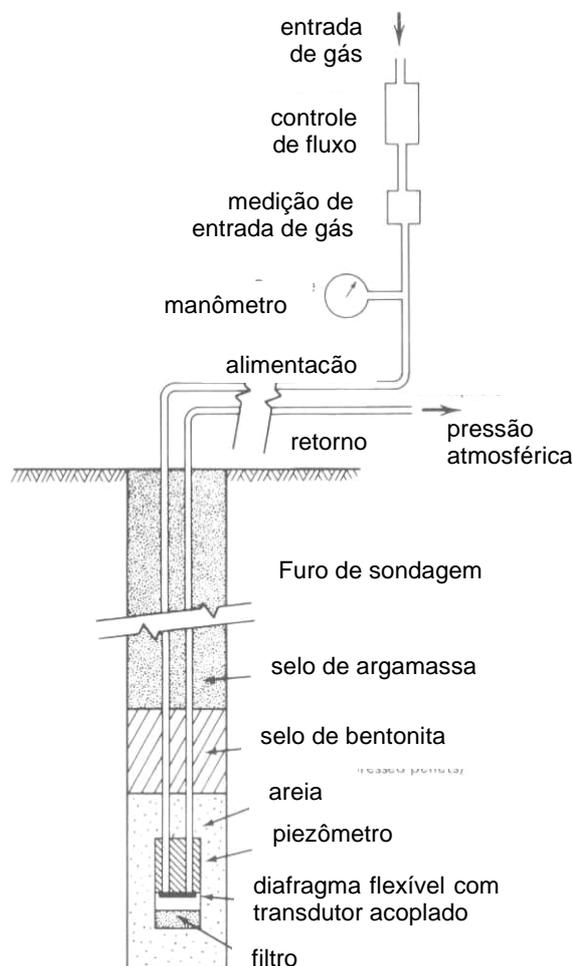


Figura 5 - Esquema de piezômetro pneumático (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

O procedimento de leitura consiste basicamente em aumentar gradativamente a pressão do gás comprimido e observar a indicação de retorno no painel de controle. Deve-se então, fechar as válvulas de pressão de gás e aguardar a estabilização.

Segundo Cruz (1996) as principais vantagens deste instrumento são: leitura centralizada; menor interferência no canteiro de obra (exceto durante a fase de abertura das trincheiras); não interferência dos recalques sofridos pelos instrumentos sobre as medidas; inexistência de limitações quanto à localização do instrumento; leitura simples e rápida; não necessidade de circulação de água deaerada pelas tubulações; não interferência de pressão atmosférica; tempo de resposta relativamente pequeno; tecnologia de fabricação não complexa.

As principais limitações dos piezômetros pneumáticos são: menor confiabilidade para medida de poropressões negativas (existem piezômetros pneumáticos especiais para medir poropressão negativa); necessidade de calibração periódica dos manômetros; e problemas relacionados com as deformações do diafragma flexível, detalhadas em Dunicliff (1988).

Segundo Cruz (1996) alguns tipos de piezômetros pneumáticos, devido a deficiências de projeto e fabricação, apresentam alta porcentagem de perda, até mesmo antes da instalação.

Piezômetro hidráulico de tubo duplo: foi desenvolvido para ser instalado na fundação ou aterro durante o período de construção. É também conhecido como piezômetro hidráulico.

O sistema consiste em um elemento de dreno poroso conectado à dois tubos flexíveis, que possuem manômetros na outra extremidade (Figura 6). Este piezômetro é indicado para monitoramento da fase de operação, sendo dessa forma um instrumento projetado para ter uma vida útil longa. Algumas vezes é utilizado para a medição de poropressão durante a fase de construção e primeiro enchimento do reservatório.

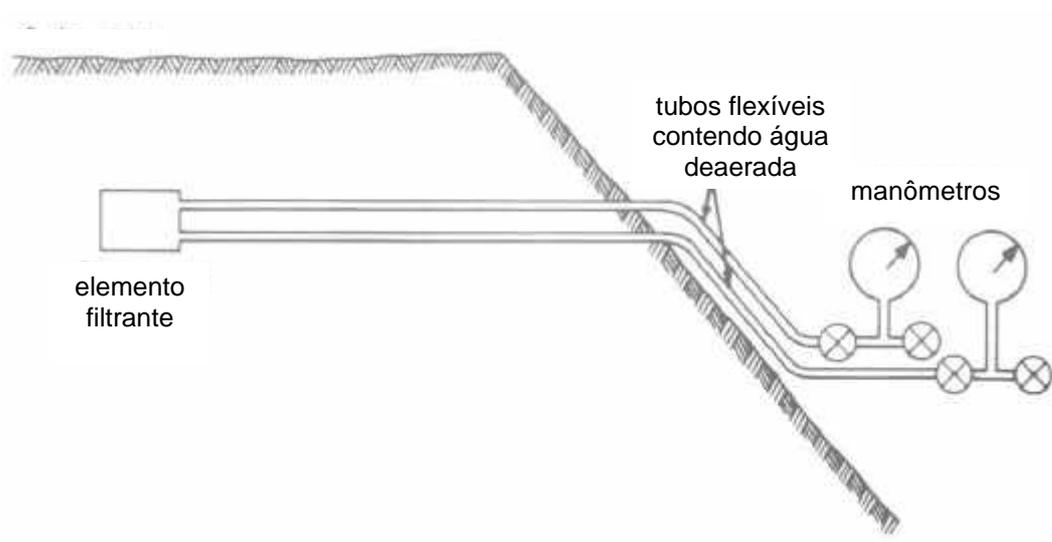


Figura 6 - Esquema de instalação de piezômetro hidráulico de tubo duplo (Dunicliff, 1988 – adaptado)

A definição do nível piezométrico é dada pela média da soma das cargas de elevação e de pressão dos manômetros. Quando os tubos flexíveis estão saturados, os dois manômetros indicam o mesmo nível piezométrico. Caso haja entrada de ar no sistema, a saturação dos tubos flexíveis é feita por circulação de água deaerada.

As principais diferenças, quanto ao funcionamento, entre os piezômetros hidráulico e pneumático são: o tipo de fluido utilizado para leitura; e inexistência de membrana diafragma. Conseqüentemente no piezômetro hidráulico, a água contida nos poros do solo ou nas fraturas da rocha fica em contato direto com a água contida no instrumento.

A saturação das tubulações é obtida através da circulação de água destilada e deaerada, por meio de equipamento específico.

O piezômetro hidráulico apresenta as seguintes vantagens: técnica e construção simples; permite a avaliação de poropressões negativas; o elemento sensor é acessível; permite a realização de ensaio de permeabilidade *in situ*. Suas limitações são: (i) não indicado para cotas de instalação muito superiores que a do terminal de leitura; (ii) possibilidade de fornecer água ao maciço durante as operações de deaeração das tubulações, situação particularmente danosa quando a altura do aterro sobre o instrumento é pequena (Cruz 1996); (iii) necessidade de operações demoradas e relativamente complexas para deaeração das tubulações e manutenção do sistema; (iv) tempo de leitura relativamente grande para solos pouco permeáveis; (v) eventuais influência de recalques nas leituras dos instrumentos.

Piezômetro de corda vibrante: possuem um diafragma metálico separando a água do solo do sistema de medição. Como pode ser visto na Figura 7, uma corda tensionada é acoplada ao centro do diafragma de tal forma que um deslocamento do diafragma causa uma mudança de tensão na corda. Através de calibrações é possível determinar a poropressão (Dunnicliff, 1988).

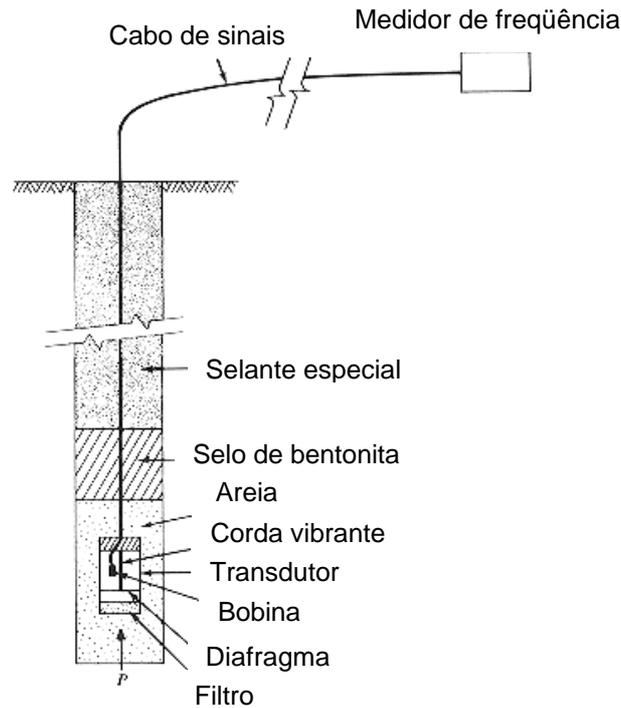


Figura 7 - Esquema de piezômetro de corda vibrante (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

Cruz (1996) alerta para o fato de que este tipo de equipamento necessita de blindagem eletromagnética, pois pode haver influência do meio no sistema de medições. Campos eletromagnéticos provocados por linhas de alta tensão, subestações, unidades geradoras, etc. podem reduzir a níveis de baixa confiabilidade este tipo de equipamento. O autor cita o caso da U.H.E. de Nova Avanhandava, localizada no rio Tietê, inaugurada em 1982. Durante um fim de semana os cabos de aterramento de piezômetros de corda vibrante ficaram expostos. Um funcionário utilizou estes cabos para fazer o aterramento de um equipamento elétrico alimentado com 440V. Isto provocou uma descarga elétrica que resultou na danificação de 10 piezômetros, instalados na fundação e núcleo da barragem.

Dunnicliff (1988) sugere que piezômetros de corda vibrante, blindados, manufaturados, são confiáveis, precisos e têm tempo de resposta reduzido.

Piezômetro elétrico: o princípio de funcionamento do piezômetro elétrico está ilustrado na Figura 8. Segundo Cruz (1996) os piezômetros elétricos, de modo geral, apresentam os mais baixos tempos básicos de resposta, devido ao pequeno volume de água que o maciço precisa fornecer para o diafragma do transdutor deslocar. Outra vantagem consiste na possibilidade de efetuar medidas dinâmicas de poropressão com registro contínuo, recurso importante para instrumentação de barragens em regiões que apresentam sismicidade significativa. Outras vantagens dos piezômetros elétricos são possibilidade de

automação de leituras, possibilitando o monitoramento remoto, e a medida de poropressões negativas. O autor relata o caso de dois piezômetros elétricos de resistência instalados na barragem da U.H.E. Ilha Solteira, sem qualquer medida especial de proteção contra descargas atmosféricas, que apresentaram desempenho satisfatório por pelo menos 12 anos de instalação.

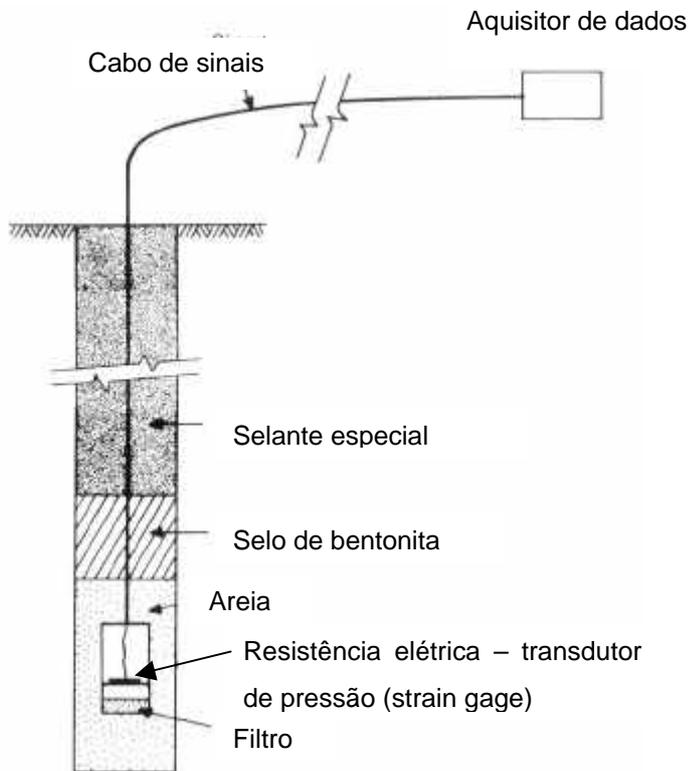


Figura 8- Esquema de piezômetro elétrico (Dunnicliff, 1988 – adaptado)

2.5.2. Piezometria em Barragens

Os piezômetros têm sido amplamente utilizados no monitoramento e previsão de comportamento de diversas barragens no mundo inteiro. A variação dos registros piezométricos pode ocorrer quando se verifica uma das seguintes condições: aumento da vazão de percolação; elevação do nível d'água de montante ou jusante; aumento da permeabilidade de materiais a montante do piezômetro; redução da permeabilidade de materiais a jusante do piezômetro.

Sentürk e Sayman (1970) interpretaram as leituras piezométricas de uma barragem de terra com 77m, localizada na região oeste da Turquia. Esta barragem apresentava um volume de fluxo pelos drenos 300% maior do que o esperado e níveis leituras de poropressão abaixo do esperado. Após as suas análises os autores sugeriram a existência de uma zona preferencial de percolação que alimentava os drenos. Os autores acrescentam que os

piezômetros instalados na barragem estavam bem projetados, uma vez que a simples análise dos dados permitiu determinar a origem e a direção do fluxo existente.

Lindquist e Bonzegno (1981) apresentaram resultados de piezômetros instalados no interior e nas proximidades de sistemas drenantes, com o objetivo de caracterizar a ocorrência de colmatação físico-química-bacteriológica em drenos ou filtros de algumas barragens. Os resultados mostraram que os piezômetros, em conjunto com os medidores de nível d'água podem ser utilizados como mecanismo de análise para a ocorrência de tais fenômenos, apesar dos dados obtidos não serem conclusivos devido ao reduzido número de instrumentos utilizados no estudo.

Guidicini et al. (1981) mostraram que é recomendável utilizar piezômetros na quantificação das subpressão e acompanhamento de obras de impermeabilização de fundações permeáveis. No caso de Itaúba, que apresentava níveis de subpressão acima dos padrões de projeto, uma adequada instrumentação pôde atestar a eficiência dos trabalhos de injeção em fundações.

Silveira et al. (1981) sugerem que o projeto de instrumentação de barragens procure equipar com piezômetros de fundação, as seções imediatamente a montante e a jusante dos dispositivos de impermeabilização e/ou drenagem, tal como foi feito para o caso de Água Vermelha. O objetivo desta recomendação é possibilitar uma avaliação quantitativa da eficiência inicial e do desempenho desses dispositivos ao longo do tempo.

Massad e Gehring (1981) analisaram o comportamento dos drenos horizontais das barragens de Atibainha, instrumentada com piezômetros nas fundações e ombreiras. A seção da barragem, indicada na Figura 9, mostra que o dreno horizontal está trabalhando com carga. Apesar disso, a linha piezométrica é inferior à máxima admissível de projeto.

Barros e Barbi (1983) apresentaram os dados piezométricos referentes ao comportamento da barragem de Itaipu. Os autores relatam que os piezômetros reagiram imediatamente ao enchimento do reservatório. Por outro lado, não apresentaram sensibilidade a variações da ordem de alguns metros do nível do reservatório.

Herkenhoff e Porto (1985) apresentaram os resultados obtidos pelos piezômetros instalados no interior de ensecadeiras, construídas para a 3ª fase de desvio do rio da U.H.E. de Tucuruí. Neste monitoramento foram utilizados piezômetros do tipo Casagrande, sendo que a frequência das leituras era maior nos períodos de cheia do rio. Os autores relataram que os valores máximos

registrados pela piezometria foram significativamente inferiores aos níveis máximos de projeto. A sensível diferença foi atribuída ao fato dos níveis piezométricos recomendados representarem um limite superior, considerando-se situações de construção mais desfavoráveis.

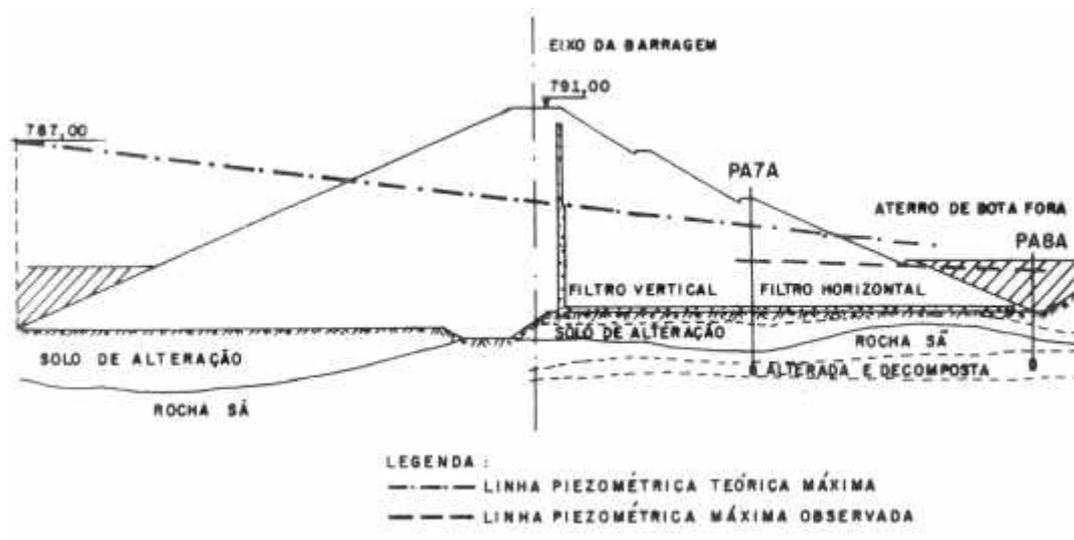


Figura 9 - Linhas piezométricas da Barragem de Atibainha (Massad e Gehring, 1981).

Herkenhoff e Dib (1985) relatam a avaliação e medição de pressões de água no interior do maciço compactado da U.H.E. de Tucuruí-PA, onde foram utilizados piezômetros pneumáticos tipo Hall (desenvolvido por Earl B. Hall nos EUA) e tipo IPT (Equipgeo e IPT – Brasil). Ambos os piezômetros apresentaram desempenho adequado, sendo que o piezômetro tipo Hall mostrou-se um pouco mais eficiente. Foram instrumentadas quatro seções típicas do aterro e também foram realizados ensaios de laboratório com o objetivo de comparar os resultados de campo e os de laboratório. Os autores concluíram que as poropressões medidas durante a fase de construção foram baixas, inclusive para solos argilosos compactados acima da umidade ótima. Estas pressões foram também inferiores às pressões obtidas através dos ensaios triaxiais não drenados com carregamento anisotrópico. As dissipações das pressões intersticiais no interior do aterro também foram lentas, estando de acordo com os valores baixos de permeabilidade. Além disso, os valores observados de subpressão durante a construção foram semelhantes aos valores obtidos em diversas obras, e abaixo dos limites de projeto.

Silveira et al. (1987) utilizaram piezômetros tipo *Casagrande* para confirmar a ocorrência de artesianismo nas fundações da barragem de Três Irmãos (MG). Além disso, a instalação de outros piezômetros confirmou a existência de gradiente na direção montante-jusante. Este gradiente poderia ser

intensificado face ao artesianismo existente, uma vez que os piezômetros indicavam a alimentação do artesianismo por montante. Os autores recomendaram a instalação de piezômetros mais cedo possível, aproveitando-se os furos da sondagem rotativa, executados quando da prospecção do terreno de fundação.

Vincenzo e Silveira (1987) avaliaram as subpressões nas fundações das barragens de Água Vermelha e Itaipu por intermédio de piezômetros tipo Casagrande. Pretendeu-se, através das comparações entre as subpressões previstas numericamente e as observadas “in situ”, avaliar os coeficientes médios de permeabilidade das várias camadas de fundação. A Tabela 6 compara os níveis piezométricos medidos em campo com valores previstos por meio de modelo numérico para a barragem de Água Vermelha. A Tabela 7 apresenta as comparações para o caso de Itaipu.

Tabela 6 - Comparação entre valores de campo e numéricos na barragem de Água Vermelha (Vincenzo e Silveira, 1987)

Piezômetro	Elevação do Nível Piezométrico (m)		
	Campo (NA 383,0)	Modelagem (NA 383,0)	Diferença (m)
PZ-37	315,0	317,3	2,3
PZ-38	319,0	320,7	1,7
PZ-40	305,5	306,3	0,8
PZ-43	304,0	305,9	1,9
PZ-44	300,0	302,8	2,8
PZ-45	302,0	303,1	1,1

Tabela 7 - Comparação entre valores de campo e numéricos em Itaipu (Vincenzo e Silveira, 1987)

Piezômetro	Elevação do Nível Piezométrico (m)		
	Campo (NA 383,0)	Modelagem (NA 383,0)	Diferença (m)
PS-F-31	193,0	193,0	0
PS-F-33	190,0	188,4	-1,6
PS-F-35	43,0	42,9	-0,1
PS-F-36	19,0	19,2	0,2
PS-F-37	24,0	19,5	-4,5

Rougui e Arjouan (1994) relatam a utilização de piezômetros na avaliação da segurança da barragem de terra Hassan Addakhil, no Marrocos, que apresentava vazamentos no talude de jusante. Os dados piezométricos permitiram avaliar o impacto destes vazamentos na estabilidade da obra.

Renner (1994) avaliou o sistema de monitoramento de algumas barragens alemãs com núcleo impermeável. A Tabela 8 resume as informações apresentadas pelo autor.

Tabela 8 – Monitoramento de barragens na Alemanha (Renner, 1994)

Barragem	Impermeabilização	Grandezas monitoradas	Observações
BEVER H = 41,5m Fundação Permeável	Chapa de aço com proteção rochosa	- Poropressões abaixo da galeria de inspeção; - Volume de água de percolação	- Vazão: 5×10^{-4} e $1,2 \times 10^{-2}$ m ³ /s;
DHÜNN H = 35,5m Trincheira de vedação	Núcleo de concreto asfáltico	- Volume de água de percolação; - Nível piezométrico	- Injeções de bentonita para redução do fluxo
GROBE DHÜNN H = 60,0m Enrocamento Trincheira de vedação	Núcleo de concreto asfáltico	- Poropressões; - Nível d'água; - Nível piezométrico	- Injeções para redução de nível piezométrico;
WUPPER H = 40,0m Enrocamento Trincheira de vedação	Núcleo de concreto asfáltico	- Poropressões; - Nível d'água; - Nível piezométrico	-

Botha e Barker (1994) estudaram a percolação e o comportamento da fundação da barragem de Roodekopjes (África do Sul), durante o alteamento de 3,5m do reservatório, por meio de um grande número de instrumentos, dentre eles os piezômetros tipo Casagrande. No entanto, os baixos níveis piezométricos registrados não explicavam as constantes inundações que atingiam os terrenos a jusante da barragem. O problema na realidade estava em uma camada profunda na fundação que funcionava como um canal preferencial de fluxo. Este exemplo serve para mostrar que nem mesmo um excelente sistema de monitoramento é suficiente para explicar problemas quando as condições de sub-superfície não são bem conhecidas.

Bister et al. (1994) relatam as leituras anormais registradas para os piezômetros da barragem de St. Pardoux (França) que apresentavam leituras acima do limite estabelecido como seguro, no projeto original. Além da necessidade da redução do reservatório, os autores concluíram que o aterro foi compactado de forma incorreta e que poderiam existir lentes de material mais permeável (areia).

Fraiha Neto e Pacheco Neto (2002) apresentaram o projeto de ampliação e automação dos piezômetros da U.H.E. de Curuá-Una. Para este caso considerou-se a instalação de mais quinze piezômetros elétricos em adição aos sessenta existentes. Além disso, foi instalado um sistema de monitoramento automático similar ao sistema proposto por Garcia (1994), adotado na barragem de Valparaiso (Espanha).

2.6. Problemas de percolação em Barragens

A década de 30 é considerada como marco inicial do desenvolvimento da mecânica dos Solos. Desta forma, os métodos utilizados para projetos de barragens, naquela época, eram extremamente empíricos. Registra-se, então, um razoável número de insucessos e construções super dimensionadas e antieconômicas.

Middlebrooks (1953) fez um levantamento destes insucessos utilizando como base de referência cerca de 200 barragens (Tabela 9). O controle inadequado de percolação (ruptura hidráulica) foi responsável por 25% dos acidentes relatados, sendo a segunda maior causa de acidentes em barragens.

Como foi observado por Gould e Lacy (1973), problemas de percolação em barragens podem aparecer na fase de primeiro enchimento do reservatório (Teton, EUA, novembro de 1975 até junho de 1976), e (Malpasset, França, 1955 até 1959) ou na fase de operação, após alguns anos do primeiro enchimento (Baldwin Hills, EUA, 1951 até 1963).

Segundo Gould e Lacy (1973), evidências de problemas de percolação podem ser observadas em diversas regiões de barragens, conforme mostra a Tabela 10.

Wilson e Marsal (1979) concluíram que as causas mais comuns de fissuramento em barragens são o galgamento; a erosão interna (*"piping"*, no maciço, na fundação ou nas ombreiras), além de problemas de estabilidade na face de jusante da barragem, causados por elevados gradientes hidráulicos e subpressões. Dentre as 4 maiores rupturas analisadas por Leonards (1987), 3 foram causadas por problemas complexos de fluxo na fundação ou aterro: Baldwin Hills, Teton e Malpasset.

Tabela 9 – Levantamento de acidentes em barragens (Middlebrooks, 1953)

Causa do Acidente	%
Falta de proteção dos taludes	5
Causas diversas	12
Vazamento de galerias	13
Escorregamentos	15
Rupturas hidráulicas	25
Transbordamento	30

Tabela 10 - Evidências de problemas de percolação (Gould e Lacy, 1973)

Local da Percolação	Evidência no Campo
Aterro, ombreiras e contato com a fundação	<ul style="list-style-type: none"> - Surgências e umedecimento no talude de jusante; - Elevação dos níveis piezométricos na face de jusante; - Arqueamento e fissuras transversais na crista; - Aumento do fluxo no pé de jusante com carreamento de materiais; - Diminuição do nível do reservatório.
Através da fundação	<ul style="list-style-type: none"> - Surgências no talude de jusante ou no pé do aterro; - Elevação dos níveis piezométricos da fundação à jusante do núcleo; - Aumento do fluxo no pé de jusante com carreamento de materiais; - Aumento do fluxo no rio e perda de nível do reservatório.
Através das ombreiras	<ul style="list-style-type: none"> - Surgências no talude de jusante e crescimento localizado de vegetação; - Grandes perdas de água desproporcionais ao aumento do nível do reservatório; - Aumento do fluxo fora do perímetro do reservatório.

Ley (1973) define como percolação segura aquela onde não há erosão por “*piping*” e não ocorre instabilidade das estruturas devido a subpressões elevadas ou ao aumento da saturação. A determinação da percolação admissível deve utilizar métodos teóricos e/ou inspeção de campo. O autor destaca alguns aspectos que auxiliam na avaliação de risco potencial devido ao fluxo: (a) observar evidências de “*piping*” na superfície; (b) destacar áreas superficiais saturadas; (c) monitorar vazamentos; (d) monitorar os poços de observação e piezômetros; (e) checar a existência de sólidos nos fluidos de percolação. Estes itens devem ser registrados e avaliados periodicamente, pois qualquer alteração pode indicar o desenvolvimento de uma situação de risco.

No Brasil, os problemas relacionados com o controle de percolação também foram responsáveis por alguns acidentes conforme está apresentado na Tabela 11.

Vargas et al. (1955) e Budweg (1982) relatam o acidente ocorrido na barragem de Pampulha (1954) no Estado de Minas Gerais, como um exemplo de acidente por erosão regressiva (“piping”). A barragem é fundada em solo residual e possuía um sistema de drenagem inadequado e com zonas de filtragem dimensionadas de forma incorreta. Algum tempo antes deste acidente, fraturas se desenvolveram na proteção do talude de montante. Estas fraturas serviram como caminho preferencial de percolação e, face à ineficiência do sistema de drenagem, causaram o início do “piping” por erosão interna. Acredita-se que o fluxo pela fundação também tenha desenvolvido o mesmo fenômeno.

Tabela 11 - Acidentes em grandes barragens de terra no Brasil (Sayão, 2001)

Barragem	Local	Início operação	Data do acidente	Causa
Ema	Pereio (CE)	1932	1940	Percolação pelo aterro
Duas Bocas	Vitória (ES)	1938	Enchimento	Percolação pelo aterro
Pampulha	B. Horizonte (MG)	1941	1954	Percolação pelo aterro
Santa Cruz	Santa Cruz (RN)	1959	1981	Galgamento
Euclides da Cunha	São José do Rio Pardo (SP)	1960	1977	Galgamento
Mulungu	Buique (PE)	1981	1982	Percolação aterro-galeria
Santa Helena	Camaçari (BA)	1981	1985	Levantamento da laje (vertedouro)
Açu	Rio Piranhas (RN)	Em construção	1981	Deslizamento talude montante

A barragem de Selova (Iugoslávia) é um exemplo de obra na qual houve a preocupação de avaliar a segurança quanto ao “piping” (Markovic et al., 1997). A interação entre zonas de argila e enrocamento, a transferência de carga devido a recalques diferenciais e os efeitos causados pela geometria do vale, poderiam reduzir as tensões verticais totais, criando condições para o desenvolvimento de fraturamento hidráulico. As fissuras do fraturamento poderiam penetrar no núcleo impermeável, formando um caminho preferencial de fluxo que poderia gerar uma erosão progressiva. Estudos mais detalhados indicaram que esses efeitos não trariam risco à barragem em relação ao “piping”.

De acordo com Pritchett (1985), os dois maiores desafios quando se procura controlar o fluxo são: (i) o projeto do aterro e estruturas de drenagem e (ii) adaptação do aterro à fundação, às ombreiras e às estruturas adjacentes.

Observa-se também que as condições de percolação pela fundação, que ocorrem após o enchimento e ao longo da operação da obra, têm sido priorizadas na avaliação do desempenho da obra.

Após o enchimento inicial da barragem de Smithville (EUA), os piezômetros instalados nos reforços apresentaram leituras superiores às previstas, levando à necessidade de reavaliação da segurança da barragem (Walberg et al., 1985). Com objetivo de determinar as verdadeiras condições de sub-superfície foi executado um amplo programa de investigações. Este programa incluiu sondagens, amostragem, ensaios e instalação de instrumentos. As investigações mostraram a presença de uma zona preferencial de fluxo, que produziu uma região de permeabilidade elevada na ombreira. Novos estudos de estabilidade mostraram que poços de alívio no pé de jusante e no próprio talude de jusante tornariam a obra novamente estável.

Em 1976, durante o enchimento rápido do reservatório, a barragem de Teton (Figura 10), em Idaho, EUA, rompeu por deficiência dos sistemas de controle de percolação. Apesar da evidência de ocorrência de “*piping*”, não houve tempo suficiente para solucionar o problema. A barragem apresentava uma altura de aproximadamente 93m e comprimento de 975m com apenas medidores de vazão e poços de inspeção. Dois dias antes da ruptura, surgências começaram a ser observadas, primeiramente pelas ombreiras e depois pelo dreno de pé do talude de jusante (Gould e Lacy, 1973).



Figura 10 - Ruptura da Barragem de Teton – Estados Unidos (USBR, 2003)

A erosão interna foi causa direta da ruptura de algumas barragens nos Estados Unidos como, por exemplo, Centralia (Figura 11), reservatório Kelle Barnes (Figura 12) e Fontenelle (Figura 13).

Gebhart (1973) relata o caso da barragem de Fontenelle que, em setembro de 1965, apresentou um vazamento na face de jusante do aterro, adjacente à ombreira direita da barragem. O rebaixamento do nível do reservatório evitou uma tragédia, visto que à jusante desta barragem existia uma comunidade de 4000 pessoas.



Figura 11 - Ruptura da barragem de Centralia (USBR, 2003)



Figura 12 - Ruptura da barragem de Kelle Barnes (USGS, 2003)

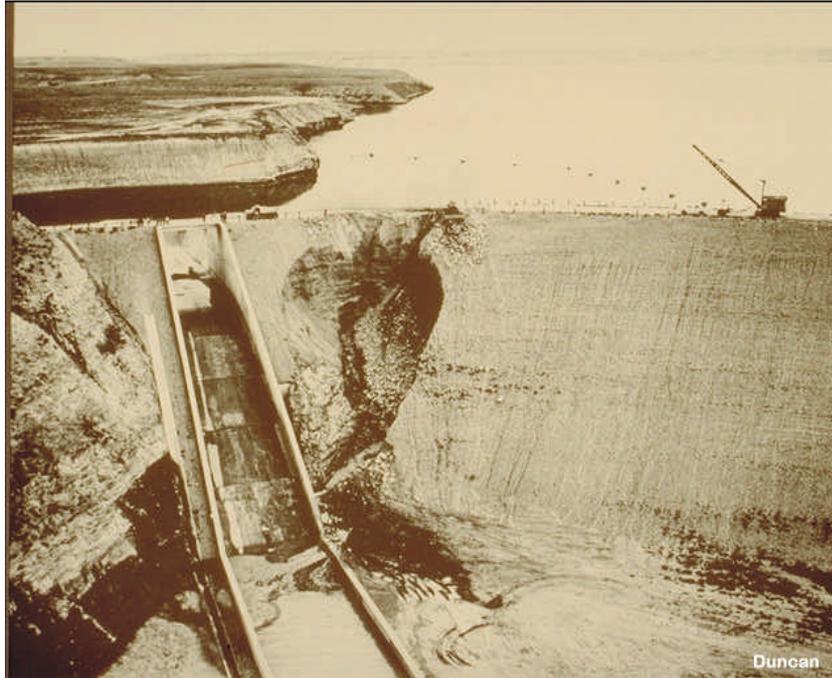


Figura 13 - Ruptura da barragem de Fontenelle (FEMA, 2003)

Segundo Clevenger (1973) todo o fluxo pela fundação é um indicativo de risco de ruptura e a estimativa confiável deste risco é extremamente difícil. O autor relata que 10% das rupturas de barragens são devidas ao fluxo pela fundação, sendo que 1/3 destas atingiram a ruptura após muitos anos de funcionamento. O autor ressalta também que barragens antigas foram projetadas e construídas utilizando critérios técnicos atualmente ultrapassados.

O autor apresenta uma série de casos históricos onde a segurança da barragem foi questionada face à existência de fluxo pela fundação. Alguns desses casos estão descritos a seguir.

No ano de 1958, no estado de Wyoming, nos EUA, uma barragem de terra de 15m de altura, fundada sobre terreno areno argiloso (glacial) apresentou um borbulhamento nas proximidades do pé de jusante. Como era impossível reduzir a carga do reservatório, a solução encontrada para redução de “*piping*” foi a construção de um dreno de areia e cascalho.

Em outro caso histórico, a solução empregada menos simples. A barragem de 49m de altura, localizada no parque “*Great Plains*”, fundada em aluvião arenoso, de grande espessura, e com uma cortina de estacas prancha, apresentou um grande volume de percolação durante o enchimento. Apesar de não existirem sinais de “*piping*”, o aumento dos níveis piezométrico fornecia evidências dessa possibilidade. Uma eventual ruptura da barragem seria catastrófica, em virtude da sua localização e do grande volume de água do reservatório. Procurou-se, então, estabelecer o limite dos níveis piezométricos

para a manutenção da estabilidade da barragem. Foram instalados poços de monitoramento e foi recomendada a execução das obras de remediação. No entanto, limitações econômicas impediram a execução das obras.

Kulkarni e Kulkarni (1994) descrevem alguns casos históricos ocorridos da Índia. De acordo com a classificação do ICOLD, 58 incidentes foram identificados, dos quais alguns foram classificados como rupturas. A Tabela 12 apresenta um resumo das informações mais relevantes no que se refere a problemas de fluxo.

Tabela 12 - Incidentes em barragens da Índia (Kulkarni e Kulkarni, 1994)

Barragem	Incidente	Medidas Adotadas
MAJALGAON (h=30,2m) Barragem de terra Gravidade Fundação permeável	- 1987; - Observação de surgências; - Sinais de percolação preferencial; - Aparecimento de fissuras	- Poços de alívio (85); - Berma de estabilização; - Reforço do sistema de drenagem e preenchimento das fissuras
TAWARJA (h=14,65m) Barragem de terra Trincheira de vedação Fundação permeável	- 1981; - Surgências no talude de jusante; - Borbulhamento no pé de jusante - Dreno de pé não funcionava	- Execução de uma berma de estabilização; - Poços de alívio (30); - Monitoramento de poropressões (piezômetros Casagrande); - Monitoramento de recalques
RAMPUR (h=10,97m) Barragem de terra	- 1988; - Deslizamento no talude de jusante (precipitação intensa e nível do reservatório acima do permitido); - Bloqueamento do fluxo dos drenos; - Surgências no talude de jusante	- Rebaixamento rápido do nível do reservatório; - Berma de estabilização e recuperação do talude de jusante; - Desbloqueio da área de escoamento dos drenos
BUBALI (h=20,9m) Barragem de terra Fundada em rocha branda Poço de alívio em alvenaria	- 1983; - Percolação no talude de jusante com "piping"; - Alto gradiente de saída; - Subsidiências no talude de jusante	- Execução de drenos; - Preenchimento das zonas de "piping"; - Rebaixamento do nível do reservatório; - Injeções de nata de cimento

A percolação pela fundação sempre oferece um risco potencial quanto à segurança do projeto. A ruptura da barragem de Iwiny, na Polônia (Figura 14),

em 1967, é citada como uma das maiores catástrofes da engenharia polonesa. De acordo com Chacinski et al. (1994), forças de percolação elevadas e infiltração excessiva na fundação e no aterro foram as principais causas deste acidente.

Os autores simularam numericamente a erosão interna do solo de fundação. O material de fundação era composto por aluvião arenoso, detritos, rochas, tendo sido também observada a presença de uma falha geológica. Uma pequena subsidência ocorreu acima desta falha, seguida de uma outra maior, devido à infiltração da água nesta mesma falha. A simulação numérica foi realizada em vários estágios, possibilitando a reprodução do processo de erosão.



Figura 14 - Ruptura da barragem de Iwiny (Polônia-1967) (IMWM, 2003)

2.7. Controle de Percolação em Barragens

Todas as barragens que retêm uma massa de água estão sujeitas aos efeitos da percolação. Para alguns casos, a percolação degrada o aterro, a fundação ou ambos. Nesses casos, medidas corretivas são claramente indicadas e a decisão deve ser tomada levando-se em conta a urgência do problema.

Para outros casos, o volume de percolação pode ser considerável, mesmo que não apresente sinais de deterioração que possam afetar a segurança da estrutura. Nestes casos, medidas para reduzir o volume de percolação devem depender de análises do tipo custo benefício. Deve-se verificar se o volume de recursos gastos para a execução da obra é compatível com a economia atingida após a execução dos serviços.

Quando as medidas corretivas não forem indicadas, um contínuo programa de monitoramento é necessário para que se possa detectar deterioração a longo prazo, capaz em colocar em risco a segurança da barragem.

Os dispositivos de controle de fluxo deverão evitar que ocorram problemas sérios e danosos à barragem devido aos efeitos da percolação. Dentre os principais problemas, os mais freqüentes são: erosão interna (“*piping*”), excesso de subpressão, que pode levar ao comprometimento da estabilidade da obra, e consideráveis perdas d’água. O efeito da erosão interna é o mais grave em função da rapidez do processo que pode culminar com a ruptura da barragem.

Para as barragens cujo solo de fundação é permeável, deve-se lançar mão de um método de tratamento que procure satisfazer às condições de segurança e economia. Powell e Morgenstern (1985) relatam a utilização e performance de várias medidas redutivas de fluxo pela fundação, em mais de 100 barragens situadas em solos permeáveis. Os autores apresentam aplicações de diversos métodos de controle de percolação pela fundação e definem valores aceitáveis de fluxo pela fundação permeável. Além disso, propõem um critério preliminar de projeto e avaliação da segurança em termos de percolação permissível pela fundação.

O uso de geotêxteis no controle de percolação em barragens tem tornado-se comum especialmente em áreas onde o fluxo não é crítico. Roth e Scheider (1991) recomendam que os geossintéticos sejam utilizados em grandes barragens somente em conjunto com outros métodos e quando for possível haver manutenção.

2.7.1. Filtros e Drenos

Os filtros e transições finas de areia compactada, em barragens de terra, funcionam como discontinuidades no interior do maciço, separando o núcleo de argila das abas ou a zona de montante (saturada) da de jusante (drenada).

A drenagem é freqüentemente executada na forma de trincheiras ou tapetes, utilizando-se materiais permeáveis podendo ser incorporados coletores ou tubulações.

Os drenos de pé são, em geral, parte de um sistema de drenagem, pois sua principal finalidade é a coleta das águas captadas pelos tapetes drenantes.

A condução das águas até o ponto de saída pode ser executada com tubos cerâmicos, de concreto ou metálicos. Para evitar o entupimento, os tubos devem ser colocados em valas e envolvidos por um filtro adequado. As valas

drenantes se aprofundam ligeiramente na fundação permeável, sendo que o principal objetivo é controlar os gradientes elevados que possam surgir no pé de jusante.

A seleção do material empregado deve ser criteriosa. Os drenos devem obedecer aos critérios de filtro e apresentar valores de permeabilidade indicados no projeto.

Inúmeras barragens de terra homogêneas possuem drenos internos constituídos de um único material, atendendo o critério de filtros de Terzaghi. A preocupação básica era a prevenção ao fenômeno de erosão interna regressiva (Massad e Gehring, 1981).

Cedergren (1977) apresenta um método de cálculo racional das espessuras de drenos, admitindo que os tapetes drenantes trabalham livremente, sem carga. O dimensionamento, segundo este método, requer uma previsão adequada da vazão das águas de infiltração. Esta previsão é difícil, pois depende da qualidade da estimativa dos coeficientes de permeabilidade, os quais são influenciados pelo nível de tensões, pelo grau de anisotropia, entre outros.

2.7.2. Restrição do Nível do Reservatório

A diminuição da cota do reservatório é uma das primeiras medidas de emergência, para redução dos riscos de acidentes devido à percolação pela fundação. A redução da carga hidráulica produz um efeito imediato. Entretanto, dependendo da função econômica da barragem, esta alternativa deve ser encarada como medida temporária, até que uma solução permanente seja executada (Ley, 1973).

2.7.3. Injeções de Impermeabilização

A injeção constitui-se em um tipo de vedação, executada com o intuito de criar uma barreira impermeável à percolação da água. Além do cimento, outros materiais como a argila e produtos químicos podem ser utilizados devido a sua facilidade de injeção.

As injeções requerem cuidados especiais no planejamento e execução, visto que a aplicação de pressões excessivas pode ser prejudicial à estrutura ou à fundação da barragem.

2.7.4. Poços de Alívio

Poços de alívio são sistemas de drenagem profundos que podem atravessar diversos estratos. A teoria básica sobre poços de alívio foi apresentada por Middlebrooks e Jervis (1947).

Este tipo de sistema é recomendado em casos de fundação permeável, para evitar ruptura por “*piping*”, quando a camada impermeável sobre a fundação, a jusante, tiver peso menor que a coluna d’água do reservatório.

Resultados de ensaios em modelos apresentados por Turnbull e Mansur (1961) mostram que a eficácia de um sistema de poços de alívio é função principalmente do comprimento da zona drenante que penetra na camada permeável.

2.7.5. Tapetes Impermeáveis

O controle da vazão através de tapete impermeável consiste no lançamento de camadas de material argiloso a montante da barragem, com a função de aumentar a trajetória de percolação. Com isso reduz-se o gradiente hidráulico e a subpressão na região de jusante. Em alguns casos, o tapete pode ser lançado somente em alguns trechos da barragem, considerados mais críticos.

Esta técnica apresenta boa eficiência e deve ser executada diante de um horizonte de fundação permeável e profundo. Além disso, deve ser empregada quando se necessita uma vazão pela fundação bem reduzida. Sua execução é muitas vezes econômica, pois permite empregar materiais argilosos destinados a bota-fora.

Bennett (1946) apresentou uma metodologia para dimensionamento de tapetes impermeáveis. Esta metodologia foi concebida através da estimativa da eficiência deste sistema de impermeabilização em termos de comprimento efetivo do tapete. Os ábacos propostos permitem a avaliação da vazão percolada através da fundação permeável para diversos comprimentos, espessuras e permeabilidades dos tapetes.

Justin et al. (1965) apresentaram uma formulação aproximada que permite determinar o comprimento do tapete. No entanto, sua utilização deve ser realizada com critério, uma vez que considera somente a permeabilidade da fundação.

Turnbull e Mansur (1961) apresentaram recomendações sobre tapetes impermeáveis, poços de alívio e bermas, indicando, para cada caso, valores máximos para os gradientes de saída.

2.7.6. Tapetes Drenantes

O principal objetivo deste método de controle de percolação é aliviar as subpressões e prevenir a ruptura por erosão interna. Recomenda-se que os tapetes sejam executados no lado de jusante da barragem.

O tapete drenante deve possuir um coeficiente de permeabilidade maior do que a fundação, não devendo ocorrer perda de carga considerável no fluxo que percola através do tapete. A granulometria deve ser tal que impeça o carreamento dos grãos do solo de fundação e a sua espessura deve permitir uma capacidade drenante superior à vazão prevista. Terzaghi e Peck (1948) apresentam recomendações para o dimensionamento de tapetes drenantes.

2.7.7. Trincheiras de Vedação Vertical (“*cut-off*”)

O “*cut-off*” pode ser executado de duas formas distintas: vedação total ou vedação parcial. Quando se utiliza a vedação total, a camada permeável da fundação é totalmente atravessada pelo elemento, encaixando-se no horizonte impermeável. A execução pode ser feita com material argiloso compactado, estacas metálicas ou muros de concreto.

O “*cut-off*” parcial é geralmente utilizado quando o custo da execução não justifica a construção de um dispositivo que penetre totalmente na camada permeável. Segundo Amorim (1976), não existe uma relação direta entre a redução de fluxo percolado e a redução do desnível entre o “*cut-off*” parcial e a base da camada permeável da fundação. A Tabela 13 mostra resultados experimentais de observação de campo e em modelos.

A Figura 15 mostra a comparação dos resultados apresentados pelos autores da tabela anterior, incluindo também os obtidos por meio de Método dos Elementos Finitos relatado por Amorim (1976).

Lambe e Whitman (1969) apresentam exemplos sobre o efeito do “*cut-off*” parcial com penetração em torno de 43%, em fundações permeáveis e homogêneas, comparando condições de barragem sem “*cut-off*”, com “*cut-off*” no pé de montante e com “*cut-off*” no pé de jusante.

Tabela 13 - Relações entre a redução do fluxo de percolação pela fundação e a profundidade de instalação dos "Cut-Offs" (Amorim, 1976)

Fonte:	Tipo da Fundação	Observações
Turnbull e Mansur (1961)	Permeável Homogênea Isotrópica	"cut-off" parcial de perfis metálicos. Trincheira com base na meia altura da camada permeável. Redução de 25% na percolação.
Cedergren (1977)	Permeável Homogênea Isotrópica	"cut-off" com penetração de 90%. Redução de 61% na percolação
Mansur e Perret (1948)	Permeável Homogênea Isotrópica	Estudo em modelos. Penetração de 98% produz efeito significativo na redução da percolação. Com 25%, praticamente não produz efeito.

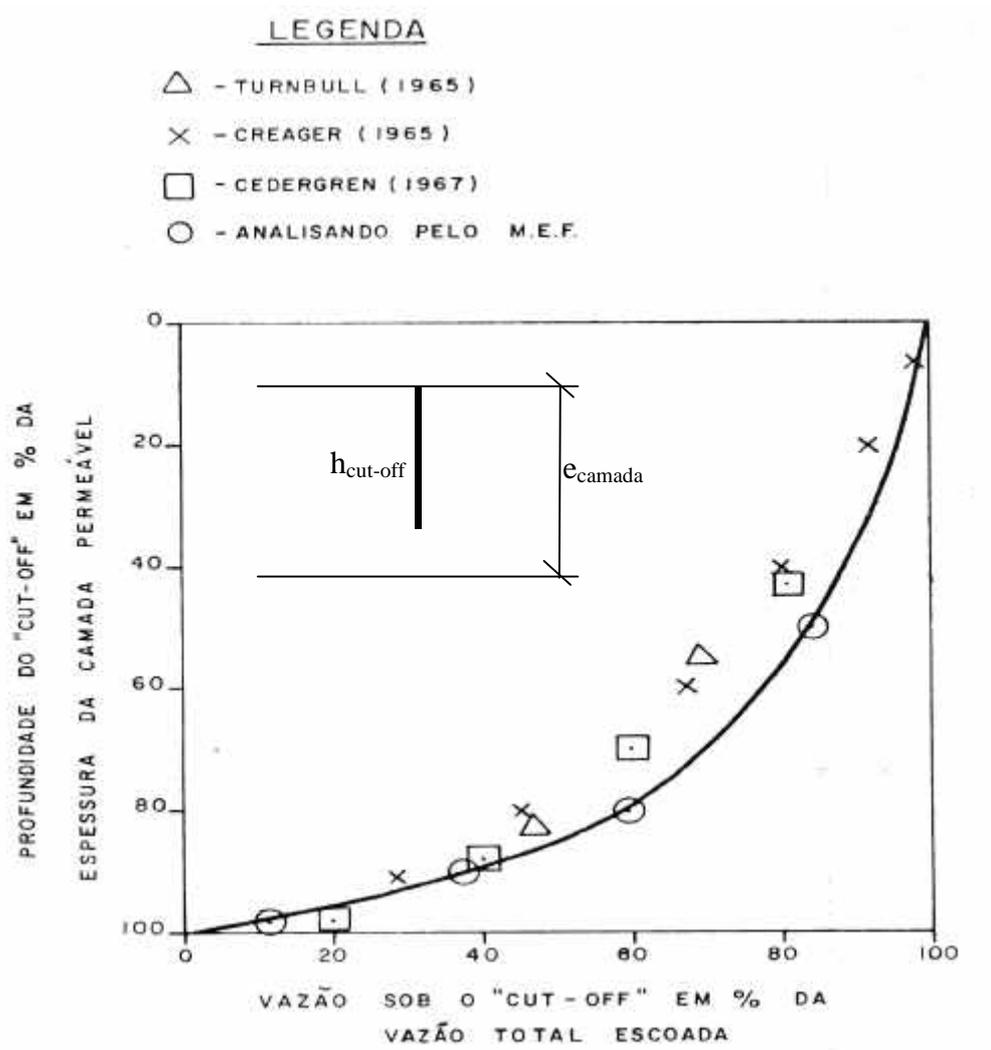


Figura 15- Profundidade do "cut-off" e a vazão pela fundação (Amorim, 1976)

Amorim (1976) mostra que existe uma variação razoável nos valores dos gradientes de saída. A Tabela 14 mostra os cuidados a serem tomados na escolha da posição do “cut-off” parcial.

Tabela 14 - Gradientes de saída sob diferentes condições (Amorim, 1976).

Característica da Barragem	Vazão sob a Barragem [(cm ³ /min)/cm]	Gradiente de Saída (Pé de Jusante)
Sem “Cut-Off”	20,3	0,42
“Cut-Off” no pé de montante	17,4	0,34
“Cut-Off” no pé de jusante	17,4	0,18

2.7.8. Exemplos de Controle de Percolação

A Barragem de Paranoá (DF), construída no final da década de 50, apresentou infiltrações na ombreira direita, durante o enchimento. Os dados obtidos na instrumentação mostravam um lento agravamento da situação com o decorrer do tempo, levando a proprietária da obra (Companhia de Eletricidade de Brasília) a considerar a necessidade de serem tomadas medidas para o controle das infiltrações nas ombreiras. As soluções mais onerosas, como a execução de cortina de injeção ou ampliação do tapete drenante, foram descartadas, sendo adotada uma trincheira de drenagem na ombreira, associada a drenos subverticais e subhorizontais. O posicionamento e a direção dos drenos foram projetados de modo a interceptar os contatos permeáveis da ombreira (Gaioto, 1981).

O projeto básico da Barragem de Três Irmãos (Rio Tietê - SP) previa a execução de um dreno horizontal de elevada permeabilidade. Entretanto, estudos realizados por meio de Método dos Elementos Finitos constataram que a linha de saturação estaria acima do filtro, o que acarretaria em um dreno de espessura economicamente inviável. A solução adotada, sem alteração significativa no custo global do sistema de drenagem interna, foi a execução de drenos de brita, denominados tipo “francês”, transversalmente ao eixo da barragem, interligados por tapete de areia. Além disso, foi executado um dreno de pé, interligando os drenos e reduzindo os riscos decorrentes de uma eventual obstrução das saídas (Pacheco et al., 1981).

Bister et al. (1994) recomendaram como método de controle o rebaixamento do nível do reservatório da barragem de St. Pardoux devido ao comportamento inadequado da estrutura, observado através dos registros

piezométricos. Neste caso a barragem era utilizada para lazer e seu rebaixamento não implicou em perdas significativas de sua funcionalidade.

Siqueira et al. (1981) relatam os serviços de impermeabilização das fundações da barragem de Itaipu, através da execução de uma cortina de injeção de cimento constituída por 250.000 m de furos de até 120 m de profundidade.

Barros e Barbi (1983) afirmam que a eficiência da cortina de injeção, executada em Itaipu, é de quantificação difícil, face a proximidade e interferência do sistema de drenagem. A partir da análise das várias seções instrumentadas, foi observado que a cortina de injeção não possuía influência nos horizontes menos permeáveis. Por outro lado, em regiões mais permeáveis, notou-se uma maior perda de carga.

Silveira et al. (1981) avaliaram a eficiência das cortinas de injeção e trincheiras de vedação da Barragem de Água Vermelha. Foi utilizado o conceito de coeficiente de eficiência, proposto por Casagrande, o qual é definido como a razão entre a perda de carga medida e a perda de carga esperada, comparando-se as cargas imediatamente anteriores e posteriores aos elementos de vedação. Duas seções transversais foram instrumentadas com piezômetros de fundação.

A Figura 16 apresenta a locação dos piezômetros na primeira seção, conjuntamente com os níveis piezométricos observados após o primeiro enchimento do reservatório.

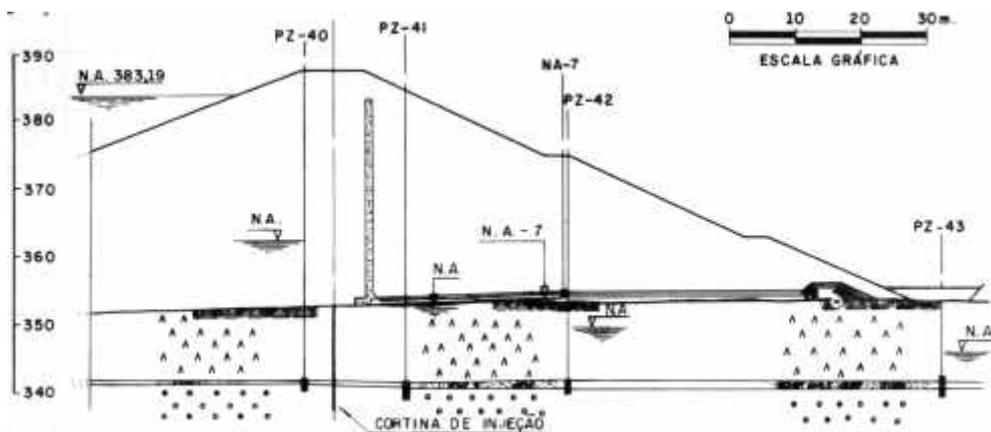


Figura 16 - Níveis piezométricos na seção da Est. 181 + 10 em outubro de 1979 - Barragem de Água Vermelha (Silveira et al., 1981).

A Tabela 15 mostra a evolução da eficiência da cortina de injeção. Após o enchimento do reservatório (março de 1979), verificou-se uma redução na eficiência, atribuída a possibilidade de um processo de carreamento de materiais de fundação ou de materiais não consolidados da própria injeção.

A Tabela 16 mostra a evolução da eficiência da trincheira de vedação. Os resultados indicam uma aparente redução da eficiência. Esta redução, entretanto, foi atribuída à existência de vazamentos pelas ombreiras e não ao mau funcionamento do elemento de vedação.

Tabela 15 - Eficiência da cortina de injeção (Silveira et al., 1981).

Data	N.A. do Reservatório	Coeficiente de Eficiência (%)	
		Est. 181 + 10	Est. 184 + 00
09/03/1979	383,3	39	45
31/10/1979	383,2	24	27
29/09/1980	374,3	23	26

Tabela 16 - Eficiência da trincheira de vedação (Silveira et al., 1981).

Data	N.A. do Reservatório	Coeficiente de Eficiência (%)	
		Est. 192 + 10	Est. 194 + 10
09/03/1979	383,3	82	83
31/10/1979	383,2	76	74

Observações de subpressões em algumas barragens brasileiras, feitas por Vargas (1971) e Queiroz (1971), mostram a elevada eficiência dos poços de alívio na redução dessas pressões.

Previsões feitas para algumas barragens norte-americanas, apresentadas por Casagrande (1961), mostraram que poços de alívio, executados a jusante da cortina, reduziram em até 100% as subpressões. Para estes casos, as cortinas de injeção tiveram influência quase nula no controle da percolação, enquanto que a jusante dos poços de alívio a média das subpressões era de 10% da carga total.

Segundo Ley (1973), os poços de alívio são muito utilizados em fundações de barragens de concreto e devem estar posicionados logo a jusante da cortina de injeção ou galeria de drenagem. Quando localizados em fundações erodíveis, o projeto deve ser detalhado para evitar o "piping". Nos casos onde a drenagem não é feita por gravidade, pode-se utilizar bombeamento a vácuo.

Silveira et al. (1981) avaliaram a eficiência do sistema de poços de alívio localizados no pé de jusante da Barragem de Água Vermelha. O grande interesse desta avaliação foi o fato de ter se empregado, de forma pioneira no Brasil, a manta de poliéster Bidim, como filtro de transição entre o solo de fundação e o cascalho de preenchimento dos poços. Apesar de um restrito período de observação, a piezometria indicou, em pontos localizados, uma redução de 4,0 metros na coluna d'água a jusante dos poços de alívio. Tal fato,

aliado ao nível piezométrico de jusante estar próximo da base do dreno horizontal, indicou um adequado desempenho desse sistema de drenagem no local.

A barragem de Tarbela (Paquistão) foi construída sobre aluvião com lentes de areia a baixas profundidades. Existia grande preocupação de projeto face à elevada permeabilidade da fundação. A solução adotada para controle de percolação foi a utilização de tapete impermeável à montante, com comprimento de 2350m em direção à jusante. Apesar das dimensões do sistema de impermeabilização, esta solução se mostrou ineficaz, tendo sido registrados altos volumes de percolação ($9,4\text{m}^3/\text{s}$) e altas subpressões no tapete. Foram, então, executados mais de 200 poços de alívio. Adicionalmente, foram executadas injeções nas ombreiras devido ao aparecimento de zonas preferenciais de percolação (Bhatti, 1994).

A solução de tapete impermeável foi aplicada na barragem de Aswan (Egito) (Figura 17) também em associação com outros sistemas de controle de percolação (cortina de injeção e poços de alívio) (Hammad, 1963).



Figura 17 - Vista de satélite da Barragem Aswan - Egito. (NASA, 2002)

2.8. Segurança de Barragens

Pierre (2002) apresenta passos que podem ser seguidos para avaliar a segurança de uma barragem de pequeno porte: (a) coleta de dados; (b) diagnóstico da segurança; (c) ações complementares; (d) medidas a propor

Na fase de coleta de dados deve-se levantar o máximo de informações possíveis relacionadas ao projeto. Inicialmente, deve-se procurar dados quanto à geologia e hidrologia da região. Mapas hidrogeológicos da época da construção e atuais são fundamentais para a avaliação da obra. Perfis geológicos geotécnicos, bem como a natureza dos materiais e possíveis resultados de ensaios realizados anteriormente, constituem-se em informações extremamente valiosas para esta fase. Deve-se também investigar a ocorrência de sismos na região. Outras informações fundamentais são: critérios de projeto utilizados, especificações recomendadas e desenhos “*as built*” (arranjo final do projeto).

Sempre que possível deve-se proceder a uma entrevista com os técnicos envolvidos no projeto, construção, operação e manutenção, além de moradores das imediações da barragem. Arquivos fotográficos, diários de operação e relatórios de inspeções anteriores completam o processo de coleta de dados.

Na etapa de diagnóstico da segurança, deve-se inicialmente efetuar uma inspeção visual detalhada da obra, observando os seguintes aspectos: (i) ocorrência de percolações preferências na barragem ou fundação; (ii) existência de fissuras, deslocamentos ou sinais de escorregamento nos taludes; (iii) integridade das estruturas de extravasamento e dos equipamentos de manutenção.

Os instrumentos existentes na barragem devem ser cuidadosamente inspecionados e avaliados quanto a sua funcionalidade e confiabilidade, assim com devem ser analisados os dados disponíveis da instrumentação.

O reservatório deve ser inspecionado quanto à ocorrência de regiões de assoreamento. Deve-se também estudar as características físicas, químicas e bacteriológicas da água, pois são indicativos da qualidade da água. Segundo Pierre (2000), existem registros de ataque químico às estruturas da Casa de Força de Curuá-Una devido à natureza da água do reservatório. Outro aspecto dependente da qualidade da água é a possibilidade de ocorrência de colmatação de drenos, como foi apresentado por Nogueira Júnior (1986).

Ainda na fase do diagnóstico da segurança, deve ser avaliada a capacidade da equipe de operação da barragem, a ocupação do vale a jusante e

a as condições de acesso à barragem. Estes três últimos aspectos são fundamentais quando se pretende estimar o potencial de risco da obra.

Pierre (2002) acrescenta que as ações complementares devem requisitar:: serviços topográficos, quando os dados geométricos forem insuficientes ou inexistentes; ensaios nas estruturas, objetivando o conhecimento do material; estudos de estabilidade dos taludes críticos.

Complementando esta fase deve-se reavaliar as condições hidrológicas da bacia, atualizando a série de vazões e a cheia de projeto, além de executar inspeções subaquáticas e batimetria do reservatório. A previsão da área inundada, através da simulação do rompimento, em conjunto com todas as outras informações disponíveis, permite a identificação do potencial de risco

Pierre (2002) ainda propõe medidas que podem ser executadas com o intuito de elevar a segurança da barragem. Podem ser recomendadas obras de recuperação e criação de uma rotina para os serviços de manutenção. Nota-se que geralmente os serviços de manutenção são negligenciados, gerando custos elevados de recuperação das estruturas. A instalação de instrumentos deve ser recomendada sempre que possível, seja para substituir instrumentos danificados ou para monitorar regiões de comportamento desconhecido. Os custos relativos à instalação de um sistema de monitoramento em uma barragem correspondem a aproximadamente 10% dos custos de recuperação de uma obra.

O autor destaca ainda três manuais que podem ser implementados na barragem: manual de operação, manual de segurança e manual dos procedimentos de emergência. Estas ações concluem o conjunto de medidas que podem ser propostas quando se deseja avaliar e aumentar a segurança em uma barragem.

A avaliação da segurança de barragens da República Tcheca foi apresentada por Simek e Pretl (1994). Nesse estudo foram selecionadas as barragens que apresentavam comportamento inadequado. Devido ao grande número de obras desenvolveu-se uma metodologia de avaliação de risco, que incluía: instalação de instrumentos, medições e observações, avaliação de resultados e verificação da estabilidade e segurança das estruturas. Estas avaliações classificaram a situação dessas barragens em dois estados: Não satisfatório (NS) e Crítico (C). A Tabela 17 lista alguns incidentes ocorridos em um total de 99 barragens. Os resultados indicam que cerca de 30% das barragens necessitam de medidas urgentes de remediação e que a maior parte dos incidentes resultou da falta de um controle adequado de percolação. A Tabela 18 apresenta dados relativos à metodologia empregada, sendo

observado que na maioria dos casos a simples observação visual foi suficiente para detectar o nível de segurança da barragem. A instrumentação também se mostrou eficaz na avaliação da condição da barragem.

Tabela 17 – Incidentes na República Tcheca (Simek e Pretl, 1994)

	Número de Eventos		
	NS	C	Total
Galgamento e erosão superficial	10	7	17
“Piping” e erosão de percolação	43	19	62
Escorregamentos (jusante)	15	5	20
Total	68	31	99

Tabela 18 – Metodologia de avaliação (Simek e Pretl, 1994)

	NS	C	Total
Observação visual	26	5	31
Instrumentação	20	6	26
Modelagem numérica	2	0	2
Total	48	11	59

3 Caso da U.H.E de Curuá-Una

Este capítulo trata dos aspectos de projeto, construtivos e de operação da U.H.E. de Curuá-Una. Vale lembrar que o projeto de pesquisa de viabilidade na barragem de Curuá-Una também originou uma outra dissertação. Desta forma, os aspectos apresentados aqui também foram apresentados por Ligocki (2003).

O aproveitamento hidroelétrico de Curuá-Una situa-se a 70km ao sul da cidade de Santarém, no rio Curuá-Una, afluente da margem direita do rio Amazonas. A palavra Curuá-Una tem sua origem no Tupi-Guarani e significa “Rio Escuro” (Curuá: rio e Una: escuro). A U.H.E. Curuá-Una dista cerca de 850 km, em linha reta a oeste, da capital do Estado. Suas coordenadas geográficas são: 2° 24' 52" S e 54° 42' 36" W e está localizado na margem direita do Rio Tapajós, na sua confluência com o rio Amazonas (Figura 18).

Santarém é uma das cidades mais importantes da região amazônica, localiza-se na distância média entre Belém-PA e Manaus-AM, e é o principal centro comercial e industrial da região do Baixo Amazonas.



Figura 18 – Principais rios brasileiros

Na Figura 19 apresenta-se a localização da U.H.E. de Curuá-Una no estado do Pará.



Figura 19 - Localização da barragem

O município de Santarém localiza-se na região do oeste paraense, na meso-região do Baixo Amazonas e na micro-região de Santarém. Ocupa uma área de 24.154 km², representando 1,93% do território paraense.

O projeto inicial de U.H.E. Curuá-Una, na década de 60, tinha por objetivo o abastecimento energético do município de Santarém e região de Aveiro. O projeto da usina previa uma capacidade instalada de 40MW, produzida por 4 turbinas que seriam instaladas em etapas, de acordo com o aumento da demanda. No entanto, ocorreu um crescimento populacional da região maior do que o esperado, aumentando a demanda por energia elétrica. Este aumento populacional foi devido à descoberta de pedras preciosas na região, fato que atraiu muitas pessoas em busca de trabalho. Atualmente, Curuá-Una possui 3 turbinas com 9,5MW de potência útil. Dessa forma, a U.H.E. de Curuá-Una não pode ser responsável pelo abastecimento total da região, sendo necessário suprir a deficiência energética nos momentos de pico de consumo. A demanda extra de energia é garantida pelo sistema interligado de Tucuruí (tramo Oeste).

No local do aproveitamento existem duas cachoeiras, a Cachoeira do Palhão e a Cachoeira do Portão, formadas por blocos e camadas de arenito

ferruginoso. Haberlehner (1976) descreve o local da seguinte maneira: “A Cachoeira do Palhão, formando queda natural de apenas 4 a 5 metros, situa-se em uma volta do rio Curuá-Una que naquele local contorna uma plataforma elevada, que durante muito tempo foi habitada por uma tribo de índios”. Não foram encontradas referências sobre a Cachoeira do Portão.

A represa de Curuá-Una ocupa um trecho do vale que se estende em direção ao sul por 80Km. Segundo Haberlehner (1976) o reservatório da barragem de Curuá-Una apresenta uma superfície de aproximadamente 78km² e não existem baixadas de extensão significativas nas margens dos rios que formam o reservatório, não ocorrendo comunicação com as bacias vizinhas.

3.1. Histórico

A seguir está descrito o histórico da U.H.E. Curuá-Una desde a fase de estudos preliminares em 1952 até o ano de 2002. No final do capítulo está um resumo dos principais fatos ocorridos nestes 50 anos.

Segundo Haberlehner (1976), no ano de 1952 foram realizados os primeiros estudos de viabilidade do aproveitamento do potencial hidráulico na Cachoeira do Palhão. A previsão inicial era de se construir uma usina a fio d'água com uma potência instalada de aproximadamente 4MW. A barragem teria altura máxima de 10m e construção mista, sendo parte em concreto servindo também de vertedouro, e parte com enrocamento. A adução da água até a casa de força seria feita através de um canal escavado em rocha. Na época, os estudos limitaram-se a inspeção visual do campo, sem investigação detalhada de sub-superfície. No local previsto para a construção da barragem foi constatada a existência de arenito ferruginoso, e foram encontradas nas proximidades matacões e conglomerados de quartzo, cascalhos e aluviões.

Somente em 1962 foram realizadas sondagens com perfuração, acusando afloramento superficial de rocha sã somente na área da Cachoeira do Palhão, local destinado a construção da barragem. A profundidade de ocorrência de rocha apresenta cotas muito variáveis, acusando petrificação irregular do sedimento.

Em 1966, com o aumento crescente da demanda por energia elétrica e a possibilidade de implantação de indústrias na região de Santarém, decidiu-se alterar o projeto da usina hidrelétrica, aumentando de 4MW para 40MW a potência instalada. Neste ano, tiveram início estudos para o projeto básico da nova usina (potência de 40MW). Estes estudos deixaram dúvida quanto à

competência do terreno para ser a fundação da usina de 40MW. Examinando-se de forma detalhada os afloramentos, foram observadas cavernas e fendas de diaclases. As cavernas possuíam forma alongada, acompanhando a estratificação, e foram produzidas, segundo Haberlehner (1976), pela erosão que removeu estratos mal cimentados. Estas feições geológicas permitiam a passagem de água subterrânea. Este fato foi confirmado durante a execução da ensecadeira, com a impossibilidade de vedação da fundação. Sondagens adicionais, com maiores profundidades, confirmaram a ausência de rocha firme nas cotas necessárias para a implantação da fundação da casa de força.

Face às condições desfavoráveis da fundação na área da Cachoeira do Palhão, decidiu-se deslocar o eixo da barragem, afastando-o da camada superficial de arenito e buscando uma seqüência sedimentar mais homogênea de areias e argilas, com ausência ou presença reduzida de arenitos. Ressalta-se que tal execução foi realizada simultaneamente ao desenvolvimento do projeto.

Um local a cerca de 800m a montante da Cachoeira foi considerado adequado para fundação da barragem de terra. Uma ligeira depressão existente na margem esquerda sugeriu a construção de um canal adutor, com a casa de força situada a aproximadamente 600m a jusante da cachoeira.

Esta nova área foi extensivamente investigada com sondagens rotativas, com profundidade variando entre 25m e 50m, e poços de inspeção de até 11m de profundidade. Nos furos de sondagem foram executados ensaios de infiltração a cada dois metros e ensaios SPT. Adicionalmente foram retiradas amostras indeformadas com amostrador tipo Shelby.

Para o controle das oscilações no lençol freático, foram instalados tubos de PVC em todos os furos de sondagens. A variação do nível d'água foi também controlada nos poços de inspeção.

Após as intensas investigações um novo projeto foi concebido e executado. Em agosto de 1977 a U.H.E. de Curuá-Una foi finalmente inaugurada.

3.2. Projeto executivo

A usina é de propriedade da REDE Celpa – Centrais Elétricas do Pará. O projeto foi elaborado pela Eletroprojetos S.A. – Estudos de Projetos de Engenharia S.A. e a construção esteve a cargo do Consórcio C.R. ALMEIDA e CONTERPA. Grande parte das informações apresentadas neste capítulo foram extraídas de relatórios técnicos da Eletroprojetos.

O projeto da usina consta de casa de força, com canal adutor e canal de fuga, vertedouro, barragem de terra e uma subestação (Figura 20).

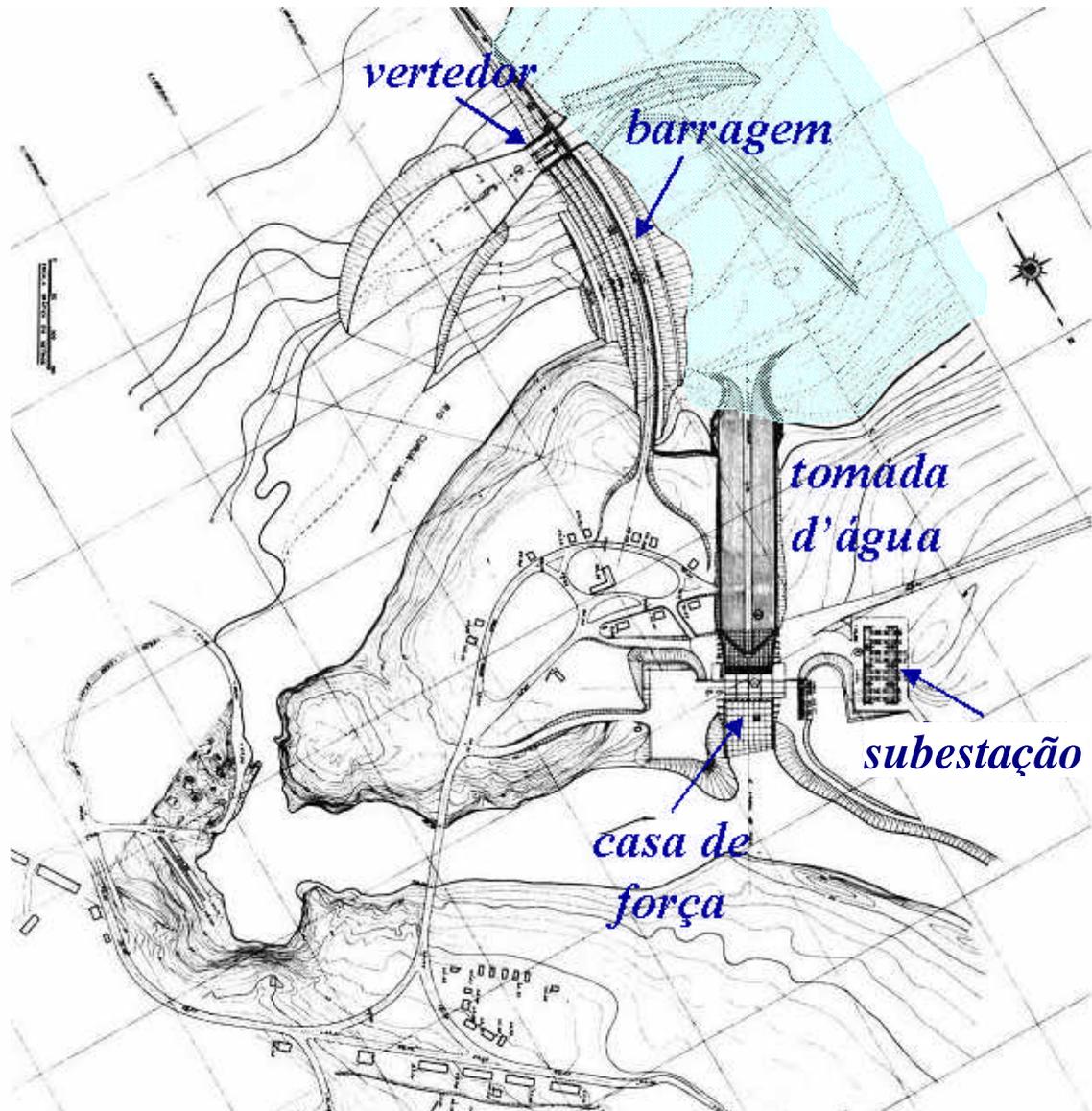


Figura 20 - Planta esquemática da U.H.E. de Curuá-Una (Pierre et al., 1982)

A concepção de projeto de Curuá-Una constituiu-se em um desafio à Engenharia nacional pelo fato de ser a primeira obra de barragem, no Brasil, construída sobre terreno arenoso. Esta peculiaridade confere à Curuá-Una características diferentes das outras obras do gênero, tendo sido necessárias soluções inéditas de projeto e cuidados especiais na construção. Uma vista aérea do projeto em sua fase de execução está apresentada na Figura 21.



Figura 21 - Vista aérea do projeto em fase de execução (Pierre et al., 1982)

As características gerais da obra estão descritas a seguir:

- Reservatório:

Área	78km ²
Capacidade do reservatório	472 x 10 ⁶ m ³
Área de drenagem	153 x 10 ³ km ²
Vazão mínima	45m ³ /s
Vazão máxima	640m ³ /s

- Barragem

Tipo	zonada com núcleo central impermeável.
Comprimento	600m
Altura máxima	26m
Largura da crista	10m

- Tomada d'Água e Casa de Força

Estrutura	concreto armado, na margem esquerda do rio.
Tomadas d'água	04, com grades de proteção e stop-log.

Comprimento64 m
Potência máxima prevista em projeto40MW
Turbinas tipo Kaplan

- Canal Adutor

Seçãotrapezoidal
Comprimento434m

- Canal de Fuga

Material escavado..... arenito
Comprimento68 m

- Vertedouro

Tiposuperficial, com comportas de setor
Comprimento46m

- Bacia de Dissipação

Tiporessalto hidráulico
Comprimento40m

3.2.1.

Aspectos geológicos-geotécnicos

A geologia da região constituiu fator importante na definição das características gerais da obra. A UHE de Curuá-Una está localizada no Planalto Amazônico (Figura 22), sobre terrenos sedimentares clásticos terciários da formação barreiras e quaternários.

Segundo Ferrari (1973), a parte superior do planalto é constituída por extratos planos entre as cotas 150 e 200m. O autor acrescenta ainda que a parte superior do planalto apresenta uma camada de argila caulínica arenosa, de média a alta plasticidade, com uma espessura entre 10 e 20m. São encontrados freqüentemente abaixo desta camada de argila horizontes de concreções lateríticas. Nas camadas inferiores, predominam areias siltosas pouco argilosas, e areias médias a grossas, uniformes e angulares com índices de resistência média de SPT superior a 50 golpes para 30 cm de penetração. Há, também, presença de lentes de argila siltosa fortemente pré-adensadas e lajes de areia cimentada por limonitização, muito compactas. As camadas mais arenosas e as lajes de areia concrecionadas ficam visíveis no leito dos rios.

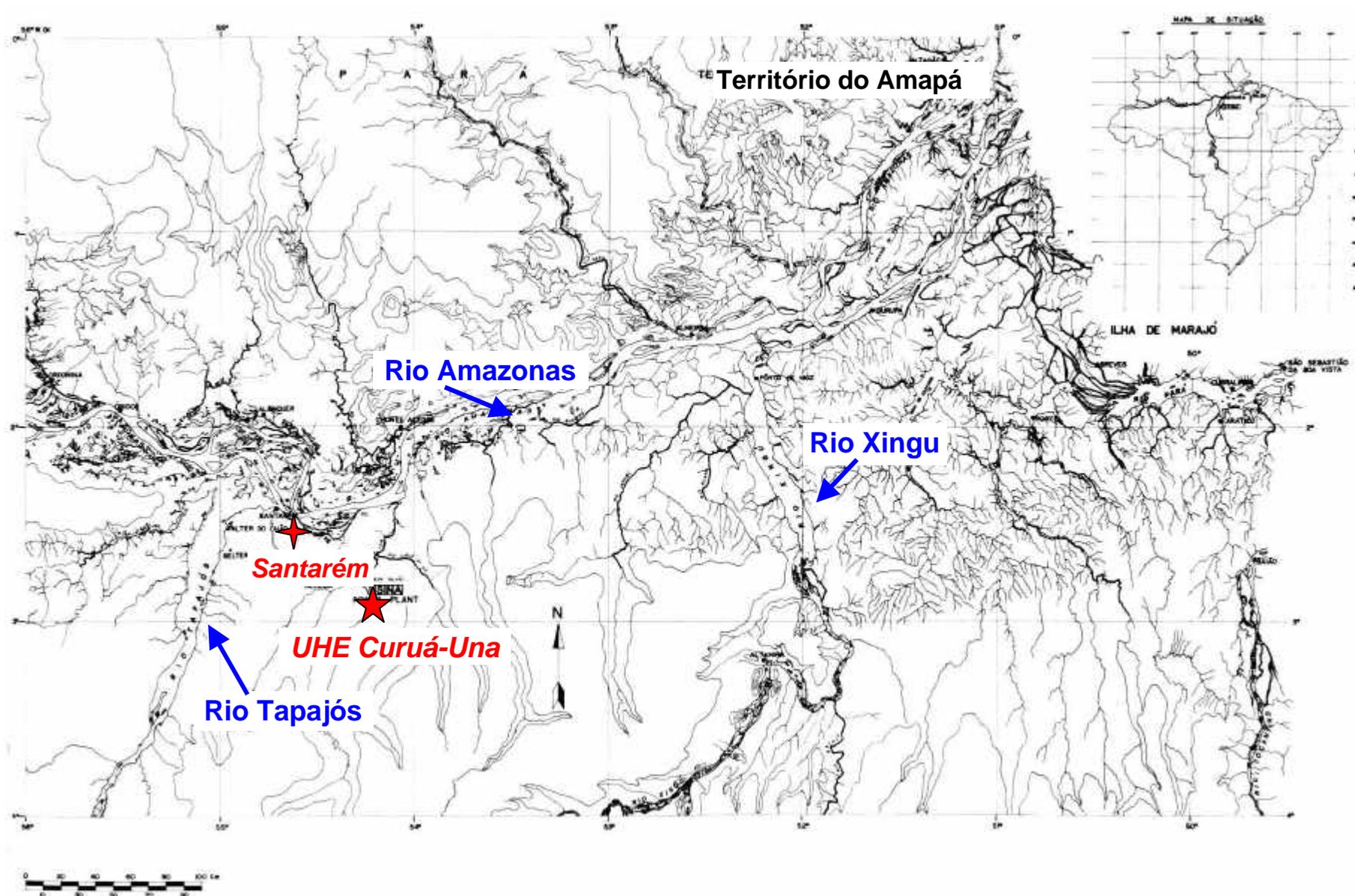


Figura 22 - Bacia hidrográfica amazônica (Pierre et al., 1982)

Na região da construção da barragem o terreno de fundação caracteriza-se por seqüência de areias finas, em parte uniformes e em parte bem graduadas, com presença de argila e de silte. Há camadas de arenito ferruginoso que variavam entre 0,1m e 12,6m de espessura, com fraca cimentação, sem cavernas e fendas. Foi constatado artesianismo procedente de lençóis confinados entre camadas de silte argilo-arenoso e arenito ferruginoso.

Segundo relatório CA-0243 da Eletroprojetos há evidências geológicas que indicam que as camadas de areia siltosa pouco argilosa são do quaternário antigo e já foram carregadas com manto sedimentar de cerca de 100m de espessura, posteriormente removido pela erosão, resultando assim em um acentuado efeito de pré-adensamento. Neste relatório, são apresentados ensaios realizados no laboratório de geotecnia do IPT em amostras indeformadas da fundação do vertedor e casa de força. A Tabela 19 resume os valores obtidos. O relatório observa que os ensaios foram executados com tensões confinantes inferiores aos valores de pré-adensamento destes materiais. Dessa forma, os valores de ângulo de atrito não correspondem aos valores que caracterizam a envoltória de resistência para tensões confinantes mais elevadas. Para efeito de projeto, foi admitido módulo de deformabilidade (E) da fundação do vertedor e casa de força variando linearmente com a profundidade. Para $\sigma_3=100\text{kPa}$, $E=10^5\text{kPa}$, e para $\sigma_3=500\text{kPa}$, $E=4,5 \times 10^5\text{kPa}$. A Eletroprojetos cita ainda ensaios de adensamento realizados em amostras indeformadas da fundação do vertedor e da casa de força, no entanto estes ensaios não apresentaram resultados conclusivos. Os resultados obtidos não permitiram determinar a reta virgem, provavelmente devido a elevada tensão de pré adensamento estimada.

Tabela 19 - Propriedades geotécnicas da fundação da casa de força e vertedouro

Local	Classificação	LL (%)	c (kPa)	ϕ (°)	Tipo de ensaio
casa de força	areia média e fina		0	45	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		120	38	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa	38	310	45	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		420	45	pré-adensado rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		100	45	Triaxial rápido
casa de força	areia média e fina argilosa		0	48	Triaxial rápido
Vertedor	areia média e fina argilosa		45	40	Triaxial rápido
Vertedor	areia média e fina argilosa	31	20	32	Triaxial rápido
Vertedor	areia média e fina argilosa		50	32	Triaxial rápido

Os valores de coesão apresentados pela Eletroprojetos são mais elevados que os encontrados na literatura para areias. Uma hipótese para tal incoerência seria a que os ensaios foram realizados em amostras de solo cimentado. Na há referência sobre a metodologia de execução dos ensaios.

Ensaio de perda d'água nas perfurações das sondagens são relatados por Amorim (1976), indicaram para as areias finas compactadas coeficientes de permeabilidade entre $6,2 \times 10^{-4}$ e $3,7 \times 10^{-3}$ cm/s.

Levando-se em consideração a origem sedimentar das camadas de fundação, é possível que a permeabilidade na direção horizontal seja maior do que a permeabilidade na direção vertical. A Tabela 20 apresenta esses valores de k propostos por este autor.

Tabela 20 - Coeficientes de permeabilidade dos materiais envolvidos (Amorim, 1976)

Material	Localização	Permeabilidade (k =cm/s)	Tipo de Ensaio
Solo Compactado	Barragem e tapete impermeável	$10^{-7} - 10^{-6}$	Carga variável em laboratório
Areia Fina Pouco Argilosa Compacta	Fundação	$6,2 \times 10^{-4} - 3,7 \times 10^{-3}$	Perda d'água
Argila Siltosa	Abaixo da camada anterior	10^{-6}	Perda d'água e carga variável "in situ"
Areia Fina Pouco Argilosa Muito Compacta	Abaixo da camada anterior	5×10^{-3}	Perda d'água
Areia (leito do rio)	Drenos vertical e horizontal	10^{-2}	Carga variável "in situ" e em laboratório

3.2.2. Materiais de Construção

Para a construção da barragem de Curuá-Una foram selecionados 3 áreas de empréstimo, denominadas de GI, GII e GIII. Pierre et al. (1982) cita que investigações realizadas nos 3 grupos de materiais de empréstimo (GI, GII e GIII) e verificou que solos argilosos e arenosos ocorrem de forma abundante.

Resultados de campanha de ensaios realizada no laboratório de geotecnia do IPT, nos materiais das áreas de empréstimo GI e GII, estão apresentados na Tabela 21. O material do grupo GIII era encontrado apenas em regiões profundas, abaixo de 70m, sendo empregados apenas para a construção dos retroaterros laterais ao longo das paredes da bacia de dissipação. Não há

referência sobre resultados de ensaios, mas é caracterizado como uma areia siltosa fina não plástica.

Tabela 21 - Propriedades geotécnicas da empréstimo (Pierre et al., 1982)

Ensaio	Propriedade	GI	GII
localização	área de empréstimo	Aeroporto	Carpintaria
granulometria	classificação	argila arenosa	areia argilosa
Limites de	LL (%)	50 a 80	25 a 50
consistência	IP (%)	30 a 50	10 a 22
proctor normal	w _{ot} (%)	26,0	9,5
	γ _d (kN/m ³)	15	20
permeabilidade	k (m/seg)	5 x 10 ⁻⁵	-
	c' (kPa)	110 / 50 (c)	50 / 50 / 20 (l)
compressão triaxial	φ' (°)	25 / 28 (c)	35 / 35 / 36 (l)

*Nota: (c)=amostra compactada em campo;
(l)=amostra compactada em laboratório.*

Os ensaios de compressão triaxial e de permeabilidade do GI foram realizados em corpos de provas moldados a partir de amostras provenientes do aterro experimental compactado. Já os ensaios do GII foram executados em amostras compactadas em laboratório com a umidade ótima.

O material do Grupo I foi utilizado núcleo da barragem de terra e no tapete impermeável. O Grupo II foi utilizado nos espaldares da barragem. A areia dos drenos foi obtida do leito do rio, sendo caracterizada como uma areia uniforme.

A Figura 23 e a Figura 24 mostram respectivamente as curvas granulométricas e os limites de consistência dos materiais das áreas de empréstimo.

Aplicando os critérios de filtro propostos por Terzaghi e apresentados por Lambe e Whitman (1969) foi possível verificar que o material utilizado para a composição do filtro da barragem não atende o segundo critério. As equações do critério de filtro estão apresentadas a seguir:

$$\frac{D_{15}^{\text{Filtro}}}{D_{85}^{\text{Solo}}} < 5 \quad \text{Equação 17}$$

$$4 < \frac{D_{15}^{\text{Filtro}}}{D_{15}^{\text{Solo}}} < 20 \quad \text{Equação 18}$$

$$\frac{D_{50}^{\text{Filtro}}}{D_{50}^{\text{Solo}}} < 25 \quad \text{Equação 19}$$

Onde D₁₅, D₅₀ e D₈₅ representam o diâmetro o qual na curva granulométrica corresponde à porcentagem que passa 15, 50 ou 85% da massa de solo.

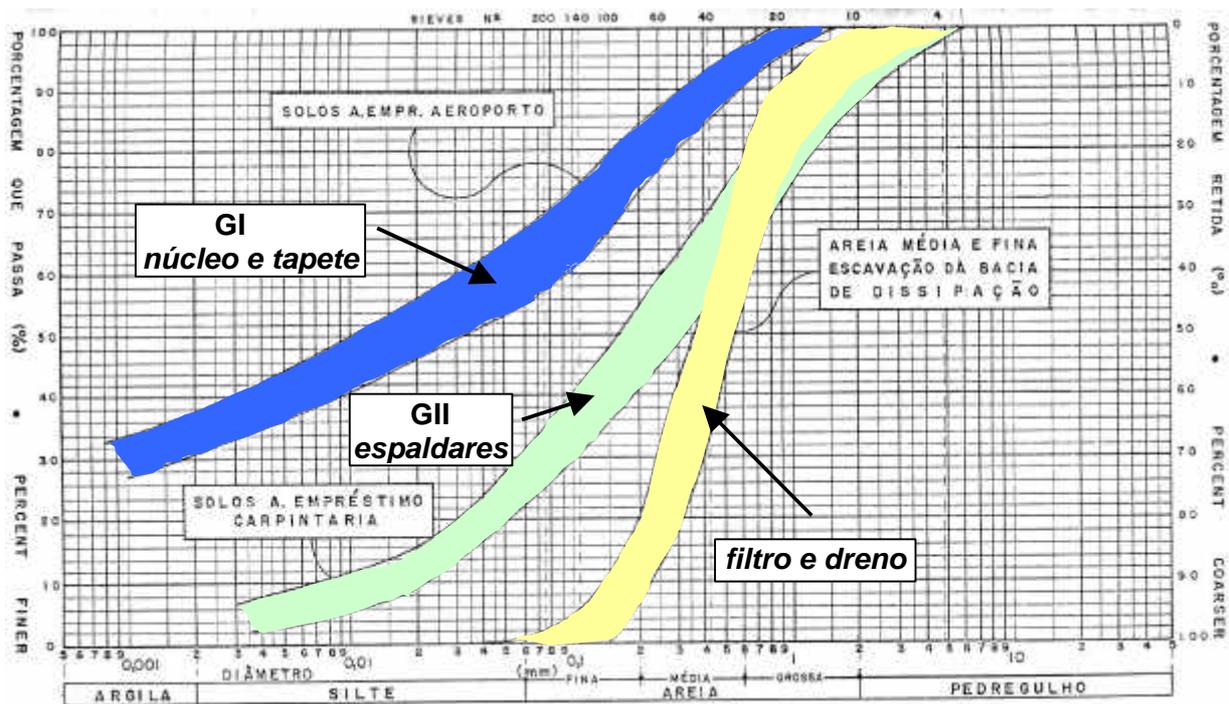


Figura 23 - Curvas granulométricas do material das áreas de empréstimo (Ferrari, 1973)

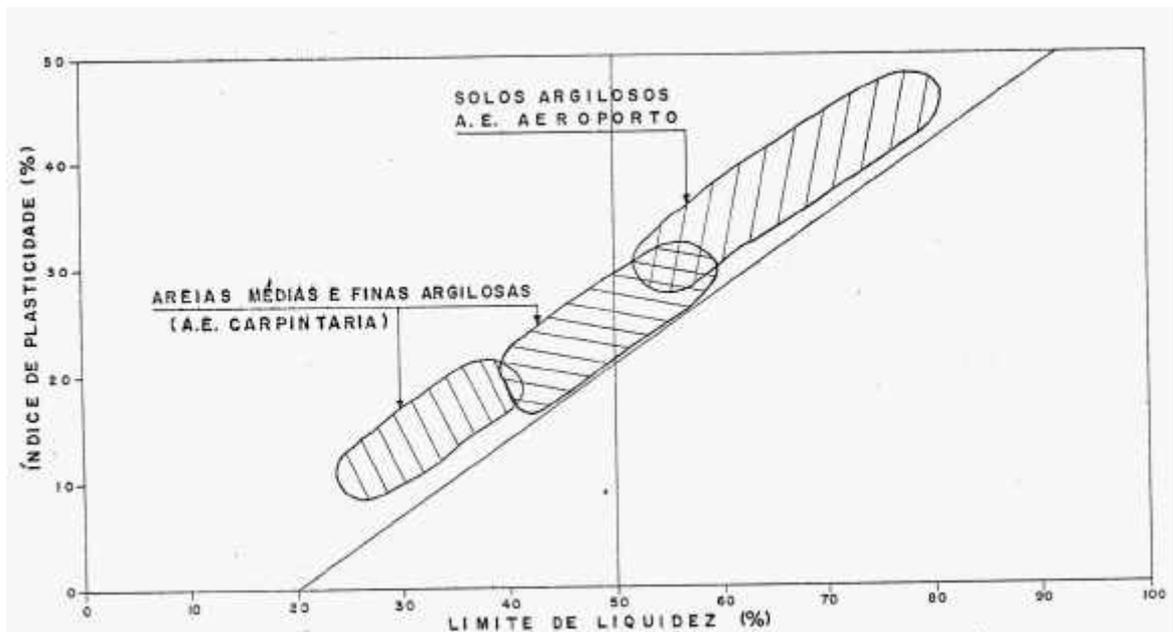


Figura 24 - Carta de plasticidade de Casagrande das áreas de empréstimo (Ferrari, 1973)

Ensaio mineralógicos nas areias revelaram a potencial existência de minerais deletérios (reação alcalis-agregado) que poderiam atacar o concreto.

Pierre et al. (1982) destaca que a maior dificuldade quanto a obtenção de materiais foi a disponibilidade de rochas, visto que a Bacia Sedimentar Amazônica é deficiente em rochas duras. Rochas metamórficas e ígneas foram

encontradas somente fora dos limites da bacia sedimentar. No local da barragem, as rochas existentes são arenitos ferruginosos concrecionados resultantes de cimentação limonítica.

3.2.3. Barragem de Terra e Dique Direito

A barragem de terra de Curuá-Una situa-se na parte central do rio, ligando o vertedouro (ombreira direita) à tomada d'água (ombreira esquerda). O comprimento da barragem de terra é de aproximadamente 600m e a altura máxima é de 26m, ficando o ponto mais baixo da fundação na cota 42m. O nível máximo previsto para o reservatório situa-se na cota 68m e a barragem foi construída com largura de crista de 10m na cota de 71m, tendo assim uma borda livre de 3m.

A seção do projeto piloto (não corresponde a seção final de construção) está apresentada na Figura 25. Os taludes de montante possuem inclinação variável (V:H) de 1:2,5 e 1:1,5 e o talude de jusante de 1:2. Ambos os taludes apresentam bermas intermediárias. O talude de montante é protegido com enrocamento enquanto que o de jusante é protegido com grama. A barragem é do tipo zonada constituída por aterros de areia pouco argilosa nos espaldares, núcleo central impermeável de argila arenosa e um dreno tipo chaminé localizado a jusante do núcleo.

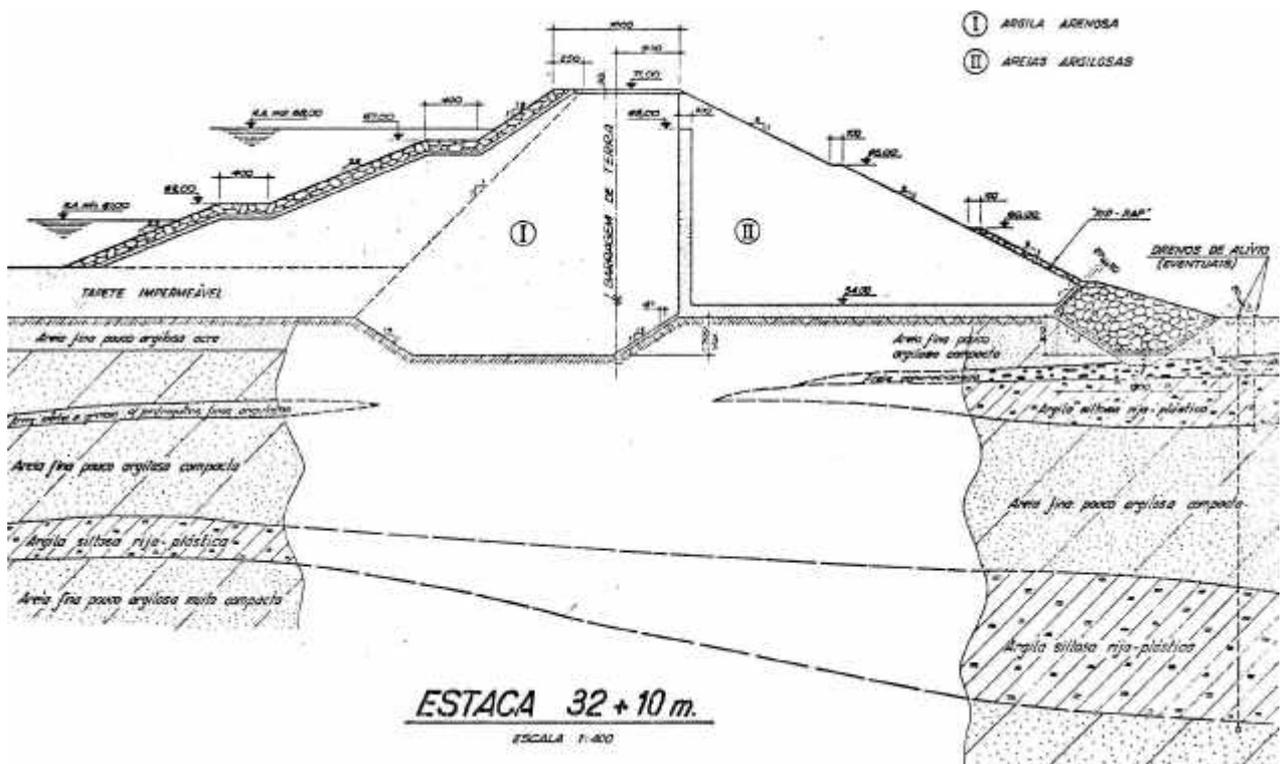


Figura 25 - Seção típica do projeto original (Pierre et al., 1982).

As águas de infiltração através do aterro são captadas pelo dreno chaminé de 1,0m de espessura que está associado a um tapete drenante de 0,5m. Este tapete também capta as águas provenientes da fundação e as conduz o pé de jusante. Existem também poços de alívio localizados a jusante da barragem.

Na margem direita do rio está localizado um dique de 250m de comprimento e altura máxima de 9m. A crista está na mesma cota da barragem e também possui 10m de largura.

3.2.4. Tapetes Impermeável e Drenante

O controle do fluxo através da fundação permeável e a redução do nível de água do reservatório, durante a construção representaram grandes desafios no projeto de Curuá-Una.

O controle de percolação foi feito por meio de tapete impermeável a montante, constituído de argila compactada (mesmo material do núcleo). Esta solução foi utilizada face a espessura e alta permeabilidade da camada de fundação.

O dimensionamento do tapete impermeável foi feito de acordo com a teoria de Bennet (1946). O tapete possui comprimento de 240m e espessura variando de 4m, no contato com a barragem de terra, a 1,5m na extremidade de montante. O tapete começa na entrada do canal de adução e estende-se até o dique direito.

Além do tapete impermeável, o controle de percolação foi também realizado por um tapete drenante horizontal localizado sob a aba de jusante.

Segundo Eletroprojetos (1973), o cálculo da vazão de percolação pela fundação foi feito adotando-se os seguintes parâmetros: $k = 10^{-3}$ cm/s, altura d'água na barragem igual a 25m, 20m de espessura do depósito aluvionar e comprimento total da barragem de 800m. A partir destes dados obteve-se a vazão de projeto pela fundação de 10l/s (10^{-2} m³/s). Em 1977, foi medida uma vazão média de 8l/s ($8 \cdot 10^{-3}$ m³/s) estando o nível do reservatório na cota 67,40m.

Os cálculos realizados mostram que a máxima vazão de percolação é desprezível face as vazões do rio. Eletroprojetos (1973) afirma que considerando a areia do tapete drenante horizontal com $k = 10^{-2}$ cm/s, o gradiente hidráulico necessário a escoar o fluxo pela fundação é de 0,25. Este valor indica uma pequena eficiência do tapete drenante horizontal, no que diz respeito à redução de poropressões na fundação da aba de jusante.

3.2.5. Estruturas de Concreto

A implantação das estruturas de concreto exigiram escavações profundas no terreno permeável. Foi realizado rebaixamento do lençol freático em até 21m, executados em 5 estágios.

O sistema de rebaixamento utilizou mais de 1250 ponteiras filtrantes (“*well-point*”) de 6m de comprimento, 5 bombas KSB de 4 polegadas e 18 bombas a vácuo. Durante a instalação das ponteiras filtrantes houve dificuldade da cravação do terreno, devido a camadas de concreções limoníticas de alta resistência encontradas no solo.

3.2.5.1. Vertedouro e Bacia de Dissipação

O vertedouro é uma estrutura de concreto armado, com 46m de comprimento, localizado entre a barragem de terra e o dique direito. A estrutura possui três vãos, equipados com comportas de setor, para uma vazão máxima de 2000m³/s, relativa ao nível de cota 68m. O vertedouro está assente em substrato arenoso.

A dissipação de energia da água é feita por ressalto hidráulico, localizado em uma bacia de dissipação com 40m de extensão.

3.2.5.2. Casa de Força, Canal Adutor e Canal de Fuga

A casa de força com 64m de comprimento e 35m de altura, é do tipo fechada e está situada na margem esquerda do rio (Figura 26). A estrutura compreende 4 tomadas individuais, providas com grades de proteção e “stop-logs”.

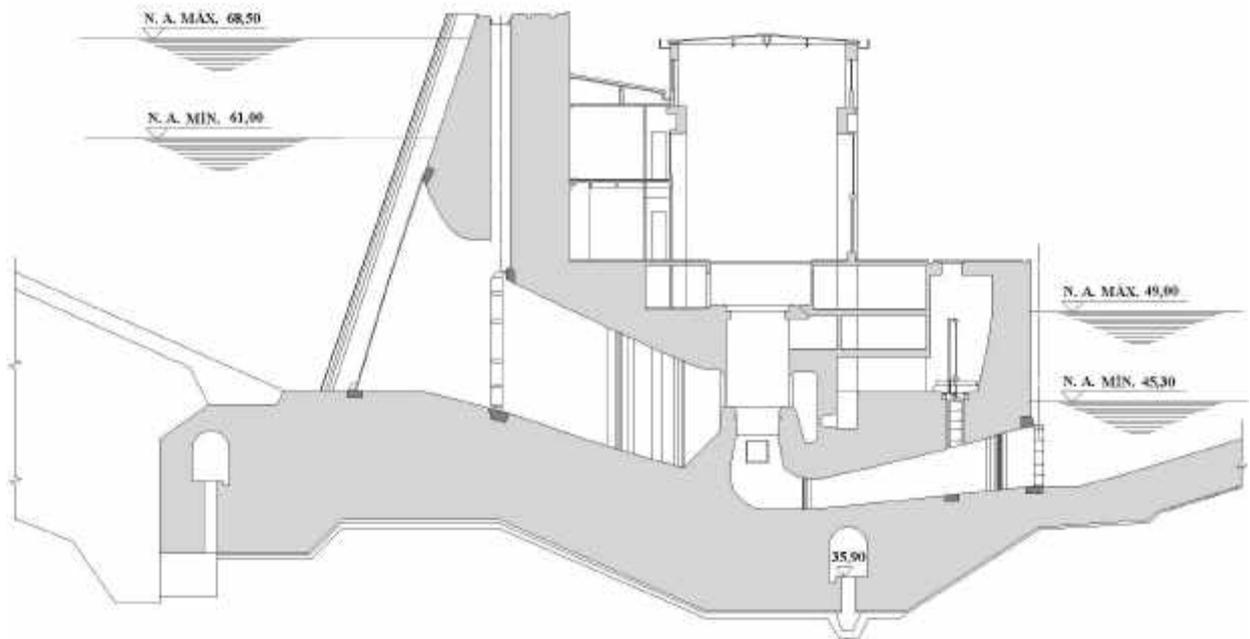


Figura 26 - Seção esquemática da casa de força.

O canal adutor apresenta seção trapezoidal com comprimento de 340m. Os primeiros 52m deste canal são revestidos por lajes de concreto armado e o restante é revestido em concreto.

O canal de fuga estende-se por 68m a partir da extremidade dos tubos de sucção das turbinas. O canal foi escavado em arenito.

3.2.6. Ensecadeiras

O desvio do rio foi baseado em estudos hidráulicos em modelos reduzidos executados no laboratório de hidráulica da USP. O leito do rio é constituído por solo arenoso, suscetível a carreamento. Este fator geológico representou um condicionante decisivo no projeto das ensecadeiras.

Para a elaboração do projeto foi considerada uma vazão entre 80 a 100m³/s. O projeto considerou a construção de duas ensecadeiras, a primeira a jusante, servindo como ensecadeira auxiliar, e a segunda, principal, construída a montante. A construção da ensecadeira auxiliar teve como finalidade reduzir a velocidade da água pelo leito do rio de forma a minimizar o carreamento de material.

3.3. Instrumentação

Segundo Eletroprojetos (1978) a evolução das subpressões na barragem de Curuá-Una foi acompanhada desde a fase de construção, por um período superior a 3 anos, incluído um ano e meio sob condições de reservatório cheio, com nível d'água aproximadamente à cota 68m. Assim sendo, os dados disponíveis permitiram definir a rede de fluxo de regime permanente das águas infiltradas através do maciço e fundações.

Até 1978 as medidas de subpressões eram efetuadas com o auxílio de piezômetros tipo Casagrande, instalados segundo duas seções de controle: estaca 35 (piezômetros 2, 4, 6, 8, 11) e estaca 38 (piezômetros 3, 5, 7, 9, 12). O posicionamento destes piezômetros está ilustrado na Figura 27 e na Figura 28. Porém ressalta-se que não foram encontrados registros da profundidade de instalação de todos os piezômetros.

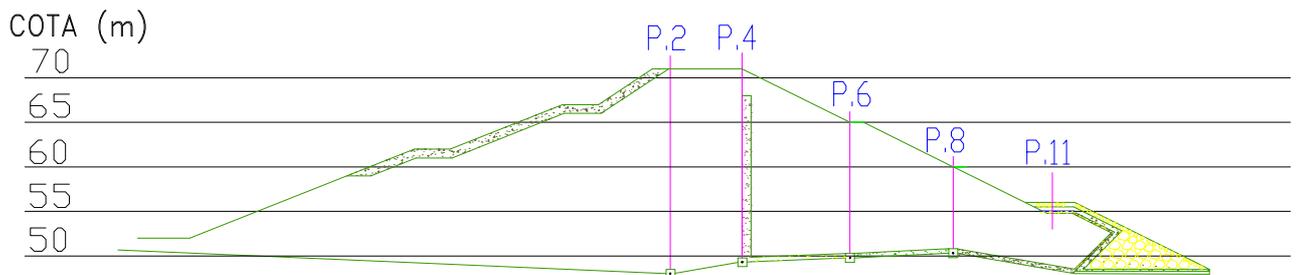


Figura 27 - Seção transversal da estaca 35 após o reforço do sistema de drenagem (Ferrari, 2000 – adaptado)

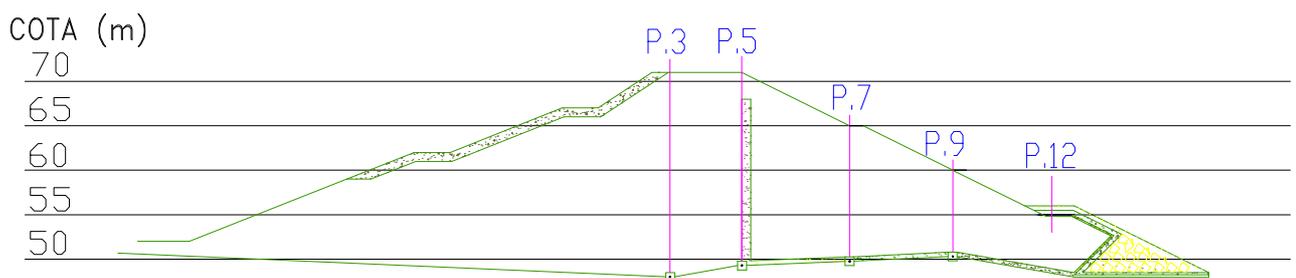


Figura 28 - Seção transversal da estaca 38 após o reforço do sistema de drenagem (Ferrari, 2000 – adaptado)

Visando o controle das subpressões a jusante da barragem, relatório técnico da Eletroprojetos (1979) fornece instruções detalhadas para a instalação de 4 piezômetros de tubo aberto (35, 36, 37 e 38) localizados a 1m de jusante do pé do talude da barragem. A Figura 29 mostra o posicionamento dos piezômetros instalados.

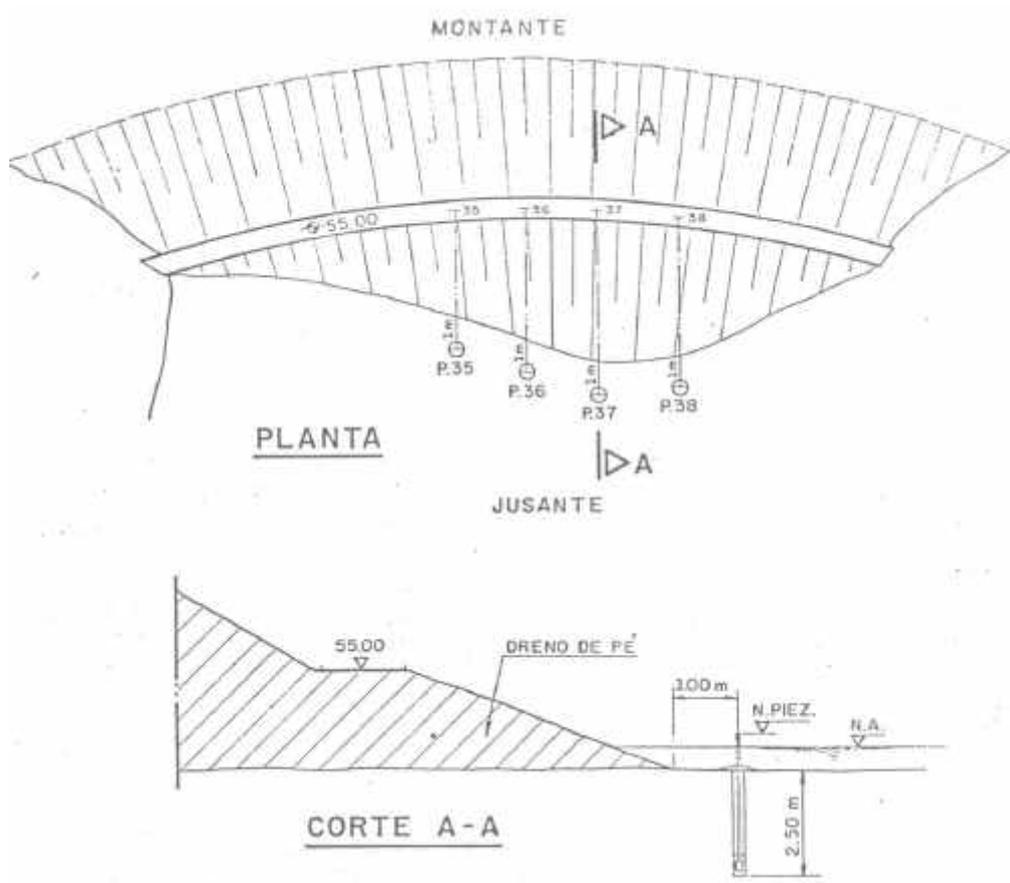


Figura 29 - Posicionamento dos piezômetros no reforço (Eletroprojetos, 1979)

3.4. Reavaliações e intervenções realizadas

A U.H.E. de Curuá-Una foi inaugurada em agosto de 1977 com duas turbinas instaladas, cada uma com capacidade de geração de 10MW de potência.

Segundo o relatório técnico da Eletroprojetos (1978), uma análise dos registros piezométricos na barragem mostrou que as poropressões nas fundações eram relativamente elevadas e que a superfície da linha freática provavelmente interceptaria o talude de jusante. Os níveis piezométricos se apresentavam elevados ao longo de toda a seção da barragem. Os drenos vertical e horizontal não conseguiram aliviar a subpressão ao longo de toda a extensão da barragem. Dessa forma, os níveis de pressão no pé de jusante da barragem também seriam elevados. O relatório menciona que a condição crítica de solicitação do dreno de pé de jusante foi em 29 de abril de 1976, quando o nível junto ao pé da barragem encontrava-se rebaixado até a cota 49,6m e isolado do nível do rio a jusante da barragem pela ensecadeira então existente. Para esta condição, foi registrada, à poucos metros à montante do pé do talude de jusante, uma fração de 30% da carga total na seção da estaca 38 e 35% na

seção da estaca 35. Para condições normais de operação o pé do talude possui aproximadamente 20% do valor da carga hidráulica total.

Após este período, a barragem foi submetida a rigorosa inspeção, sendo que nenhum problema, tais como borbulhamentos, fluxo concentrado, erosões regressivas foi observado. Desta forma, o dreno de pé da barragem de Curuá-Una demonstrava eficiência na função de dissipar as subpressões a jusante da barragem.

Em setembro de 1978, em visita a usina hidrelétrica, a Eletroprojetos (1978b) constatou surgências de água nas ombreiras direita e esquerda, bem como em uma região junto ao pé de jusante da barragem (estaca 38). Em todos os locais de surgências, as águas infiltradas surgem límpidas, sem nenhum sinal de erosão regressiva.

As surgências nas ombreiras ocorriam em pequenas vazões e bem distribuídas. Já na surgência no pé da barragem, a origem e forma de distribuição da água não puderam ser bem definidas, uma vez que o local é recoberto por enrocamento. O relatório da Eletroprojetos (1978) atribui a origem desta surgência às linhas de fluxo existentes no corpo da barragem.

As principais medidas então sugeridas para o controle das infiltrações a jusante da barragem estão listadas a seguir:

- i. drenagem e filtragem das águas que afloram em áreas junto às antigas margens esquerda e direita, de modo a evitar a degradação, a longo prazo, destes locais;
- ii. controle da infiltração no pé da barragem entre as estacas 36 e 39 (60m),
- iii. execução de um tapete drenante no pé de jusante, para aumentar o peso junto à saída do fluxo d'água, onde os gradientes hidráulicos são máximos;
- iv. atenção especial para detecção de eventuais surgências de água;
- v. instalação de piezômetros juntos ao pé de jusante da barragem;
- vi. Execução de ensaios com solo compactado para a análise de estabilidade da barragem.

Em 1979 a Eletroprojetos (1979b e 1979c) apresenta especificações para a execução das obras de reforço do sistema de drenagem e controle das infiltrações junto ao pé de jusante da barragem de terra.

Neste período o nível do reservatório foi mantido na cota mínima de projeto (61m) para garantir a segurança da barragem. Na fase de execução das obras foram relatadas algumas dificuldades enfrentadas pela empreiteira (Celpa, 1980). Houve dificuldade de cravação de ponteiras filtrantes a jusante da barragem, que tinham por objetivo viabilizar a execução do tapete drenante.

Outro problema enfrentado foi a execução das obras durante o período chuvoso da região, adicionada à dificuldade de encontrar material de granulometria grossa (brita) para o tapete drenante.

O projeto original foi alterado, aumentando-se a espessura da camada de areia e reduzindo-se a quantidade de pedra britada. Com esta mudança houve uma redução no volume total de material da obra, o que proporcionou uma vantagem de orçamento para a CELPA.

No final de junho de 1980, as obras de reforço do sistema de drenagem foram finalizadas (Celpa, 1980b). O reforço executado pode ser visto na Figura 30. Ressalta-se que as medidas para a recuperação da barragem e das ombreiras da U.H.E. de Curuá-Una ficaram prontas quase dois anos após o primeiro relato oficial de surgências de água.

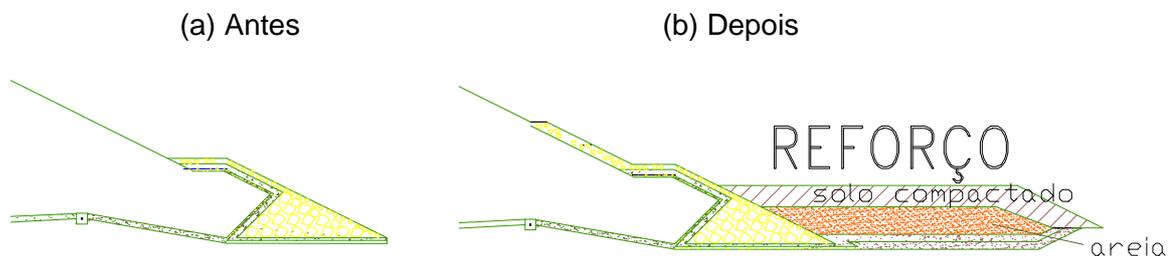


Figura 30 - Pé do talude de jusante antes e após a execução do reforço.

Em 1983 foi relatado um estudo preliminar do comportamento da barragem de terra de Curuá-Una em função de medições piezométricas no período de julho de 1978 a junho de 1983. Os resultados indicaram:

- pouca variação do nível do reservatório, sendo praticamente constante na cota 68m;
- piezômetros, situados na berma de cota 55m, acusavam níveis d'água acima da cota do terreno, indicando afloramento da linha freática na superfície do talude;
- piezômetros situados no reforço acusavam níveis piezométricos acima da cota do aterro, inclusive com registro de transbordamento acima da cota da boca.
- piezômetros, com cota de instalação situada no dreno horizontal, acusavam níveis piezométricos elevados, indicando que o sistema de drenagem interno da barragem possui baixa capacidade hidráulica de drenagem;
- A cota da linha freática estaca 35 era superior a cota observada na estaca 38;

- f) O tapete impermeável de montante estava funcionando adequadamente, tendo sido observada uma perda de carga significativa entre o nível d'água do reservatório e o nível d'água dos piezômetros situados a montante (P2 e P3)

Face a este quadro foi recomendada a realização estudo de segurança da barragem, incluindo cálculos de estabilidade com o uso de redes de fluxo.

Em 1985 foi instalada a terceira turbina, aumentando a produção de energia de 20 para 30 MW.

Em 2000 inspeções e novos estudos relacionados ao comportamento geotécnico da U.H.E. de Curuá-Una foram realizados por Ferrari (2000), englobando as seguintes atividades:

- a) Visita técnica às estruturas do aproveitamento hidrelétrico de Curuá-Una;
- b) Pesquisa, coleta e análise da documentação técnica de interesse geotécnico;
- c) Análise dos dados da instrumentação da barragem e da casa de força;
- d) Análise de estabilidade da barragem;
- e) Definição de níveis críticos de controle;
- f) Plano de medidas destinadas à melhoria da segurança.

Nesta época, a inspeção da instrumentação piezométrica mostrou que praticamente todas as tubulações dos piezômetros, localizados na crista, encontravam-se desprotegidos com as caixas de apoio superficiais sem tamponamento e tubos abertos. Em consequência, a maioria dos aparelhos encontrava-se obturada por objetos introduzidos por terceiros. Além disso, foi observada a ocorrência das infiltrações que alcançavam mais intensamente o enrocamento de pé e, em menor proporção, a parte inferior do talude. Tais ocorrências já haviam sido relatadas anteriormente. Ferrari (2000) complementa que: "tais surgências não provocam qualquer dano à qualidade do aterro, tais como amolecimento ou erosões, sendo que as águas escoam límpidas, portanto sem qualquer sinal de carreamento".

Ferrari (2000) também relata que os tubos piezométricos instalados no pé da barragem apresentavam altura insuficiente, havendo transbordamentos no topo tornando os piezômetros inoperantes. Além disso, à jusante da berma de reforço, foi observado que o medidor encontrava-se destruído, em razão de processos erosivos nas fundações da parede de alvenaria que aloja o vertedor triangular.

As observações no sistema extravasor (vertedouro e bacia de dissipação), realizadas por Ferrari (2000), não mostraram a ocorrência de trincas ou

desgastes do concreto. No entanto, não foi possível visitar o interior da galeria de inspeção, localizada na base do vertedouro, por encontrar-se permanentemente inundada. Este fato sugere a possibilidade de haver funcionamento inadequado dos drenos de alívio existentes na estrutura.

Ferrari (2000) afirma que, ao longo do período analisado (maio/1978 até janeiro/2000), todos os piezômetros apresentavam níveis piezométricos praticamente estabilizados. No entanto, devido ao grande número de piezômetros inoperantes, o nível piezométrico registrado é impreciso. Além disso, não houve acompanhamento dos níveis à jusante da barragem.

Análises de estabilidade realizadas, por Ferrari (200), no talude de jusante, assumindo rede de percolação definida com base em registros do dia 12 de janeiro de 2000 forneceram $FS = 1,5$ a $1,9$. Ferrari (2000) definiu de forma expedita diferentes níveis críticos, em função das linhas piezométricas. Observou-se que apesar de alguns piezômetros apresentarem transbordamento, o aterro da barragem apresentava comportamento normal, sem ocorrência de deformações com distorções ou amolecimento do solo compactado.

Em 2001, foram realizados ensaios de caracterização e resistência em amostras oriundas da área do vertedouro e da casa de força. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio. Os ensaios de granulometria revelam uma alta concentração de areia nas duas regiões: 93 % no vertedouro e 72 % na casa de força. Os ensaios de cisalhamento direto forneceram ângulos de atrito efetivo de 30° para o vertedouro e 36° para a casa de força (De Campos e Carlos, 2001).

3.5. Estudos Atuais

No ano de 2001, a REDE-Celipa, em parceria com a PUC-Rio, iniciou um projeto de pesquisa para estudo de viabilidade de elevação do reservatório. Como já mencionado anteriormente, Curuá-Una poderia ser isoladamente responsável pelo abastecimento de toda a região de Santarém. Entretanto, em 1997 a cidade de Santarém enfrentou um grave racionamento energético, quando, durante um período de 8 meses, a energia elétrica disponível supria apenas 6 horas por dia. Este problema foi provisoriamente amenizado pela utilização de duas usinas termelétricas sobre balsas, com grandes dificuldades operacionais. A crise teve fim apenas em 1999 quando a U.H.E. de Curuá-Una interligou-se a Tucuruí.

Visando ampliar a capacidade de geração de energia elétrica da usina foram realizados estudo de estabilidade e deformabilidade da barragem de terra, além da análise dos regimes de fluxo de água pela fundação e corpo da barragem.

As alternativas propostas neste projeto contemplam não só a elevação de 1,0m do nível do reservatório, mas também o aumento de 1,0m da cota da crista. Para tal, foram estabelecidas as seguintes atividades:

- a) visita às instalações da usina, com o intuito de inspecionar os piezômetros instalados, opinar sobre escolha dos piezômetros que receberiam monitoramento automático, definir local e procedimentos de extração de amostras ;
- b) realização de ensaios de laboratório em amostras dos taludes de montante e jusante: caracterização, difratometria, permeabilidade, compressibilidade e resistência;
- c) análises de estabilidade;
- d) análise do padrão de fluxo na fundação e no corpo da barragem;
- e) análise de deformabilidade da barragem para a condição atual e de alteamento.

A Figura 31 mostra o talude de jusante onde podem ser vistos alguns piezômetros. A Figura 32 apresenta o lado de montante da barragem, sendo possível ver o reservatório e o rip-rap.



Figura 31 - Vista do Talude de Jusante e Localização dos Piezômetros



Figura 32 - Vista Parcial do Talude de Montante e Reservatório.

A Figura 33 fornece uma vista parcial da estrutura do vertedouro.



Figura 33 - Vista do Vertedouro da Usina

Além dos estudos mencionados acima, fazem-se necessárias também verificações detalhadas sobre os diversos aspectos mecânicos, elétricos, ambientais e financeiros que estariam associados às possíveis modificações a serem eventualmente sugeridas para a operação da usina de Curuá-Una.

A Universidade Federal do Pará está também participando do projeto de pesquisa, sendo responsável pelo apoio e análise dos trabalhos de automatização dos instrumentos (piezômetros) instalados na usina.

3.6. Resumo

1952: Primeiros estudos para a construção de uma usina de 4MW para abastecer a região de Santarém;

1966: Modificação do projeto de 4MW para 40MW, devido ao desenvolvimento da região de Santarém e conseqüente aumento de demanda de energia;

1977: Inauguração da U.H.E. Curuá-Una com 2 turbinas de 10MW cada;

1978: Constatação de surgências nas ombreiras direita e esquerda e no talude de jusante da barragem;

1979: Instalação de 4 piezômetros a jusante do pé da barragem;

1980: Finalização de obras de reforço no pé do talude de jusante e melhorias no sistema de drenagem superficial;

1983: Estudos dos dados da instrumentação (piezômetros) do período de 1978 à 1983. A surgência no talude de jusante ainda foi observado, sugeriu-se que o sistema de drenagem interno não estaria funcionando adequadamente e foi recomendado que estudos de estabilidade da barragem fossem executados.

1985: Instalação da terceira turbina, aumentando a produção de energia de 20 para 30 MW;

2000: Inspeções e novos estudos relacionados ao comportamento geotécnico da realizados por Ferrari (2000);

2001: Ensaios de caracterização e resistência em amostras da área do vertedouro e da casa de força (De Campos e Carlos, 2001);

2001: Início das atividades da presente pesquisa.

4 Programa de Investigação Geotécnica

4.1. Ensaio de Laboratório

Para determinar parâmetros geotécnicos do material da barragem de terra da U.H.E. Curuá-Una, foi definido o seguinte programa de ensaios:

1. Ensaio de caracterização;
2. Ensaio de adensamento;
3. Ensaio de cisalhamento direto;
4. Ensaio triaxiais;
5. Ensaio de permeabilidade;
6. Ensaio de difratometria por raios-X;

Todos os ensaios foram realizados a partir de 4 blocos indeformados, provenientes do corpo da barragem, sendo 2 blocos extraídos do talude de montante e os demais do talude de jusante. Os locais de retirada das amostras correspondem às seções das estacas 33 e 39.

Após a amostragem, cada bloco foi embalado e remetido pela equipe da REDE Celpa para o laboratório da PUC-Rio, onde foi armazenado em câmara úmida, de modo a preservar o teor de umidade e a integridade do arranjo estrutural dos grãos do solo. Os blocos indeformados foram identificados da seguinte forma:

M33 – a montante da barragem, alinhado com a estaca 33;

J33 – a jusante da barragem, alinhado com a estaca 33;

M39 – a montante da barragem, alinhado com a estaca 39;

J39 – a jusante da barragem, alinhado com a estaca 39;

Os blocos chegaram ao laboratório com características adequadas de qualidade, com exceção do bloco J33, o qual apresentava algumas fissuras.

Os ensaios de caracterização e de difratometria por raios-X foram efetuados a partir de amostras deformadas dos mesmos materiais referentes aos blocos acima mencionados. Os demais ensaios utilizaram as amostras indeformadas. A Figura 34 mostra o bloco M33, durante a moldagem de corpos de prova e a Figura 35 mostra o bloco M39 devidamente parafinado após a moldagem de corpos de prova.



Figura 34 - Bloco indeformado M33



Figura 35 - Bloco indeformado M39

Dentro do escopo desta dissertação, o ensaio de maior interesse refere-se a determinação do coeficiente de permeabilidade (k) dos materiais. Adicionalmente, foram também realizados ensaios de caracterização dos materiais e de difratometria por raios-X. Neste trabalho também serão apresentados, de forma resumida, os resultados mais relevantes relativos aos ensaios de resistência e deformabilidade. Informações detalhadas sobre estes ensaios foram reportadas por Sayão et al. (2002) e Ligocki (2003).

4.1.1. Ensaio de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo os procedimentos sugeridos pelas seguintes normas brasileiras: NBR 6457 (Preparação de amostras: compactação e caracterização); NBR 7181 (Análise granulométrica); NBR 6508 (Densidade real dos grãos); NBR 6459 (Limite de liquidez); NBR 7180 (Limite de plasticidade).

As amostras foram previamente secas ao ar, destorroadas e homogeneizadas. Para a realização dos ensaios de caracterização, utilizou-se uma estufa com temperatura controlada em 105° C e uma balança eletrônica com precisão de 0,01g. Nos ensaios de sedimentação, utilizou-se como defloculante uma solução com hexametáfosfato de sódio. A classificação do solo com base na análise granulométrica utilizou as definições preconizadas pela ABNT. O solo foi classificado como uma areia silto-argilosa. A Tabela 22 apresenta um resumo dos resultados dos ensaios de caracterização. As curvas granulométricas estão apresentadas na Figura 36.

A Figura 37 apresenta a carta de plasticidade de Casagrande. Segundo o critério de Casagrande, o material ensaiado pode ser classificado com uma argila de baixa plasticidade, estando de acordo com os resultados obtidos por Amorim (1976).

Tabela 22 - Resultados dos ensaios de caracterização

	M33	J33	M39	J39
Caracterização	Areia silto-argilosa	Areia silto-argilosa	Areia silto-argilosa	Areia silto-argilosa
LL (%)	38,7	33,6	37,4	34,4
LP (%)	18,6	16,4	18,1	19,3
IP (%)	20,1	17,2	19,3	15,1
w (%)	12,6	13,2	12,8	13,6
γ_s (kN/m ³)	26,47	26,45	26,42	26,54

Nota: LL = limite de liquidez; LP = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade;
w = teor de umidade natural; γ_s = peso específico real dos grãos

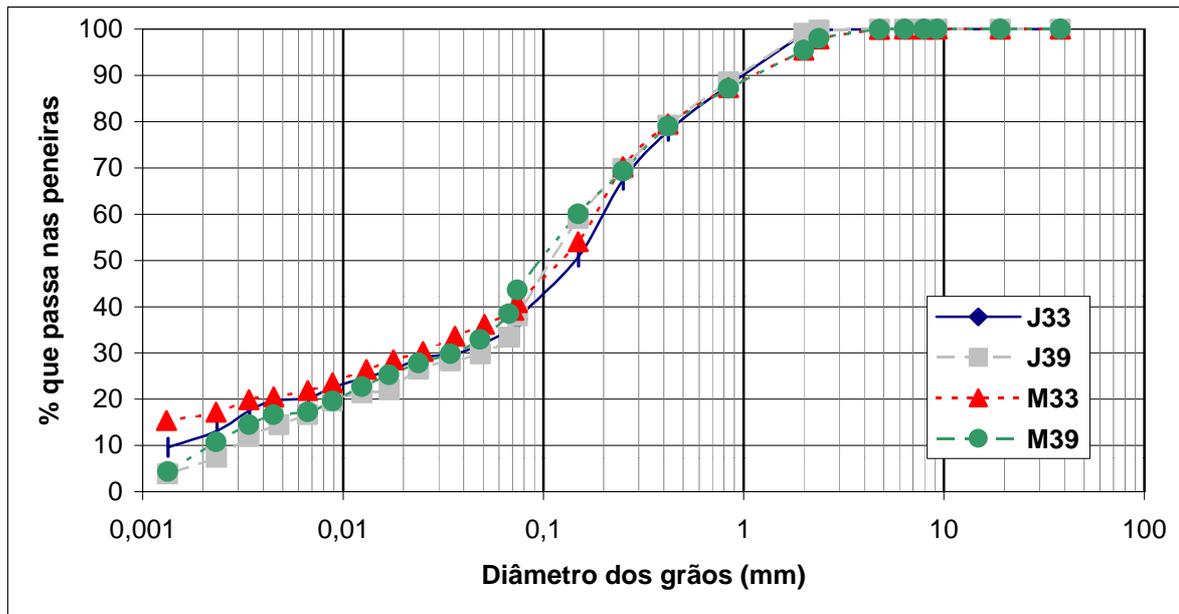


Figura 36 - Curvas granulométricas referentes aos blocos

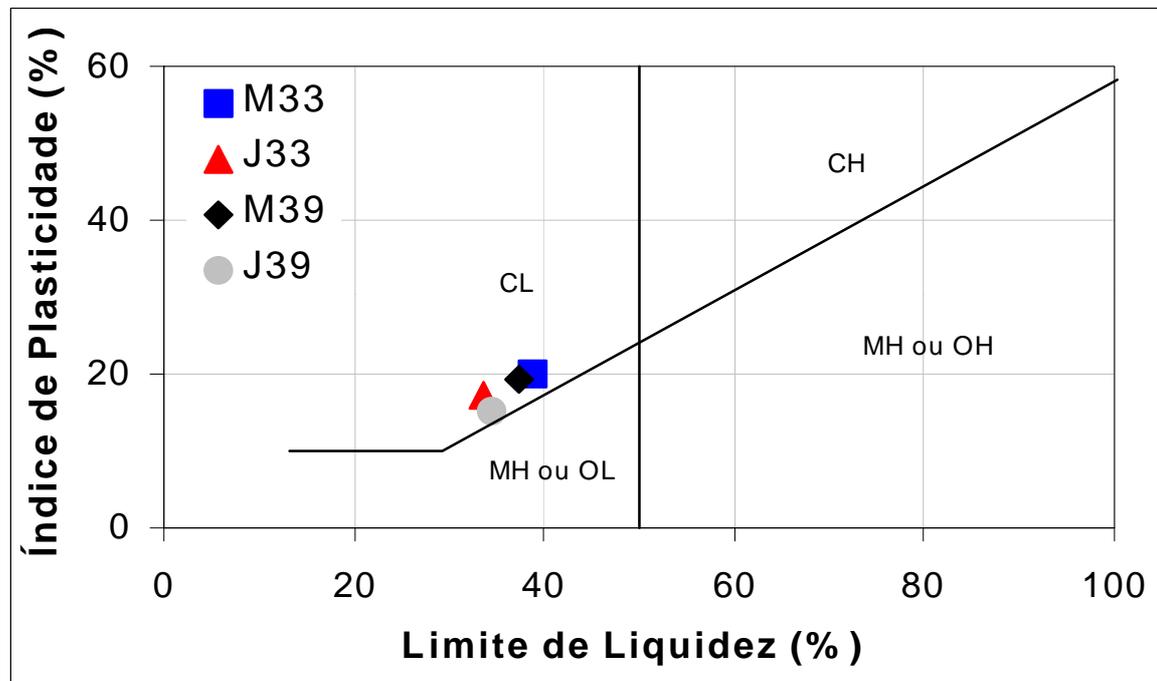


Figura 37 - Carta de plasticidade do material ensaiado

4.1.2.

Ensaio de Adensamento

Foram realizados 4 ensaios de adensamento contínuo (compressão confinada) do tipo C.R.S. (“*Constant Rate of Strain*”), de acordo com os procedimentos recomendados por Wissa et al. (1971).

Na Tabela 23 estão apresentados os valores dos índices de compressão dos materiais do corpo da barragem. Sayão et al. (2002) e Ligocki (2003)

apresentam mais detalhes quanto à realização e obtenção dos resultados dos ensaios.

Tabela 23 - Resultados do ensaio de adensamento

Índice	M33	J33	M39	J39
c_r	0,05	0,02	0,04	0,08
c_c	0,10	0,11	0,16	0,29
c_s	0,02	0,01	0,01	0,01

Nota: c_r = índice de recompressão;
 c_c = índice de compressão virgem;
 c_s = índice de expansão.

4.1.3. Ensaio de Cisalhamento Direto

Foram realizados ensaios nas amostras J33 e M33 em corpos de prova inicialmente submersos em água destilada e posteriormente submetidos a tensões normais de 100, 200 e 400 kPa. A fase de adensamento durou aproximadamente 24h e serviu para a determinação da velocidade a ser considerada na fase de cisalhamento. A velocidade adotada foi de 0,0244 mm/min, garantindo uma condição totalmente drenada para o cisalhamento (Gibson e Henkel, 1954).

Ensaio de cisalhamento direto foram também realizados na amostra M39, com corpos de prova na umidade natural (não submersos). Nestes ensaios, os corpos de prova foram moldados com o plano de ruptura perpendicular às camadas de compactação do material da barragem.

A Tabela 24 resume os resultados obtidos na campanha de ensaios de cisalhamento direto. A elevada coesão efetiva observada na amostra M39 pode ser atribuída ao baixo grau de saturação do corpo de prova e, em menor grau, a orientação do corpo de prova com relação às camadas de compactação

Tabela 24 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto

Dados	M33	J33	M39
ϕ'	27°	26°	34°
c' (kPa)	23,6	39,0	104,0
w_o média (%)	13,13	12,30	5,09
w_f média (%)	18,60	16,76	4,67
e médio	0,58	0,45	0,57
Orientação do CP	Paralelo	Paralelo	Perpendicular
Submerso	Sim	Sim	Não
S médio (%)	70,00	71,09	27,00

Nota: CP: corpo de prova, c' : coesão efetiva, ϕ' : ângulo de atrito efetivo, w : teor de umidade, e : índice de vazios, $S_{médio}$: grau de saturação médio

4.1.4. Ensaio Triaxiais

Foram realizados 10 ensaios de compressão triaxial, em amostras previamente saturadas, sendo 6 do tipo C.I.D. (Consolidado Isotropicamente Drenado) e 4 do tipo C.I.U. (Consolidado Isotropicamente Não Drenado). Os corpos de prova foram moldados das amostras M33, M39, J33 e J39.

A Figura 38 apresenta os valores dos parâmetros de resistência na ruptura, obtidos nos ensaios triaxiais. Verifica-se que, no gráfico p' vs q , os pontos se ajustam relativamente bem em uma única reta, definindo como parâmetros de resistência: $a' = 0$ kPa e $\alpha' = 26^\circ$. Estes valores correspondem a uma envoltória de resistência no diagrama de Mohr-Coulomb com intercepto de coesão (c') nulo e ângulo de atrito (ϕ') de aproximadamente 30° (Ligocki, 2003).

Os parâmetros de deformabilidade obtidos nos ensaios triaxiais do tipo C.I.D. estão apresentados na Tabela 25. Os resultados referentes às amostras de jusante, para as tensões de 200 e 450 kPa, mostraram-se pouco coerentes, uma vez que um aumento da tensão efetiva de confinamento deveria resultar em um aumento da rigidez do solo.

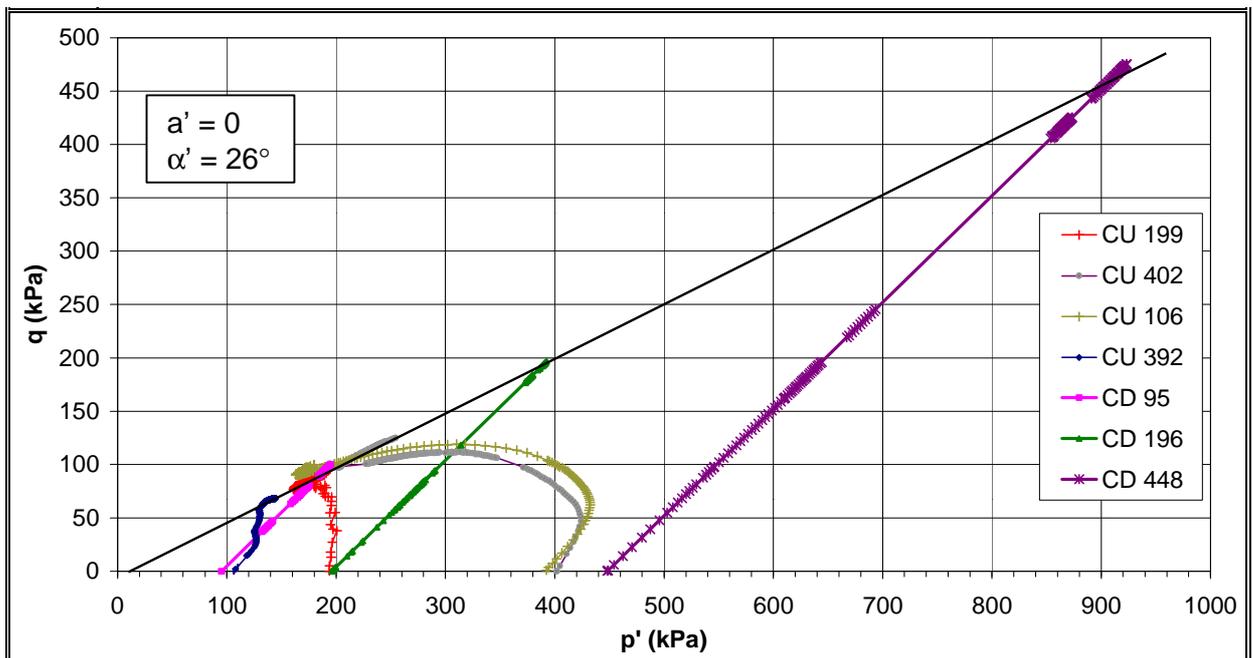


Figura 38 - Envoltória de resistência no diagrama de Lambe

Tabela 25 - Parâmetros de Deformabilidade

σ'_c (kPa)	Montante		Jusante	
	E_{50} (MPa)	ν	E_{50} (MPa)	ν
100	16,0	0,33	16,3	0,30
200	23,2	0,28	9,0	0,29
450	44,7	0,25	14,0	0,17

4.1.5. Ensaio de Permeabilidade

Ensaio de permeabilidade foram realizados para diferentes níveis de tensão efetiva, antes da fase de cisalhamento dos ensaios triaxiais. Após a fase de adensamento, um gradiente hidráulico igual a 10 era aplicado, gerando uma condição de fluxo ascendente, e as vazões monitoradas ao longo do tempo.

A Tabela 26 apresenta o resumo dos valores obtidos em função da tensão efetiva aplicada no corpo de prova. Além disso, a tabela inclui os valores dos diâmetros efetivos (D_{10}) dos grãos (Sayão et al., 2002) e os valores previstos pela equação empírica de Hazen (Lambe e Whitman, 1969):

$$K_{Hazen} = 100(D_{10})^2 \quad \text{Equação 20}$$

sendo D_{10} fornecido em cm e k_{Hazen} estimado em cm/s.

Tabela 26 - Valores do coeficiente de permeabilidade saturada

Amostra	D_{10} (cm)	σ' (kPa)	k (cm/s)	k_{Hazen} (cm/s)
M33	$9,0 \times 10^{-5}$	100	$1,1 \times 10^{-6}$	$8,1 \times 10^{-7}$
		200	$4,5 \times 10^{-5}$	
		400	$1,1 \times 10^{-5}$	
M39	$2,9 \times 10^{-4}$	100	$3,0 \times 10^{-6}$	$8,4 \times 10^{-6}$
		200	$9,4 \times 10^{-7}$	
		450	$1,4 \times 10^{-6}$	
J33	$1,5 \times 10^{-4}$	100	$3,8 \times 10^{-6}$	$2,2 \times 10^{-6}$
		200	$4,1 \times 10^{-6}$	
		450	$9,0 \times 10^{-7}$	
J39	$2,9 \times 10^{-4}$	100	$1,5 \times 10^{-6}$	$8,4 \times 10^{-6}$
		200	$2,1 \times 10^{-5}$	
		450	$4,2 \times 10^{-6}$	

A Figura 39 apresenta os valores de permeabilidade obtidos experimentalmente em função da tensão confinante efetiva.

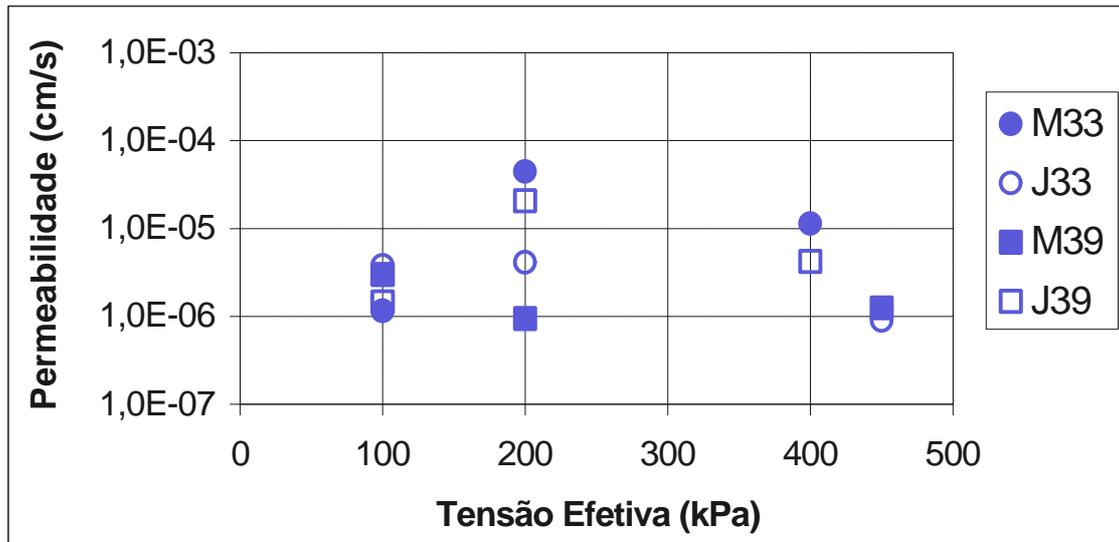


Figura 39- Variação do coeficiente de permeabilidade em função da tensão confinante.

Os ensaios com tensão efetiva de 400 kPa, nas amostras M33 e J39, apresentaram uma dispersão excessiva nos valores de variação de volume registrados pelo equipamento de aquisição de dados. Este problema só foi observado nestes ensaios e ocorreu possivelmente devido a uma oscilação da corrente que alimenta o equipamento.

O medidor de variação de volume, utilizado nos ensaios com as amostras M33 e J39, para uma tensão efetiva de 200 kPa, também apresentou medições incoerentes, com variações significativas de vazão, em intervalos reduzidos de tempo. Nestes ensaios, os erros foram atribuídos a problemas na calibração do medidor de variação de volume. O equipamento foi, então, desmontado e recalibrado e tal problema não foi mais verificado.

A Figura 40 mostra os resultados da campanha de ensaios de permeabilidade, desconsideradas as medições duvidosas. Observa-se que não há diferença significativa entre os solos de montante e jusante e que a redução da permeabilidade em função do aumento de tensão efetiva é relativamente pequena. Adicionalmente, verifica-se que a proposição empírica de Hazen fornece valores de permeabilidade razoavelmente compatíveis com os obtidos nos ensaios. Ressalta-se, no entanto, que a fórmula de Hazen é recomendada para solos arenosos uniformes e o material aqui ensaiado é uma areia silto-arenosa.

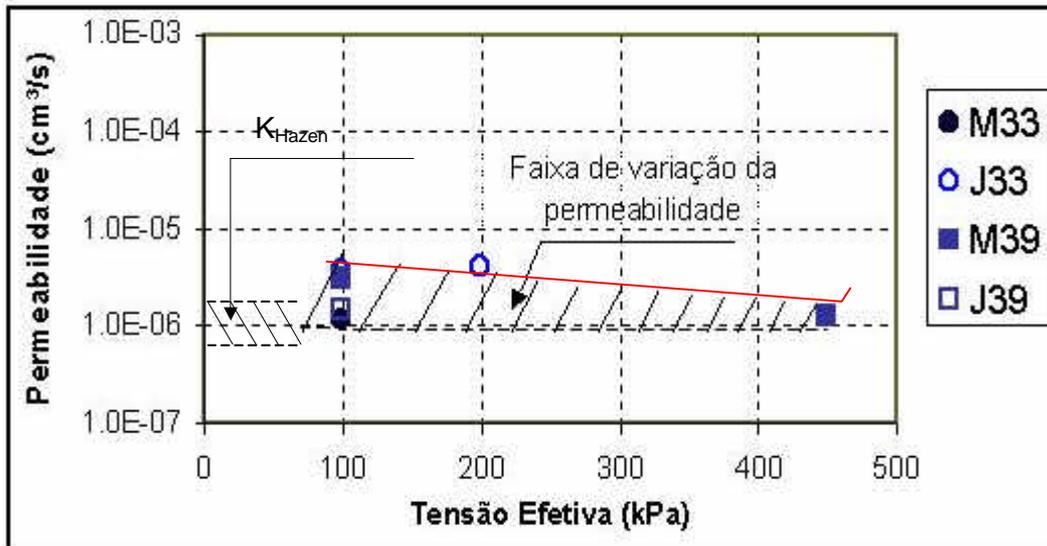


Figura 40- Permeabilidade x Tensão Efetiva

4.1.6. Ensaio de Difratometria de Raios-X

O ensaio de Difratometria por Raios-X tem por finalidade identificar os argilominerais presentes na fração argila do material analisado. A classificação dos argilominerais nos principais grupos exige o conhecimento da distância interplanar basal.

Segundo Santos (1975), em uma partícula de solo com estrutura cristalina, um certo conjunto de átomos é repetido em intervalos equidistantes, formando um reticulado cristalino. A célula unitária é um conjunto de redes cristalinas, podendo ser entendida como a menor parte formadora do argilomineral. Quando o solo é exposto a um feixe monocromático de raios-X, cada célula unitária é capaz de difratar os raios-X.

A frente de onda é completamente anulada, exceto nas direções em que os efeitos das células unitárias vizinhas provocam uma interferência construtiva completa. Somente nestas direções é que aparece um feixe difratado de raios-X.

Os argilominerais podem ser divididos em cinco grupos, segundo a distância interplanar basal (d), apresentada no ensaio de difração por raios-X com lâmina natural (não glicolada). A distância interplanar basal é a distância entre as os planos da célula unitária. A Tabela 27 apresenta os valores de " d " que caracterizam estes grupos e os seus possíveis argilominerais. A utilização de lâminas do tipo glicolada possibilita a identificação de argilominerais expansivos.

Tabela 27 - Distâncias interplanares típicas para argilominerais (Santos, 1975)

d (Å)	Possíveis argilominerais
3,6	Caulinita (refração secundária)
7,1	Caulinita (refração primária) e Haloisita anidra
10	Esmectita anidra, Vermiculita anidra, Illita e Haloisita hidratada
14	Esmectita hidratada, Vermiculita hidratada e Clorita
17	Esmectita glicolada

O cálculo da distância d é baseado na lei de Bragg (Santos, 1975):

$$n\lambda = 2d\sin\theta \quad \text{Equação 21}$$

sendo: n = número positivo que representa a ordem de reflexão ($n=1$); λ = comprimento de onda dos raios-X ($\lambda = 1,5418 \text{ \AA}$); d = distância interplanar basal; θ = ângulo de refração.

Observa-se que, quanto maior o número de argilominerais presentes na amostra, maior deve ser a dificuldade de classificação, uma vez que um mesmo pico pode representar mais de um argilomineral.

O ensaio de difratometria de raios-X foi realizado utilizando-se o material da amostra M33. A Figura 41 mostra o ângulo 2θ de refração do raios-X, em função da intensidade da refração, para a amostra normal (não glicolada). As setas indicam os picos correspondentes a distâncias interplanares de argilominerais.

A Figura 41 apresenta também três picos bem nítidos indicativos de caulinita, para $d = 3,57 \text{ \AA}$, $d = 4,44 \text{ \AA}$ e $d = 7,18 \text{ \AA}$. Um quarto pico presente no gráfico é indicativo de quartzo. Os demais picos têm menor importância e não revelam uma presença significativa de outros argilominerais.

Para o mesmo material, M33, foi preparado um outro ensaio do tipo glicolado, visando verificar a ocorrência de argilominerais expansivos. Este ensaio está apresentado na Figura 42.

O gráfico de difratometria com a lâmina glicolada apresentou um resultado similar ao ensaio realizado para o ensaio do tipo normal. Pode-se concluir, portanto, que a fração argila deste material não apresenta argilominerais expansivos.

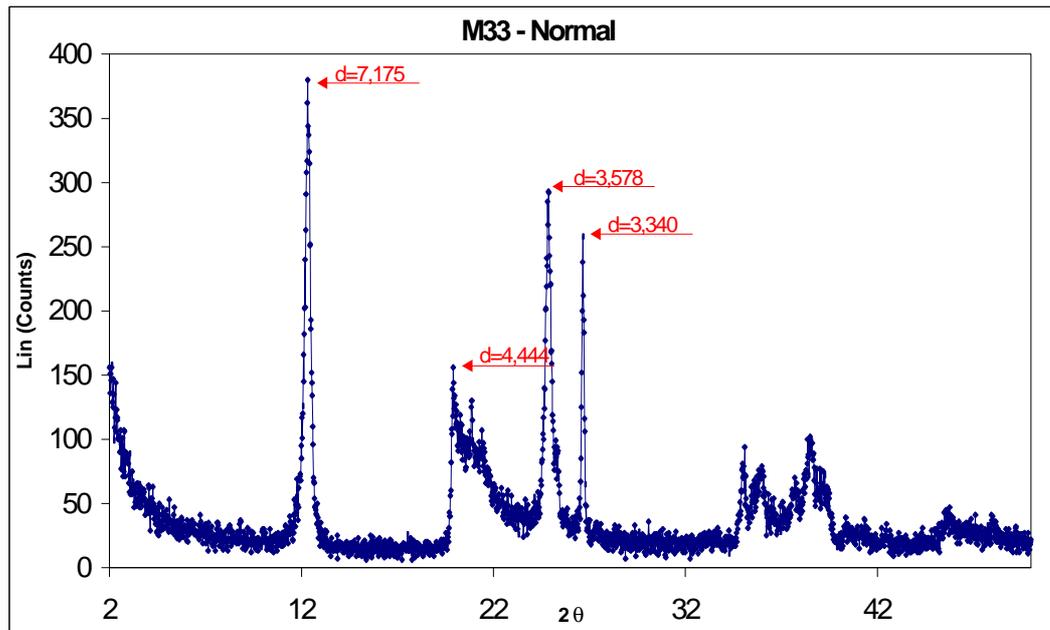


Figura 41 - Difratogramas da amostra M33 natural

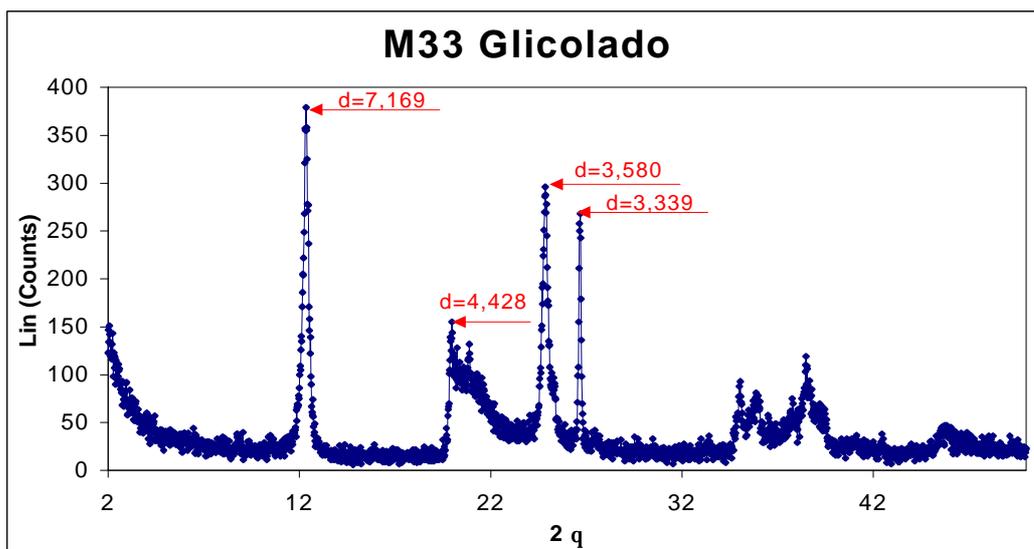


Figura 42 - Difratograma da amostra M33 glicolada

4.2. Instrumentação de Campo

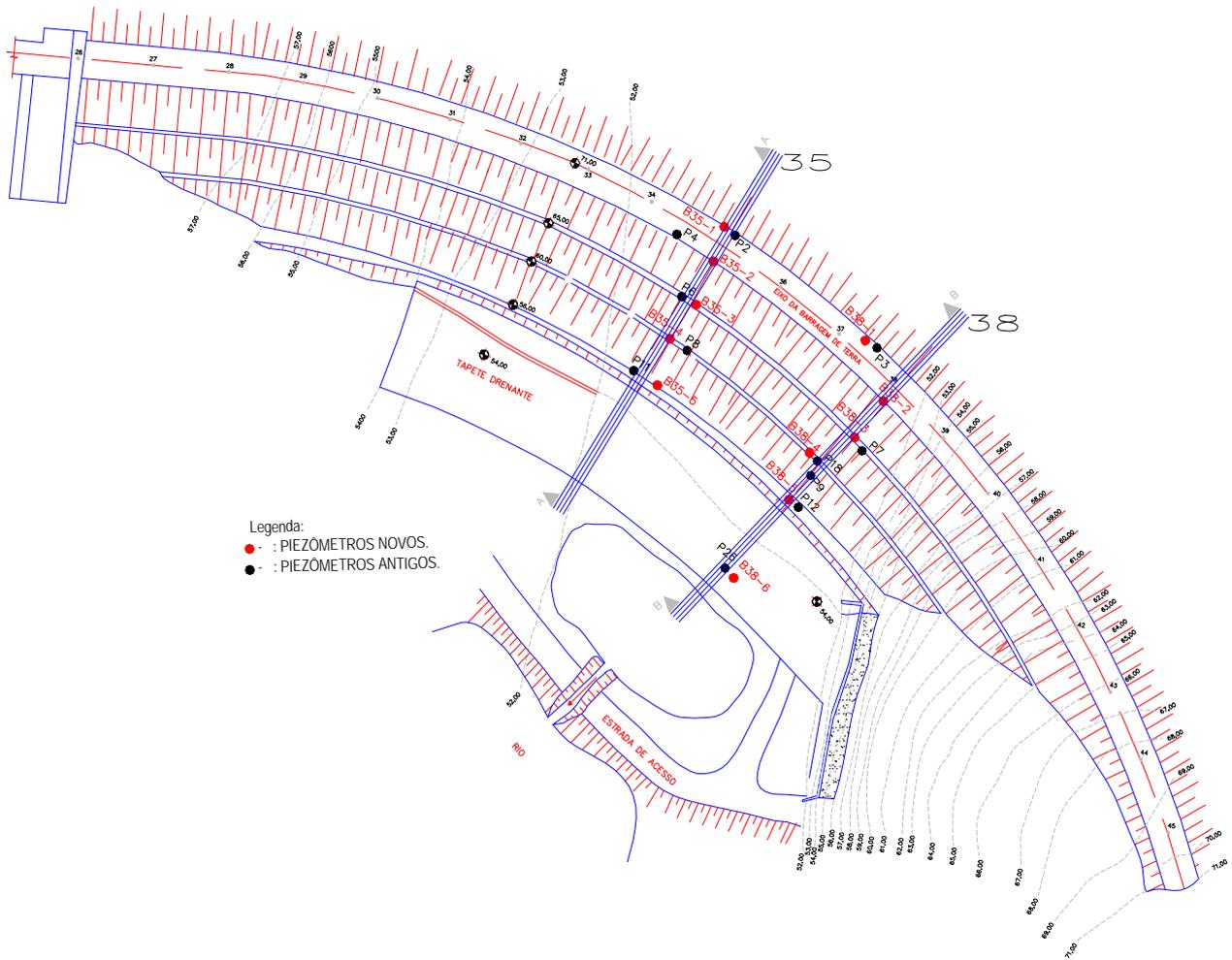
Até o ano de 2002, o monitoramento dos níveis piezométricos nas fundações e corpo da barragem da U.H.E. de Curuá-Una era realizado por 60 piezômetros tipo Casagrande instalados na barragem de terra, vertedouro (Figura 43), casa de força e áreas adjacentes (Fraiha Neto e Pacheco Neto, 2002). Dentre estes instrumentos, alguns não dispunham de informações confiáveis relativas à profundidade de instalação.

Mais recentemente, em 2002, como parte do projeto de “Automação da Instrumentação Civil e Estudo de Estabilidade da Barragem da U.H.E. de Curuá-Una”, foi implantado um sistema de auscultação automático. Neste projeto, alguns piezômetros “antigos”, instalados na barragem de terra e áreas adjacentes a casa de força, foram substituídos por piezômetros elétricos (sensores). Este “novo” sistema é composto por 15 piezômetros elétricos, sendo que 11 estão localizados na barragem (corpo da barragem e fundação) e 4 na casa de força (Fraiha Neto e Pacheco Neto, 2002).

A Figura 44 apresenta a planta baixa da barragem da U.H.E. de Curuá-Una, onde são mostradas as seções instrumentadas das estacas 35 e 38. Os piezômetros antigos e novos, instalados nestas seções, totalizam 22 instrumentos: 10 instalados no corpo da barragem e 12 na fundação. A Figura 45 mostra um detalhe em planta das seções instrumentadas com a disposição dos piezômetros na barragem de terra. Os piezômetros estão numerados em ordem crescente de montante para jusante.



Figura 43 - Piezômetro instalado no vertedor (PZV-06)



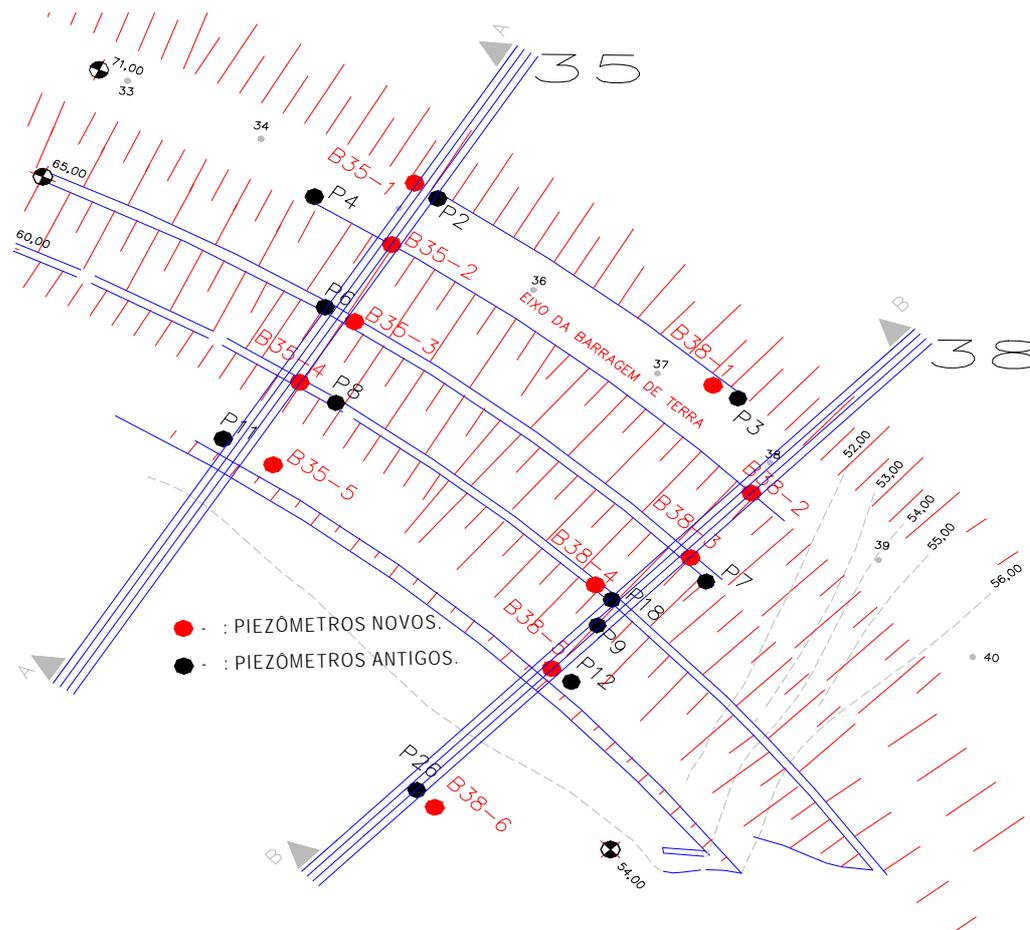


Figura 45 - Detalhamento das seções instrumentadas da barragem

4.2.1. Piezômetros Casagrande (“Antigos”)

A Tabela 28 apresenta os dados relativos aos piezômetros tipo Casagrande, utilizados no presente trabalho. As Figura 46 e Figura 47 mostram o posicionamento dos piezômetros nas estacas 35 e 38, respectivamente.

A leitura dos piezômetros tipo Casagrande é realizada manualmente por um operador da usina. Os dados obtidos são registrados em planilhas, para posterior traçado dos gráficos e análise dos níveis piezométricos (Fraiha Neto e Pacheco Neto, 2002).

Tabela 28 - Piezômetros tipo Casagrande ("antigos").

	Estaca	Localização	Posição (m)*	Cota da Boca (m)	Cota da Instalação (m)	Profundidade de Instalação (m)	
	P2	35	Barragem	0,00	71,13	58,45	12,68
	P4	35	Barragem	8,00	70,95	59,32	11,63
	P6	35	Barragem	21,50	65,89	57,56	8,33
	P8	35	Fundação	32,50	59,00	48,23	10,77
	P11	35	Fundação	45,00	56,00	48,70	7,30
	P3	38	Fundação	0,00	71,14	50,85	20,29
	P7	38	Fundação	24,00	65,89	49,04	16,85
	P18	38	Barragem	33,00	59,74	53,91	5,83
	P9	38	Fundação	37,00	60,77	50,31	10,46
	P12	38	Fundação	46,00	54,22	45,70	8,52
	P26	38	Fundação	70,00	54,59	47,68	6,91

*: Posição tomada em relação à extremidade montante da crista da barragem

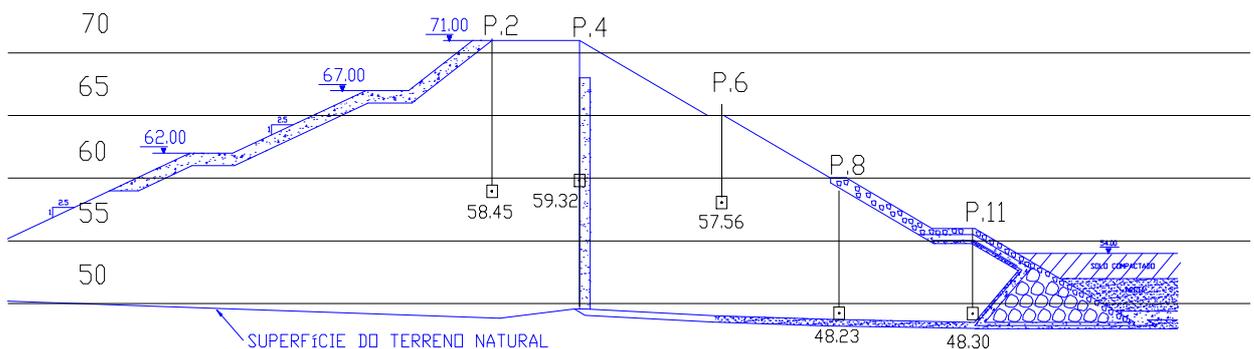


Figura 46 - Piezômetros na seção da estaca 35

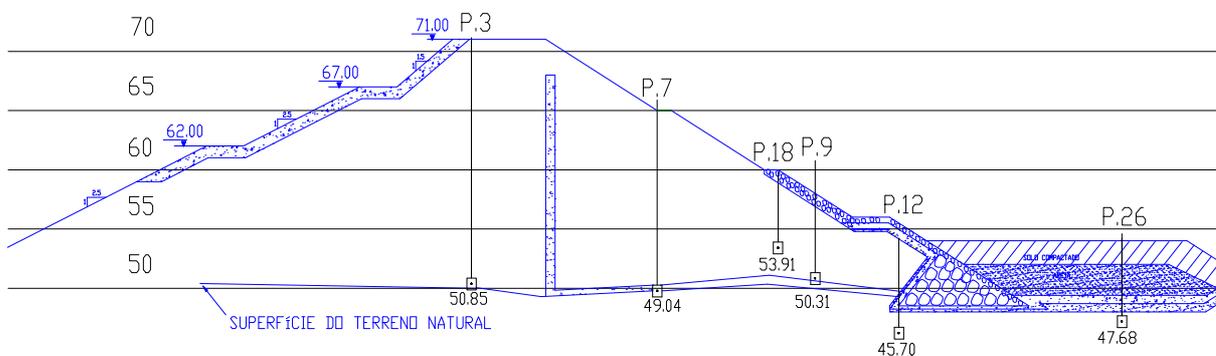


Figura 47 - Piezômetros na seção da estaca 38

A medição dos níveis piezométricos é efetuada através de um cabo elétrico, graduado, com dois condutores cuja extremidade inferior possui uns sensores constituídos por dois eletrodos dispostos concentricamente e isolados eletricamente entre si. O sensor é introduzido no tubo e ao atingir a superfície da água, o circuito elétrico é fechado, devido a passagem de corrente pela água. Na outra extremidade do cabo encontra-se um conjunto bateria/galvanômetro e uma luz que, quando acessa, indica o fechamento do circuito. Uma vez que a lâmpada esteja acessa, o ponto indica o nível d'água, que é medido através do cabo graduado. Desta forma, a cota piezométrica é obtida pela diferença entre a cota da boca do instrumento e a profundidade medida no cabo graduado.

A Figura 48 mostra registros dos piezômetros instalados na seção da estaca 35 ao longo do ano de 2001. Já a Figura 49 mostra o comportamento dos piezômetros instalados na seção da estaca 38, para o mesmo período.

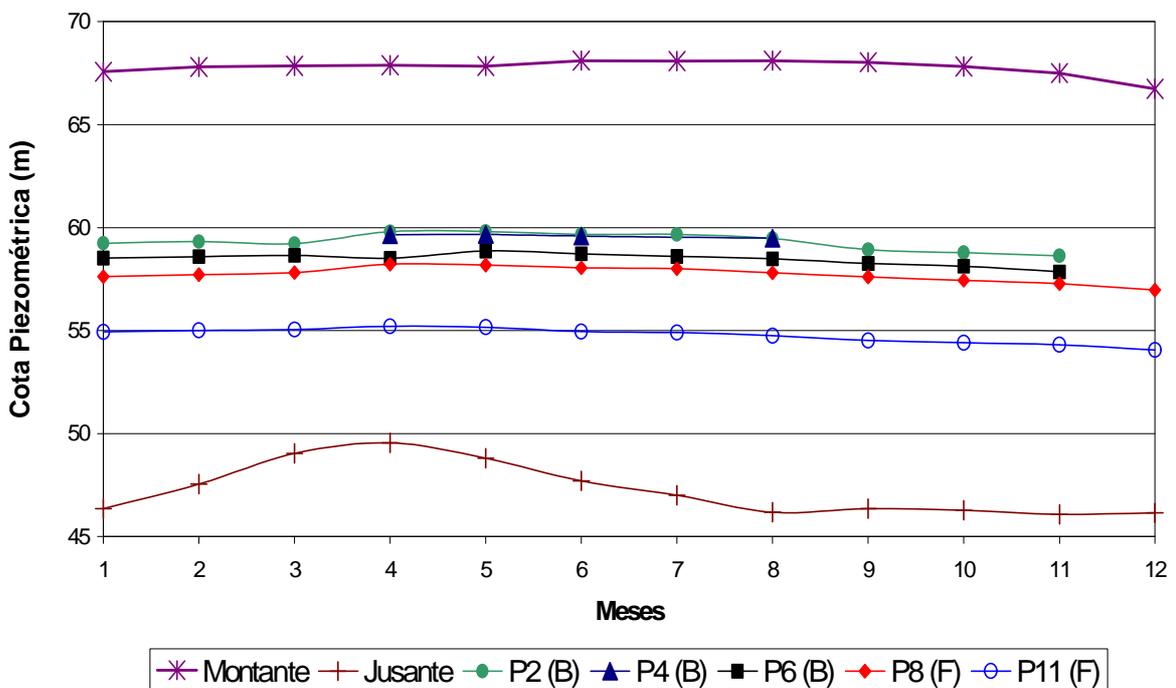


Figura 48 - Piezometria na estaca 35 em 2001 (B=barragem; F=fundação).

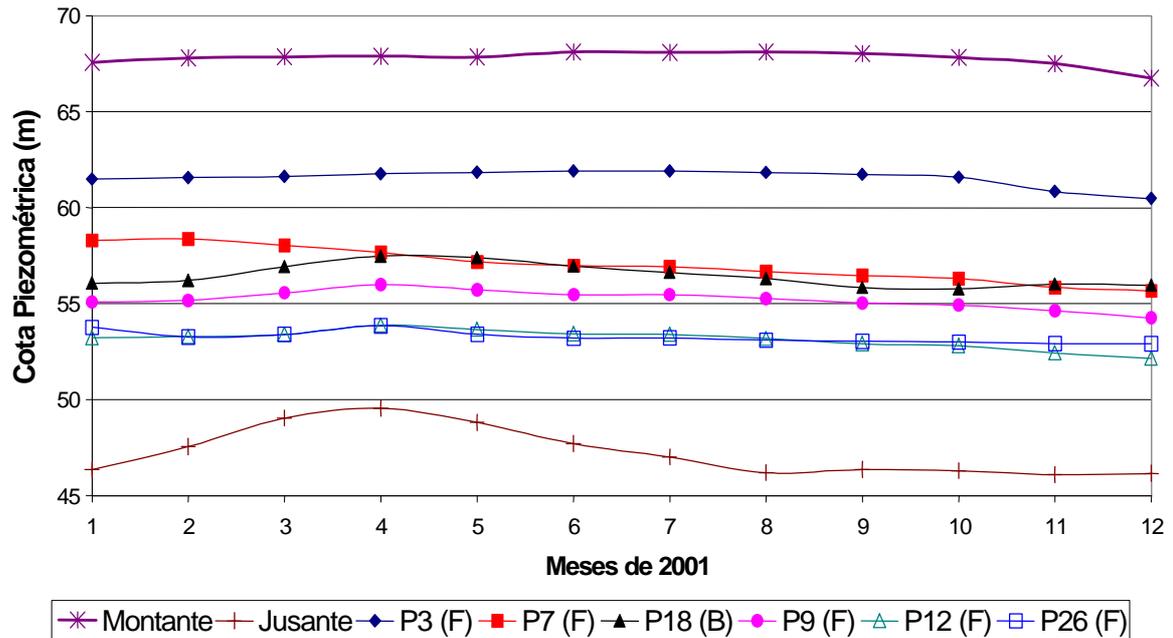


Figura 49 - Piezometria na estaca 38 em 2001 (B=barragem; F=fundação)

Os registros indicam uma estabilidade nas leituras, sem variações muito significativas, com exceção do medidor de jusante. Os pequenos desvios nas cotas piezométricas refletem alterações do nível do reservatório.

A Figura 50 apresenta os valores obtidos pelos instrumentos instalados no corpo da barragem na seção da estaca 35, ao longo do ano de 2001. O instrumento P4 só possui registro de leituras nos meses de fevereiro, maio, junho e agosto.

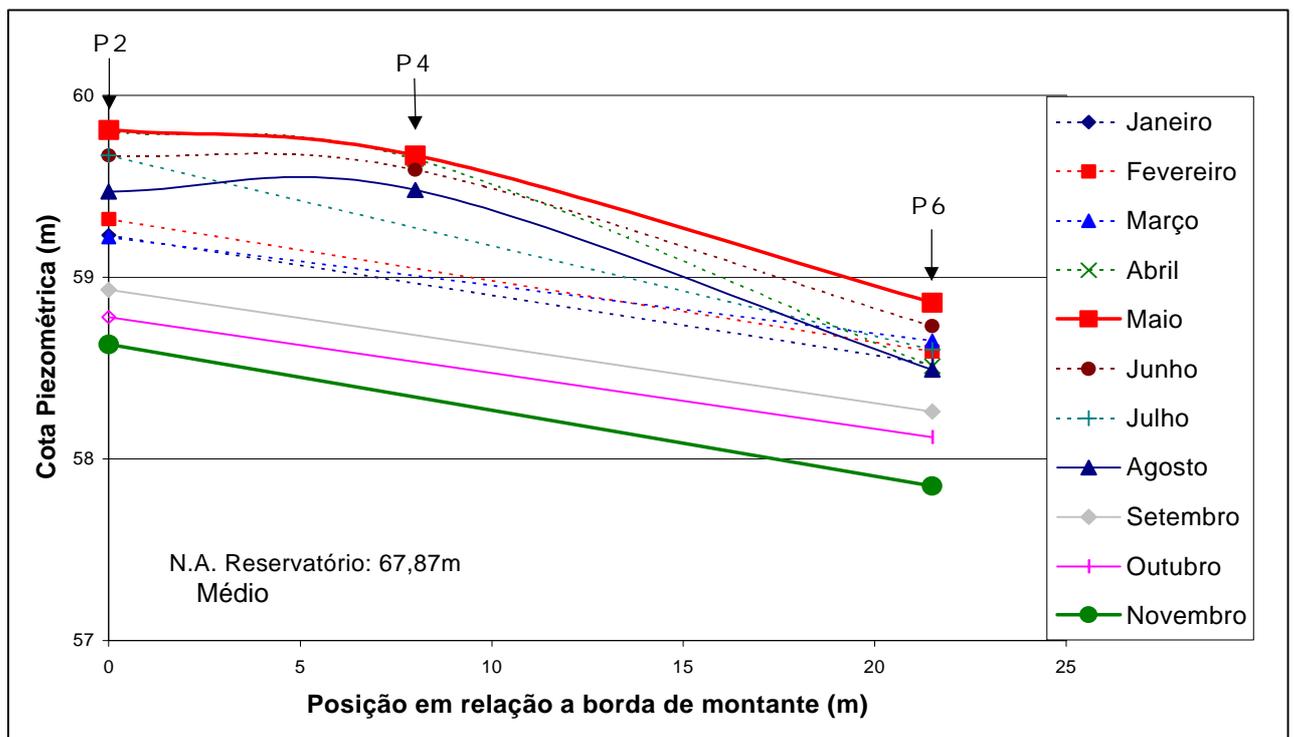


Figura 50 - Cotas Piezométricas no corpo da barragem em 2001 (estaca 35)

A Figura 51 e a Figura 52 apresentam os valores obtidos pelos instrumentos instalados na fundação da barragem nas seções das estacas 35 e 38, ao longo do ano de 2001.

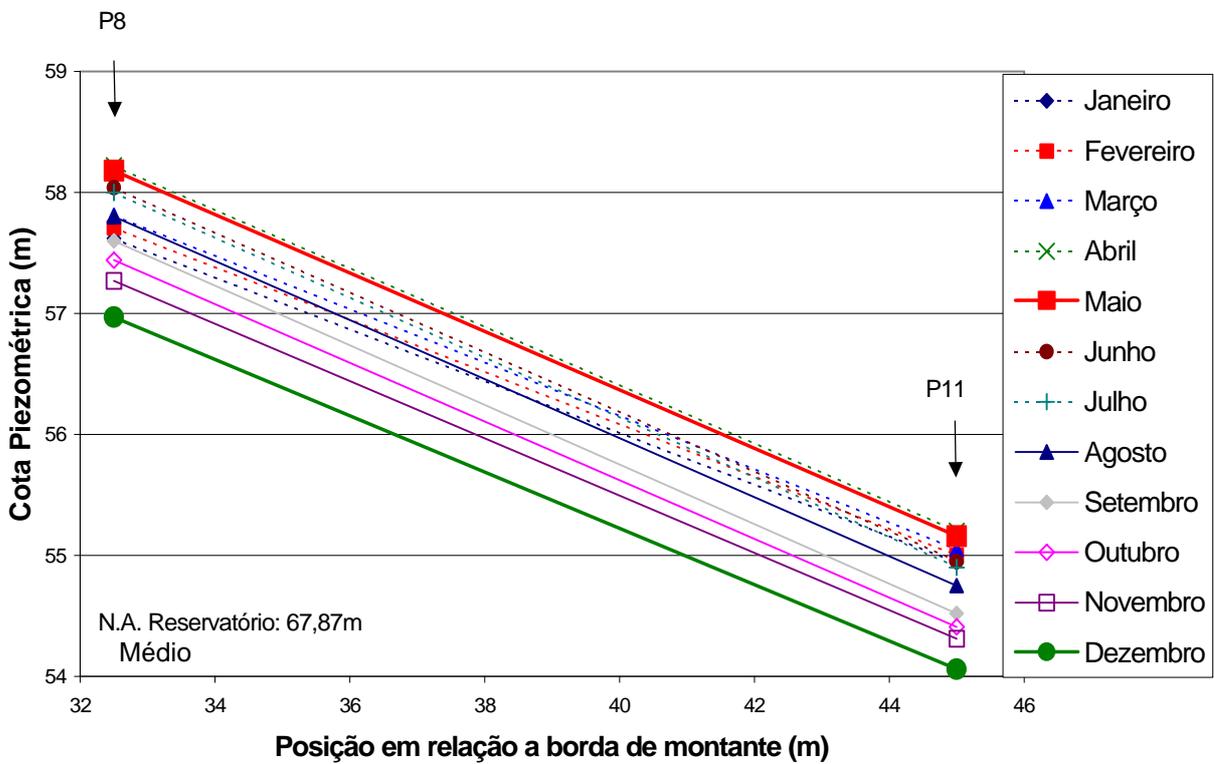


Figura 51 - Cotas Piezométricas na fundação da barragem em 2001 (estaca 35)

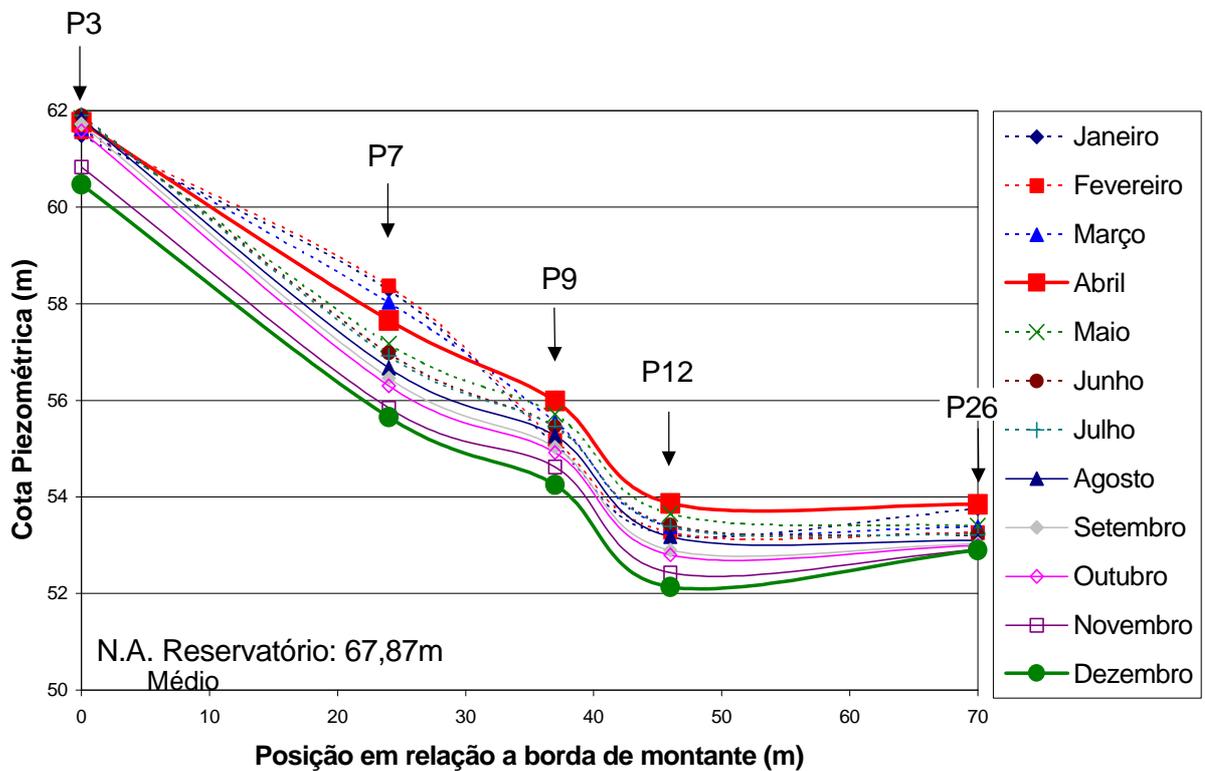


Figura 52 - Cotas piezométricas na fundação da barragem em 2001 (estaca 38)

Os dados da piezometria mostram que os meses de maio e abril são os períodos críticos, isto é, períodos do ano onde as cotas piezométricas estão mais elevadas. Estes resultados são coerentes, pois coincidem com o período de cheia da bacia amazônica (março até maio). Por sua vez, os meses de dezembro e novembro são aqueles que apresentaram os menores valores para as cotas piezométricas, correspondendo ao período seco da região.

A Tabela 29 apresenta a média aritmética dos valores da piezometria obtidos ao longo dos meses do ano de 2001. Neste ano os níveis d'água médios de montante e jusante corresponderam as cotas 67,87 e 46,35m, respectivamente. A Figura 53 mostra as linhas piezométricas médias, para a estaca 35, no corpo da barragem e na fundação para o ano de 2001.

Tabela 29 - Cotas piezométricas médias (2001) - NA_{Mont} : 67.87m e NA_{Jus} : 46.35m

Média de 2001		
	Medição (m)	Cota Piezométrica (m)
P2	11.81	59.32
P4	11.35	59.60
P6	7.42	58.47
P8	2.70	57.72
P11	1.23	54.77
P3	9.60	61.54
P7	8.86	57.03
P18	3.29	56.45
P9	5.56	55.21
P12	1.08	53.14
P26	1.34	53.25

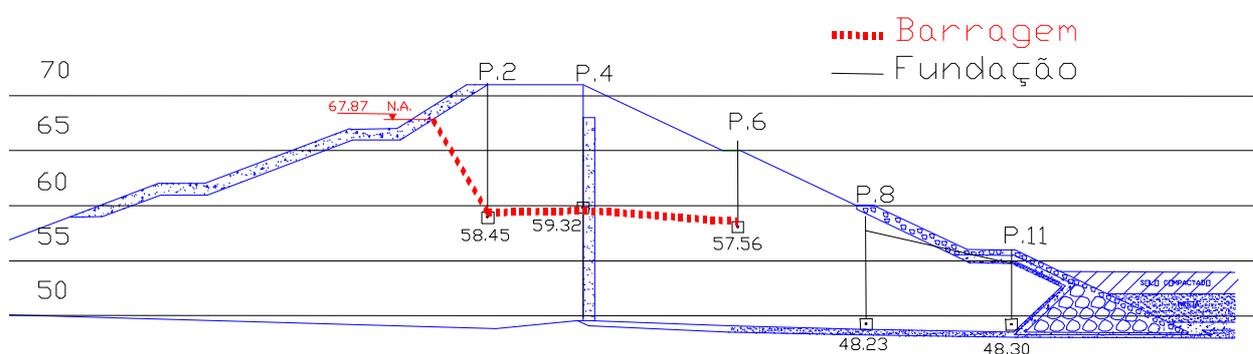


Figura 53 - Linhas Piezométricas no ano de 2001 - Estaca 35

A Figura 54 mostra as linhas piezométricas médias, para a estaca 38, no corpo da barragem e na fundação para o ano de 2001.

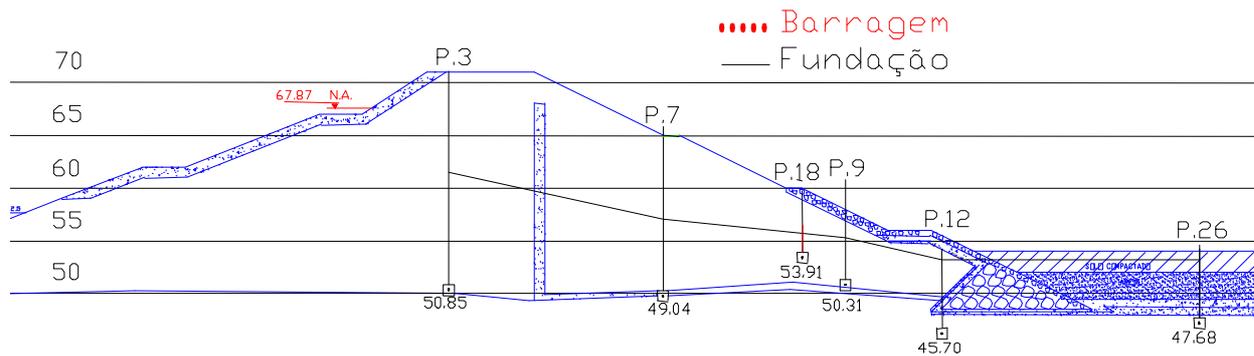


Figura 54 - Linhas Piezométricas no ano de 2001 - Estaca 38

4.2.2. Piezômetros Elétricos (“Novos”)

O projeto de pesquisa “Automação da Instrumentação Civil da U.H.E. de Curuá-Una” (Fraiha Neto e Pacheco Neto, 2002) teve como principal objetivo a implantação de um sistema de monitoramento automatizado que fosse capaz de fornecer dados de maneira mais rápida e confiável. Estes dados seriam utilizados para subsidiar os estudos de aumento do nível do reservatório, para uma possível ampliação da capacidade de geração de energia da usina.

Este sistema foi, então, dimensionado com onze sensores, instalados em duas seções da barragem de terra, e quatro sensores, instalados em uma seção na lateral da casa de força.

Segundo Fraiha Neto e Pacheco Neto (2002), a idéia inicial seria a instalação dos sensores no interior dos piezômetros de tubo aberto existentes, porém as dúvidas quanto às condições operacionais (possível colmatação do filtro do piezômetro e existência de detritos no interior das tubulações) fizeram com que se optasse pela instalação de novos poços, com filtro de areia no ponto de leitura e revestimento com tubo de PVC.

O transdutor escolhido foi o SONDA-1 da ZÜRICH (Fraiha Neto e Pacheco Neto, 2002). Este transdutor possui um sensor de pressão elétrico que trabalha submerso e pode ser utilizado para medir nível d’água em situações com espaço restrito. Este equipamento proporciona uma grande vantagem nas instalações em orifícios de pequeno diâmetro para monitorar níveis em piezômetros de tubo aberto ou poços.

No corpo da barragem foram instalados 11 sensores, locados nas estacas 35 e 38. A escolha destas seções deveu-se ao fato destas possuírem um histórico de estudos e leituras piezométricas, inclusive com a fixação de níveis críticos de controle piezométrico. Na estaca 35, os sensores (piezômetros) foram posicionados no corpo da barragem. Na estaca 38, estes foram instalados na

fundação e drenos, conforme indica a Tabela 30 (Fraíha Neto e Pacheco Neto, 2002).

Tabela 30 –Piezômetros elétricos (“novos”).

	Estaca	Localização	Posição (m)*	Cota da Boca (m)	Cota da Instalação (m)	Profundidade de Instalação (m)	
	B35-01	35	Barragem	0,00	71,36	59,12	12,24
	B35-02	35	Barragem	7,20	71,33	57,18	14,15
	B35-03	35	Barragem	21,50	65,33	55,98	9,35
	B35-04	35	Barragem	32,50	60,41	54,30	6,11
	B35-05	35	Barragem	46,00	57,00	53,25	3,75
	B38-01	38	Fundação	0,00	71,45	48,38	23,07
	B38-02	38	Fundação	8,00	70,76	50,52	20,24
	B38-03	38	Barragem	21,50	65,40	54,80	10,60
	B38-04	38	Fundação	32,50	60,15	50,00	10,15
	B38-05	38	Fundação	46,00	57,07	50,71	6,36
	B38-06	38	Fundação	72,00	55,02	49,42	5,60

*: Posição tomada em relação a extremidade montante da crista da barragem

A Figura 55 mostra o posicionamento dos piezômetros na estaca 35, enquanto que os piezômetros da estaca 38 estão apresentados na Figura 56.

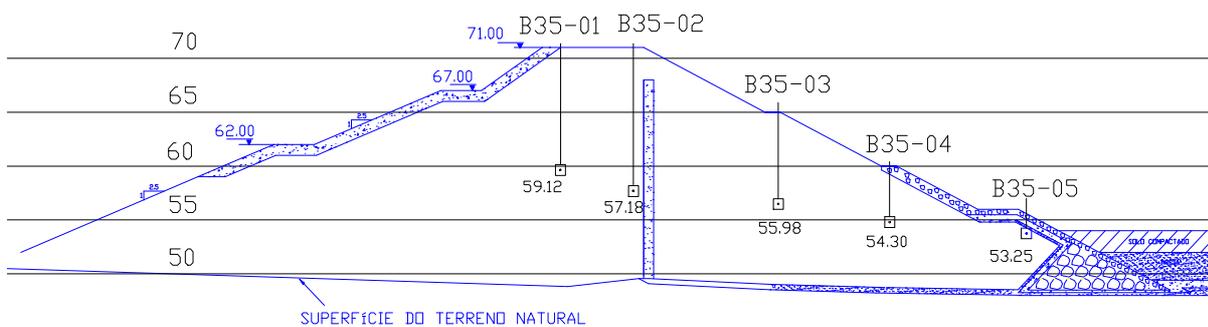


Figura 55 – Piezômetros elétricos na seção da estaca 35

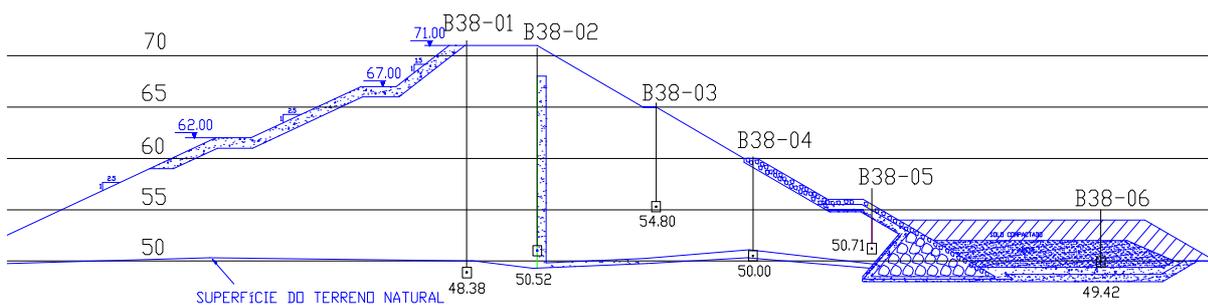


Figura 56 - Piezômetros elétricos na seção da estaca 38

Após a instalação dos piezômetros elétricos, foi feita uma comparação entre os registros elétricos e os obtidos por técnica medição empregada para os piezômetros "antigos" (cabo graduado). Os resultados, apresentados na Tabela 31, mostram uma boa concordância entre ambos procedimentos de monitoramento.

Tabela 31 - Leituras comparativas dos sensores (Fraíha Neto e Pacheco Neto, 2002)

Cota Piezométrica (m)		
	Sensor	Cabo Graduado
B35-01	Sem Leitura	Sem Leitura
B35-02	59,39	59,51
B35-03	57,73	58,38
B35-04	57,01	57,26
B35-05	54,77	54,73
B38-01	Sem leitura	Sem Leitura
B38-02	57,28	57,69
B38-03	56,66	56,61
B38-04	56,17	55,98
B38-05	56,35	56,41
B38-06	53,31	53,21

Níveis: Montante 67,90 e Jusante 46,60.

Em face de atrasos na implementação do sistema automatizado, as cotas piezométricas para os novos equipamentos foram disponibilizadas a partir do mês de agosto de 2002. Os resultados, apresentados na Figura 57 e Figura 58, correspondem aos registros da estacas 35 e 38, respectivamente

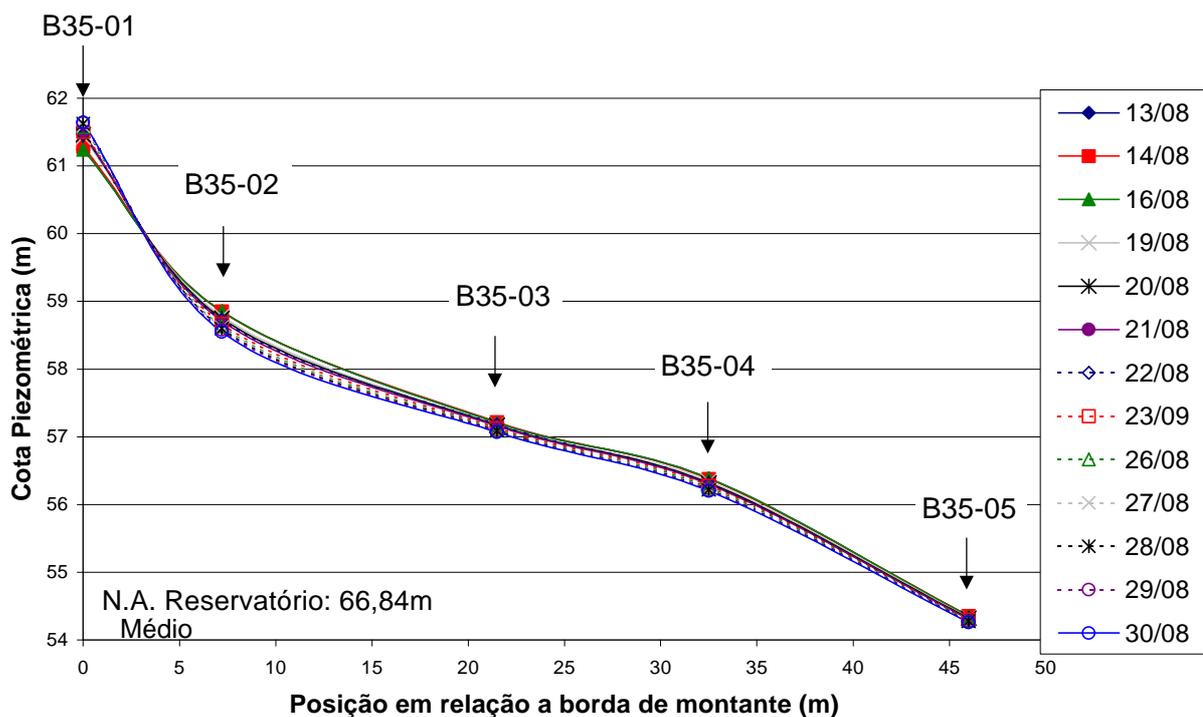


Figura 57 – Cotas piezométricas na estaca 35 em agosto de 2002 (corpo da barragem)

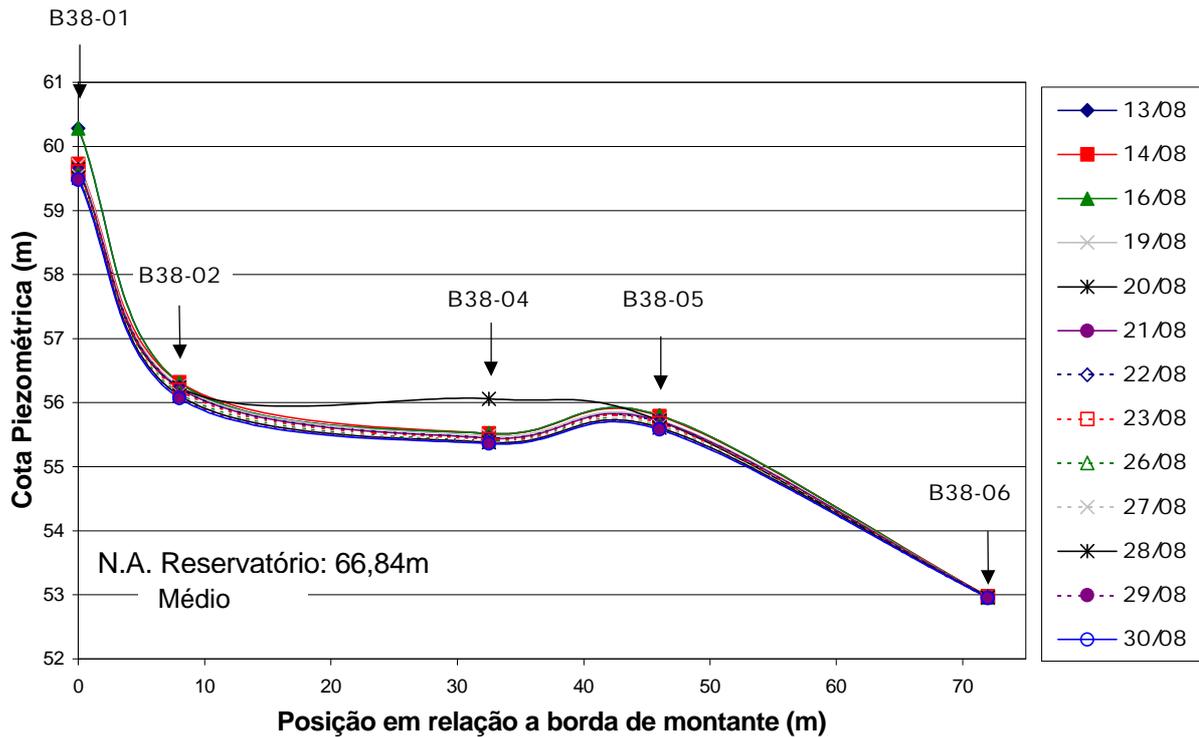


Figura 58 – Cotas piezométricas na estaca 38 em agosto de 2002 (fundação)

A Tabela 32 apresenta a média aritmética dos valores da piezometria obtidos ao longo do mês de agosto de 2002 para os novos piezômetros. Os níveis médios de montante e jusante eram respectivamente 66,84m e 46,40m.

Tabela 32 - Cotas piezométricas médias em agosto de 2002

Agosto de 2002	
	Cota Piezométrica (m)
B35-01	61,47
B35-02	58,71
B35-03	57,15
B35-04	56,29
B35-05	54,31
B38-01	59,70
B38-02	56,20
B38-03	54,80
B38-04	55,49
B38-05	55,69
B38-06	52,97

A Figura 59 mostra a linha piezométrica média para o corpo da barragem na estaca 35 em agosto de 2002. A Figura 60 mostra a linha piezométrica média para o corpo da barragem e para a fundação na estaca 38 em agosto de 2002.

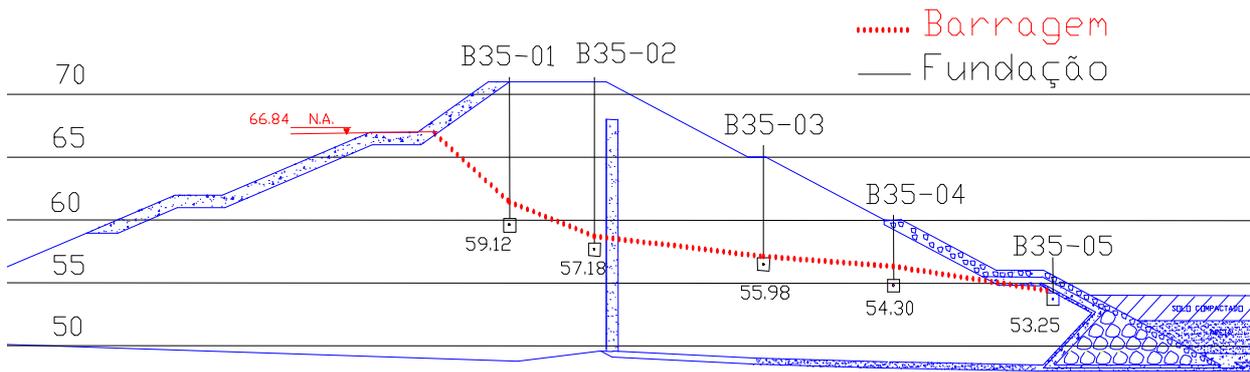


Figura 59 - Linhas Piezométricas em agosto de 2002 - Estaca 35

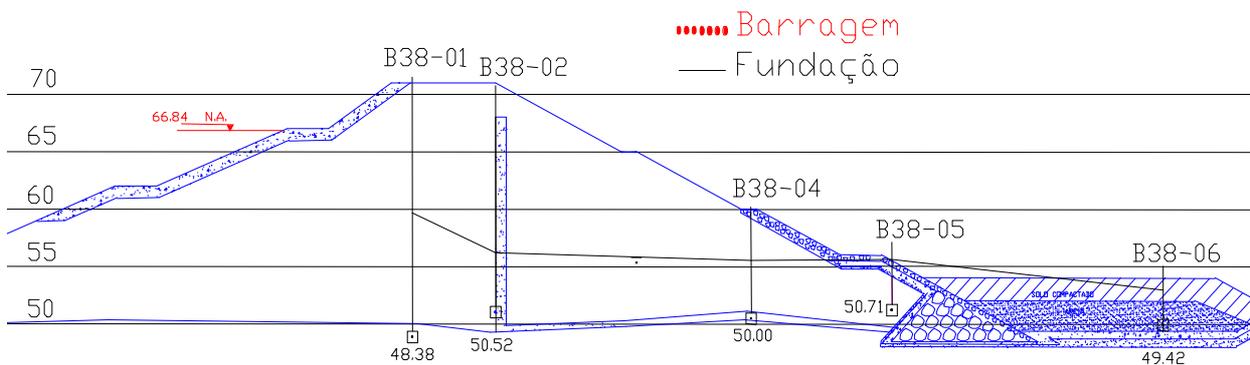


Figura 60 - Linhas Piezométricas em agosto de 2002 - Estaca 38

4.2.3. Comparação entre os Piezômetros Novos e Antigos

Como já foi mencionado, os dados piezométricos referem-se a duas seções da barragem e a dois conjuntos distintos de piezômetros, “antigos” e “novos”, instalados no corpo da barragem ou na fundação. No entanto, os períodos de medição são diferentes e por conseqüência os níveis de água também são diferentes.

Dessa forma, as comparações têm como objetivo verificar o funcionamento dos piezômetros e opinar quanto à confiabilidade das características geométricas e das medições disponíveis. As comparações são realizadas considerando as duas seções instrumentadas: estaca 35 e estaca 38.

4.2.3.1. Estaca 35

A seção da estaca 35 apresenta 10 (piezômetros), sendo 08 instalados no corpo da barragem e 02 na fundação. Inicialmente, comparam-se as linhas

piezométricas para a seção da estaca 35, considerando apenas os piezômetros instalados no corpo da barragem (Figura 61).

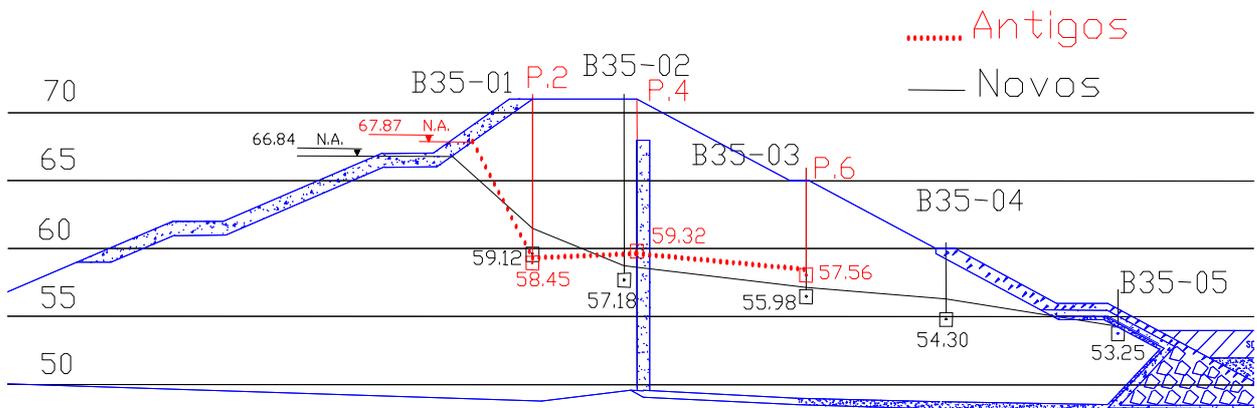


Figura 61 - Comparação dos piezômetros na barragem - Estaca 35

O piezômetro P2 (barragem) apresentou leituras inconsistentes, visto que suas leituras foram inferiores aos níveis piezométricos obtidos pelo outro instrumento na mesma posição. Além disso, não há perda de carga entre os piezômetros P2 e P4, fato inesperado para piezômetros instalados na região do núcleo.

Desta forma, pode-se supor que a cota de instalação do P2 esteja incorreta, havendo possibilidade deste estar posicionado na fundação, informação já citada por Amorim (1976). Face a esta dúvida, a análise do fluxo desconsiderou os dados fornecidos por este instrumento. Os outros instrumentos apresentam dados consistentes, percebendo-se uma relação direta entre o nível do reservatório e as cotas piezométricas.

A Figura 62 apresenta as linhas piezométricas, ainda para a estaca 35, considerando os instrumentos instalados na fundação. Os piezômetros apresentam leituras coerentes, existindo uma perda de carga entre eles, o que praticamente afasta a possibilidade dos mesmos estarem instalados no tapete drenante.

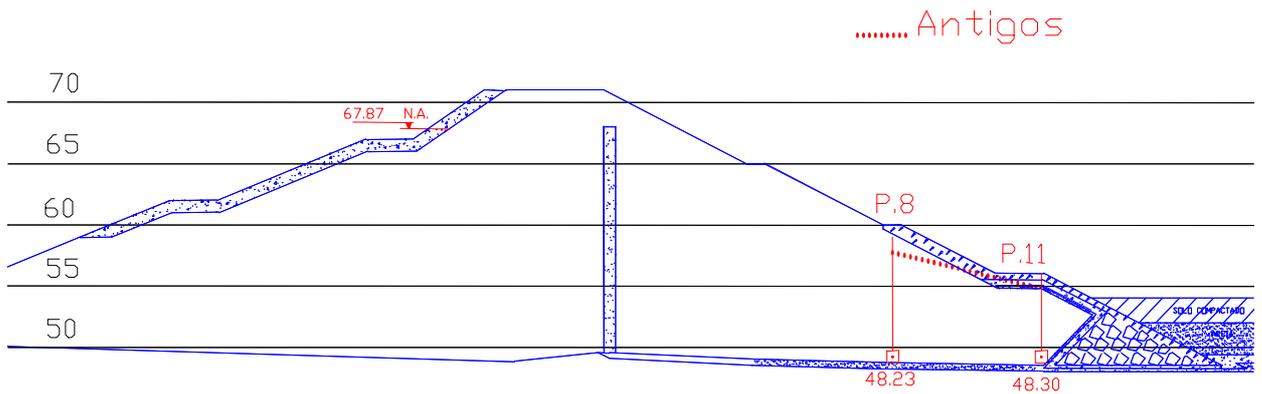


Figura 62 – Comparação dos piezômetros na fundação - Estaca 35

4.2.3.2. Estaca 38

Por sua vez, a seção da estaca 38 apresenta 12 piezômetros, sendo 02 instalados no corpo da barragem e 10 na fundação. A Figura 63 compara as linhas piezométricas para a seção da estaca 38, considerando apenas os piezômetros instalados no corpo da barragem. A Figura 64 apresenta as linhas piezométricas, ainda para a estaca 38, considerando os instrumentos instalados na fundação.

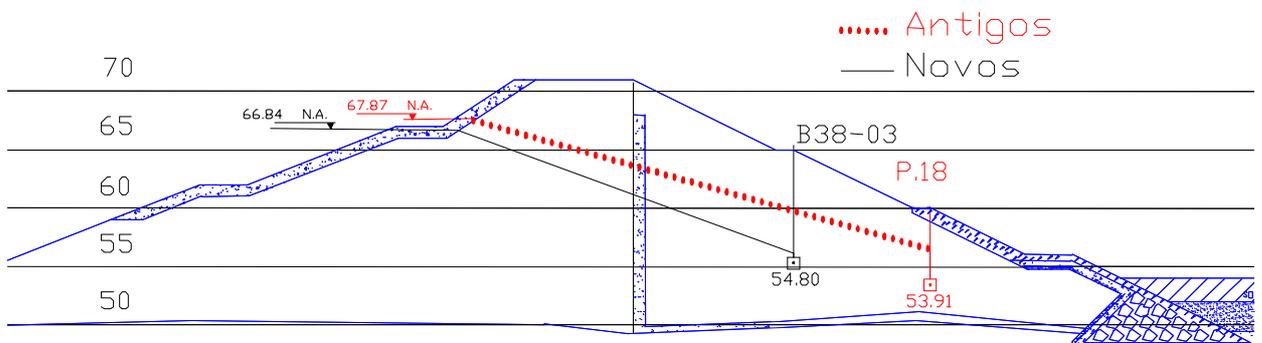


Figura 63 – Comparação dos piezômetros na barragem - Estaca 38

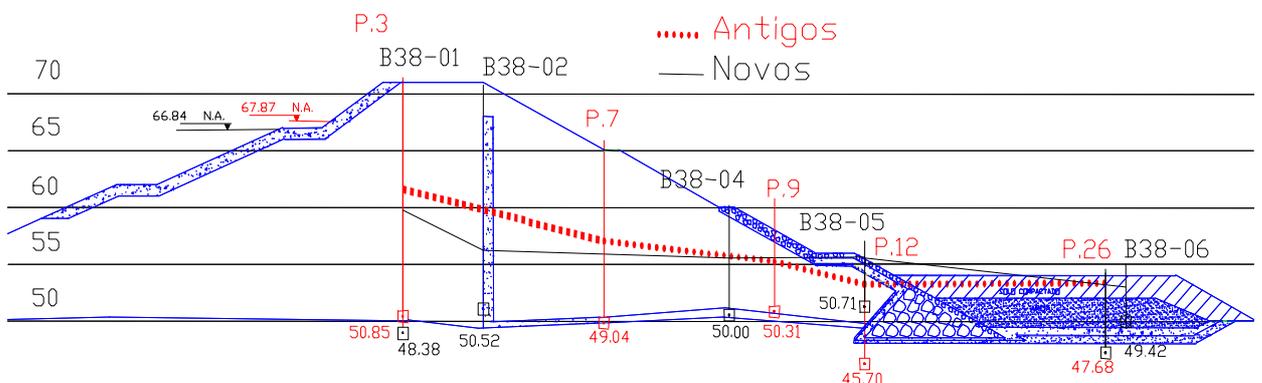


Figura 64 - Comparação dos piezômetros na fundação - Estaca 38

As leituras de B38-02, B38-04 e B38-05 mostram cargas piezométricas semelhantes para piezômetros com cotas de instalação praticamente iguais. Isto

indica que não é observada perda de carga entre estes pontos. É provável, portanto, que estes piezômetros estejam posicionados no tapete drenante e não na fundação, como fora especificado.

Por sua vez, os piezômetros antigos apresentam leituras que indicam uma perda de carga ao longo da fundação. Comparando-se as leituras dos piezômetros P3 e B38-01 pode-se concluir que a linha piezométrica na fundação é função direta do nível do reservatório. No entanto, quando se compara os níveis dos piezômetros P12 e B38-05, observa-se o contrário. Este fato reforça a hipótese de que o piezômetro B38-05 não está instalado na barragem e sim no tapete drenante.

4.2.4. Seção Típica

As seções 35 e 38 apresentam praticamente a mesma geometria, diferindo somente na cota de fundação. Como esta diferença não é significativa foi adotada uma seção típica. Esta seção permite comparar as cotas piezométricas para as duas seções estudadas, tanto para o corpo da barragem como para a fundação.

A Figura 65 traz a seção típica com todos piezômetros que estão instalados no corpo da barragem e não foram desconsiderados na análise.

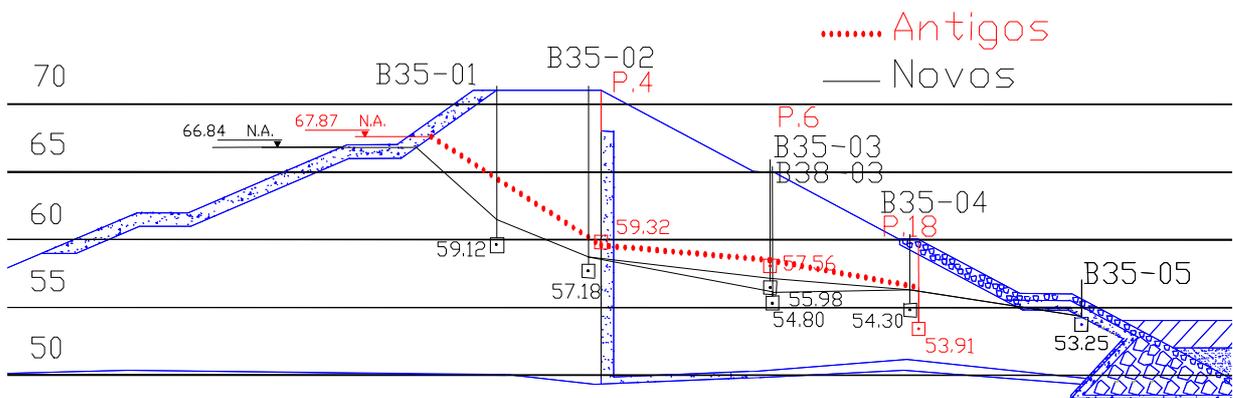


Figura 65 - Seção típica com os piezômetros do corpo da barragem

A figura anterior mostra mais uma vez que existe uma relação direta entre o nível do reservatório e as cargas piezométricas, como era esperado. Principalmente entre os piezômetros à montante do dreno (B35-01, B35-02 e P4) verifica-se uma equivalência na taxa da perda de carga entre os instrumentos. Este comportamento também ocorre à jusante do dreno. No entanto, deve-se destacar que os piezômetros B35-03 e B38-03, apesar de estarem na mesma

posição e com o mesmo nível do reservatório, apresentaram uma diferença em suas cotas piezométricas na ordem de um (01) metro.

A comparação entre B35-04 e P18 também mostra que quanto mais à jusante, menor será a influência do nível do reservatório na leitura do instrumento.

A Figura 66 analisa a piezometria na fundação da barragem utilizando a seção típica proposta anteriormente e os piezômetros não desconsiderados em análises anteriores.

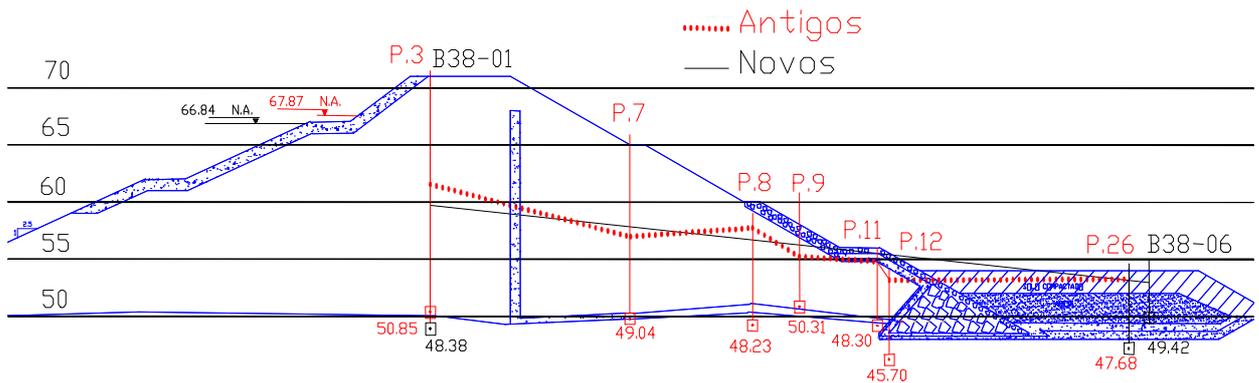


Figura 66 - Seção típica com os piezômetros da fundação

Pode-se observar um comportamento incomum, pois ocorre um aumento do nível piezométrico entre os piezômetros P8 e P7. Por esse motivo, os piezômetros mencionados foram desconsiderados na simulação de fluxo.

Além disso, os piezômetros P9 e P11 apresentam níveis piezométricos equivalentes, apesar das posições serem diferentes. Este comportamento pode indicar que os mesmos estejam instalados no tapete drenante, como já foi observado para outros casos. Outro aspecto que sustenta esta hipótese é a perda de carga elevada existente entre os piezômetros P11 e P12. Por estas razões, o piezômetro P11 também não foi considerado para a simulação de fluxo apresentada a seguir.

5 Regime de Fluxo

O presente capítulo apresenta as simulações das condições de fluxo bidimensional no corpo e na fundação da barragem de Curuá-Una. As análises foram feitas com a utilização do programa Flow 3D (Gerscovich, 1994).

Inicialmente foi realizada a validação do programa para diversas condições de fluxo bidimensional. Em seguida, foram estabelecidas as características geométricas, as condições de contorno e a faixa dos parâmetros hidráulicos dos materiais do maciço e da fundação da barragem de Curuá-Una.

Uma vez analisados os dados da instrumentação (capítulo 04) foi possível reproduzir a condição atual de fluxo e simular o comportamento da barragem para diversas cotas do reservatório. A restituição da condição atual de fluxo teve como objetivo o estabelecimento de um modelo de comportamento do fluxo, com base nos valores dos coeficientes de permeabilidade dos materiais da barragem.

5.1. Programa Flow 3D

O Programa Flow 3D é uma ferramenta numérica, baseada no método dos elementos finitos, que permite a simulação de regimes de fluxos permanente, transiente, bidimensional ou tridimensional, em meios saturados e/ou não saturados (Gerscovich, 1994).

Dado ao seu caráter geral, o programa possibilita acompanhar, ao longo do tempo, o processo de saturação de um meio. No caso de simulação de fluxo permanente em barragens de terra, o processo inicia-se com a movimentação de uma frente de saturação vinda do talude de montante em direção ao talude de jusante ou a qualquer sistema interno de drenagem. Durante este processo as cargas de pressão vão se alterando até que o equilíbrio seja atingido.

O programa Flow 3D requer a definição prévia dos seguintes parâmetros:

- i. Geometria - definida pela seção a ser analisada, a qual é discretizada em uma malha de elementos quadrangulares ou triangulares, para o caso de geometrias bidimensionais, ou cúbicos, para geometrias tridimensionais.

- ii. Parâmetros hidráulicos - definem as relações entre condutividade hidráulica relativa (k_r), teor de umidade volumétrico (θ) e carga de pressão (ψ), para os diversos materiais envolvidos na simulação. A condutividade hidráulica relativa é definida pela razão entre as permeabilidades nas condições não saturada e saturada ($k_r = k / k_{sat}$) e varia entre 0 e 1. O teor de umidade volumétrico pode ser calculado em função da porosidade (n) e do grau de saturação (S) ($q = n.S$). A Figura 67 mostra curvas típicas normalmente utilizadas em simulações que visam analisar a região saturada resultante de regimes permanentes. Nestes casos, a forma das curvas do trecho não saturado não interfere no resultado final.

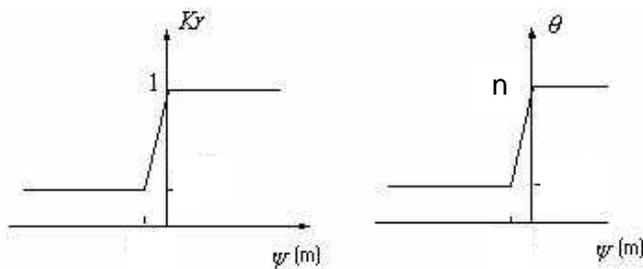


Figura 67 - Parâmetros hidráulicos em simulações de fluxo permanente

- iii. Tempo de execução - define o período a ser analisado. No caso de análises de fluxo permanente, o tempo deve ser tal que os valores de carga de pressão calculados nos nós seja mantido constante. A definição deste tempo depende da magnitude e das relações entre os parâmetros hidráulicos.
- iv. Condições iniciais - definem as cargas de pressão iniciais para cada nó. Esta condição pode ser fornecida de diferentes maneiras: (a) valor nodal constante; (b) cargas de pressão geradas a partir de um valor constante de carga total; (c) cargas de pressão geradas a partir do conhecimento dos valores estipulados em determinados nós da malha.
- v. Condições de contorno - definem as fronteiras da geometria analisada. O programa admite a existência de superfícies impermeáveis, superfícies livres e regiões com carga ou fluxo prescritos. No caso de superfície com fluxo prescrito, o valor da vazão, aplicado ao nó, pode variar ao longo do tempo, possibilitando a simulação de diferentes intensidades de vazão. Na fronteira definida como superfície livre, admite-se inicialmente que a carga de

pressão é nula e, dependendo das vazões calculadas, esta condição é alterada.

O programa FLOW3D foi escrito na linguagem FORTRAN e não possui rotinas de geração de malha e pós-processamento. Portanto, para a definição de geometria e geração da malha, foi utilizado o programa EGMTB. Este programa fornecia um arquivo de dados que deveria ser ajustado para um visualizador de malhas – POS3D. Parte deste ajuste era feita através de programa (Dados.exe) especialmente desenvolvido para este fim. Os programas EGMTB e POS3D foram desenvolvidos na PUC-Rio (Gerscovich, 1994).

Uma vez visualizada a malha, eram identificadas as regiões e os nós com condição de contorno ou carregamento a ser imposto no problema. Foi utilizado um programa (Dad_fl.exe) para ajustar o arquivo de dados. Depois de ajustado, o arquivo de dados deveria receber as informações pertinentes ao fluxo. Uma vez pronto, o arquivo de dados era processado pelo programa FLOW3D. Nesta fase era definida a condição inicial do problema. O arquivo de saída fornecido pelo programa era novamente ajustado para que fosse possível a visualização dos resultados da análise.

5.2. Validação do programa

Com o objetivo de avaliar a eficiência do programa FLOW3D, foram simuladas três condições para uma mesma geometria de barragem: (a) isotrópica e homogênea; (b) anisotrópica e homogênea; e (c) isotrópica e heterogênea. As distribuições de carga de pressão previstas pelo programa foram comparadas com os dados obtidos por meio de solução gráfica.

Em todos os casos considerou-se uma barragem com 12,5m de altura, 43,0m de comprimento e nível d'água a 12,0m de altura. A malha de elementos finitos (Figura 68) possui 204 nós e 172 elementos.

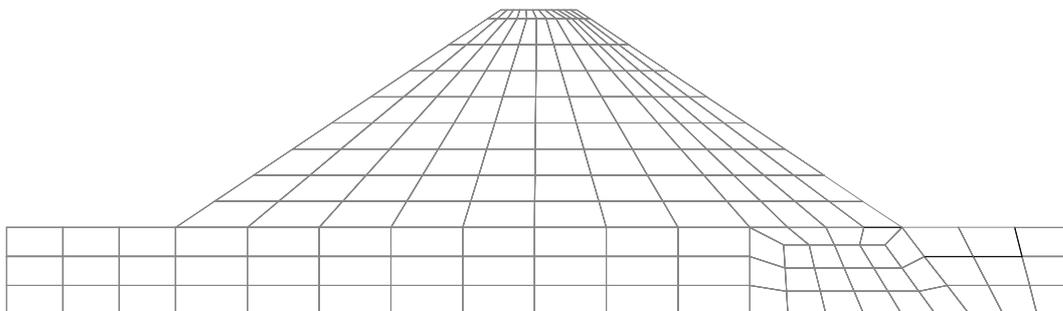


Figura 68 - Malha utilizada na validação do programa

A barragem foi dividida em três regiões distintas: corpo da barragem, dreno do pé de jusante e fundação (Figura 69).

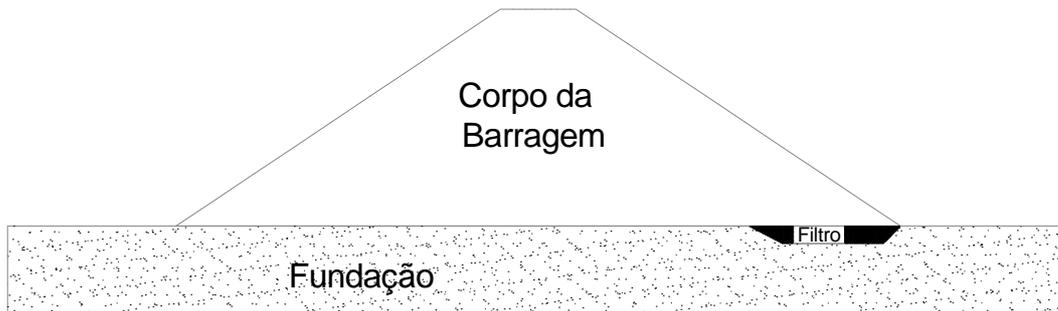


Figura 69 - Regiões da barragem consideradas na validação

Visando simular o reservatório da barragem, foram atribuídos valores prescritos de carga de pressão nos nós localizados na face de montante. O valor da carga de pressão atribuída para cada nó refere-se ao nível d'água a 12,0m de altura.

A jusante estabeleceu-se uma região com condição de contorno livre; isto é, os nós nesta região não possuem uma condição de fluxo pré-estabelecida. Com isto a linha freática calculada pelo programa poderá ou não interceptar esta superfície livre. Para isto, cinco nós localizados no pé de jusante foram admitidos como nós de superfície livre (Figura 70).

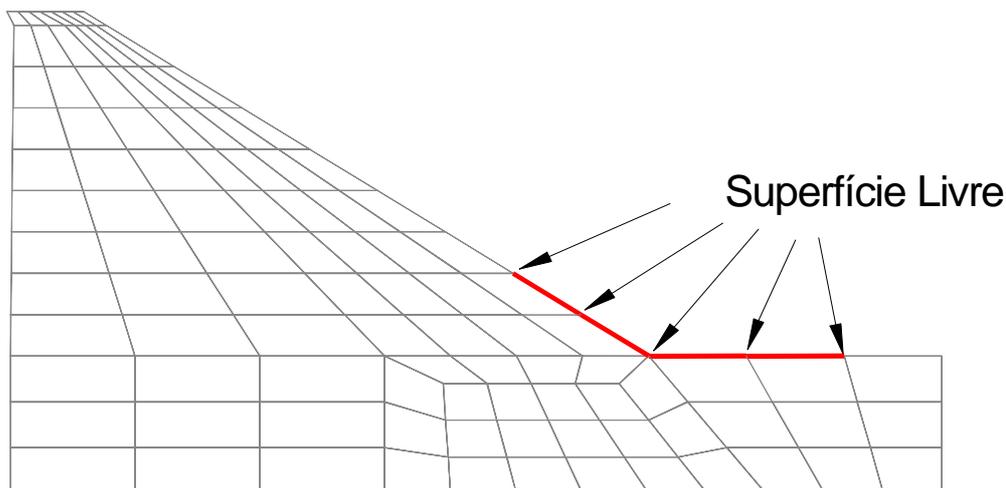


Figura 70 - Superfície livre adotada na validação

As permeabilidades na condição saturada variaram em função de cada um dos casos analisados, mas as relações entre k_r , θ e ψ foram mantidas constantes conforme mostra a Figura 71.

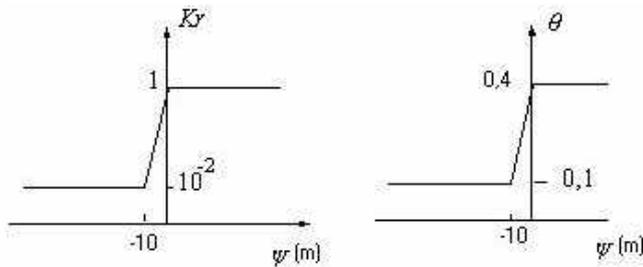


Figura 71 - Parâmetros hidráulicos da validação: ψ (carga de pressão), θ (teor de umidade volumétrica) e k_r (condutividade hidráulica relativa)

5.2.1. Homogênea e Isotrópica

O primeiro caso simulado considera que os materiais da barragem e fundação são homogêneos e isotrópicos. A Tabela 33 mostra os valores utilizados para os coeficientes de permeabilidade na condição saturada.

Tabela 33 - Coeficientes de permeabilidade para barragem homogênea e isotrópica

Material	Localização	k_x (m/dia)	k_y (m/dia)
01	Corpo	8,64	8,64
02	Fundação	0,00864	0,00864
03	Dreno	8640	8640

k_x : coeficiente de permeabilidade na direção horizontal
 k_y : coeficiente de permeabilidade na direção vertical

A Figura 72 traz a distribuição de carga de pressão, considerando um tempo de percolação igual a 200 dias. Este tempo foi estipulado para que o regime de fluxo atingisse a condição permanente.

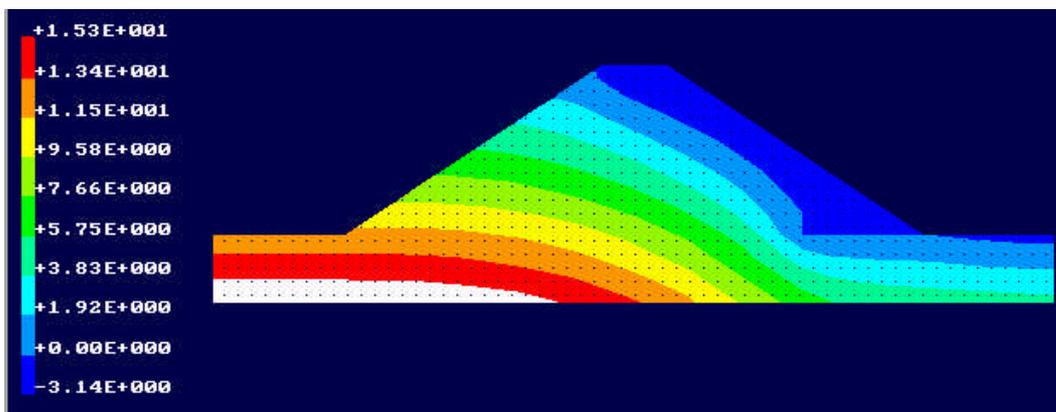


Figura 72 - Distribuição de carga de pressão: homogênea isotrópica (escala em metros)

A Tabela 34 e a Figura 73 comparam os resultados obtidos a partir do traçado da rede de fluxo com os calculados pelo programa FLOW3D. Na Tabela

34 estão apresentadas as magnitudes de carga de pressão para diversos pontos em uma mesma horizontal no interior da barragem. Já a Figura 73 apresenta a linha freática obtida por ambos os métodos. A comparação entre resultados indica uma excelente concordância.

Tabela 34- Comparação dos métodos numérico e gráfico: Homogênea e Isotrópica

Nó	Posição Horizontal (m)	Cota de Instalação (m)	Cota Piezométrica (m)		
			Numérica	Gráfica	Erro (%)
91	23,68	6,50	16,09	16,00	0,6
92	27,47	6,50	15,22	15,10	0,8
93	31,26	6,50	14,00	13,90	0,7
94	35,06	6,50	12,43	12,30	1,1
95	38,85	6,50	10,41	10,30	1,1
96	42,64	6,50	7,42	7,40	0,3
97	44,65	6,50	6,09	6,10	0,2

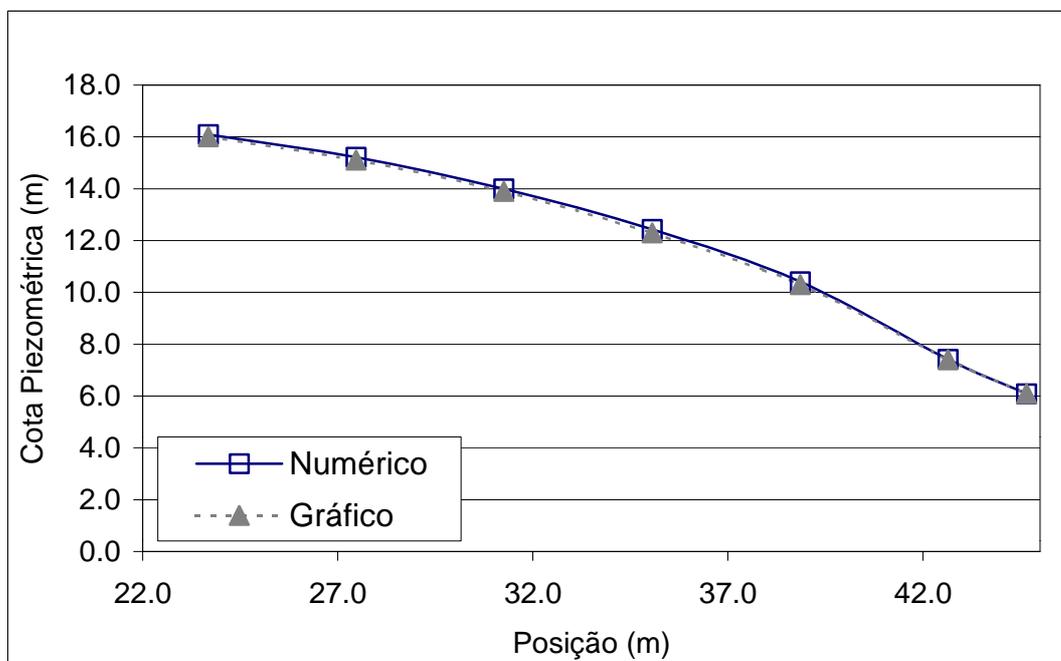


Figura 73 - Comparação das cotas piezométricas obtidas pelos métodos numérico e gráfico (Barragem Homogênea e Isotrópica)

5.2.2. Homogênea e Anisotrópica

Neste caso utilizou-se uma seção homogênea, porém com um grau de anisotropia $k_x = 2k_y$. A Tabela 35 mostra os valores utilizados para os coeficientes de permeabilidade na condição saturada.

Tabela 35 - Coeficientes de permeabilidade para barragem homogênea anisotrópica

Material	Localização	k_x (m/dia)	k_y (m/dia)
01	Corpo	17,28	8,64
02	Fundação	0,00864	0,00864
03	Dreno	8640	8640

k_x : coeficiente de permeabilidade na direção horizontal
 k_y : coeficiente de permeabilidade na direção vertical

A Figura 74 apresenta a distribuição de carga de pressão. Nesta simulação também foi necessário um tempo de 200 dias para se atingir a condição de fluxo permanente.

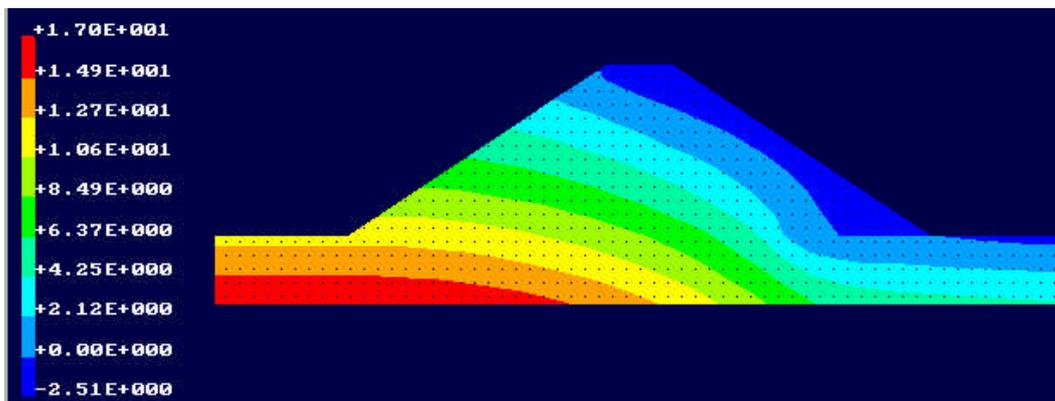


Figura 74 - Distribuição de carga de pressão: homogênea anisotrópica (escala em metros)

A maior permeabilidade na direção horizontal acarreta uma distribuição de carga de pressão com forma mais alongada para jusante, se comparada com a obtida na barragem isotrópica (mostrada anteriormente).

Da mesma forma que o caso anterior, utilizou-se também o método gráfico (rede de fluxo) para a resolução do problema. A Tabela 36 e a Figura 75 comparam as cargas piezométricas obtidas pelas soluções numérica e gráfica. Os resultados mostram-se coerentes e validam a utilização do programa como ferramenta de solução de problemas de fluxo bidimensional em barragens homogêneas e anisotrópicas.

Tabela 36 - Comparação do métodos numérico e gráficos: Homogênea e Anisotrópica

Nó	Posição Horizontal (m)	Cota de Instalação (m)	Cota Piezométrica (m)		
			Numérica	Gráfica	Erro (%)
91	23,68	6,50	15,73	15,60	0,8
92	27,47	6,50	14,83	14,60	1,6
93	31,26	6,50	13,68	13,50	1,3
94	35,06	6,50	12,24	11,90	2,9
95	38,85	6,50	10,37	10,00	3,7
96	42,64	6,50	7,79	7,60	2,5
97	44,65	6,50	7,56	7,30	3,6

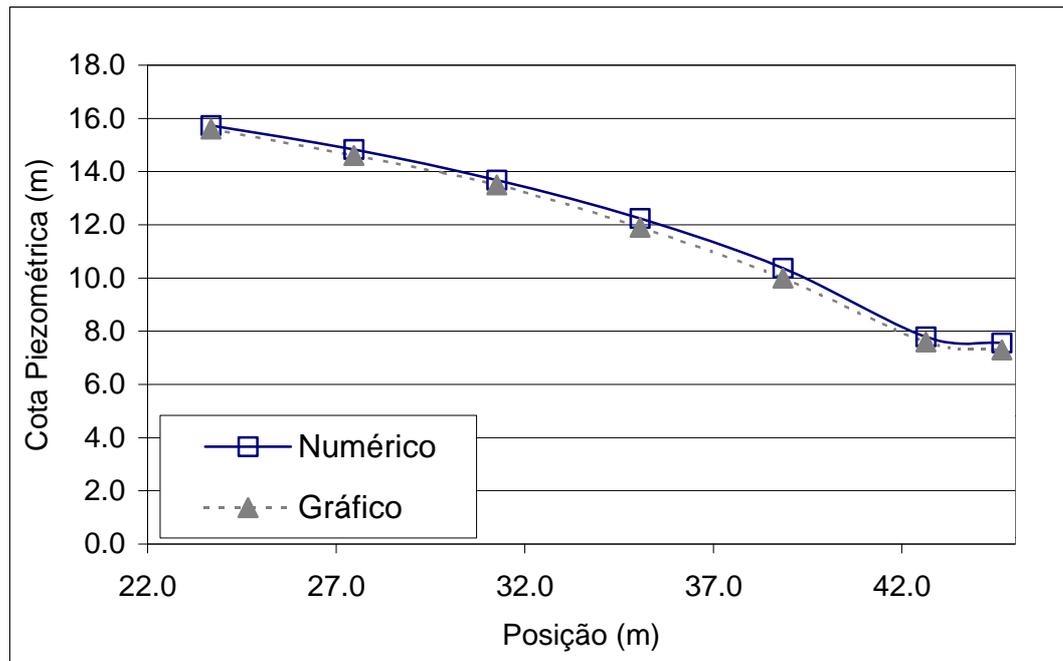


Figura 75 - Comparação das cotas piezométricas obtidas pelos métodos numérico e gráfico (Barragem Homogênea e Anisotrópica)

5.2.3. Heterogênea e Isotrópica

Neste caso o corpo da barragem foi dividido em duas regiões com materiais distintos (Figura 76), porém isotrópicos em relação à permeabilidade.

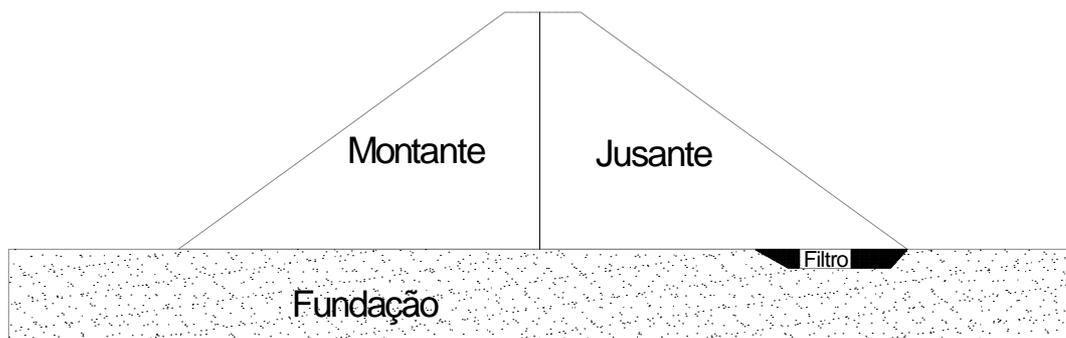


Figura 76 - Regiões consideradas para a barragem heterogênea e isotrópica

A Tabela 37 mostra os materiais utilizados para a barragem heterogênea e respectivos coeficientes de permeabilidade, na condição saturada. O material de montante é 5 vezes mais permeável que o de jusante.

A Figura 77 mostra a distribuição de carga de pressão, para um tempo de percolação igual a 200 dias, necessário para se atingir a condição de regime permanente. A perda de carga na primeira metade do corpo da barragem é praticamente nula, tendo em vista o contraste de permeabilidades entre as 2

regiões. No solo de menor permeabilidade, verifica-se uma perda de carga significativa.

Tabela 37 - Coeficientes de permeabilidade para barragem homogênea anisotrópica

Material	Localização	k_x (m/dia)	K_y (m/dia)
01	Montante	8,64	8,64
02	Jusante	1,728	1,728
03	Fundação	0,00864	0,00864
04	Dreno	8640	8640

k_x : coeficiente de permeabilidade na direção horizontal
 k_y : coeficiente de permeabilidade na direção vertical

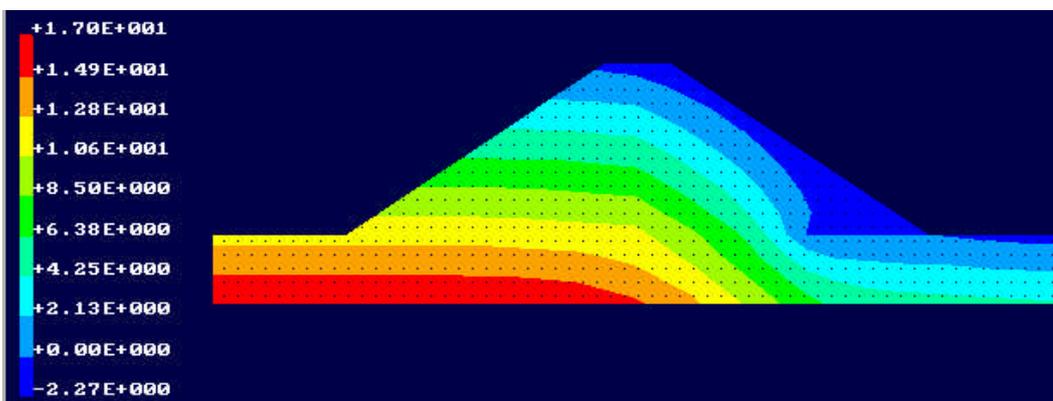


Figura 77 - Distribuição de carga de pressão: heterogênea isotrópica (escala em metros)

O método gráfico foi mais uma vez utilizado para avaliar a eficiência do programa. A Tabela 38 e a Figura 78 mostram a comparação entre as soluções numérica e gráfica (rede de fluxo). Este caso foi o que apresentou maiores diferenças nas cotas piezométricas obtidas pelos dois métodos. No entanto estas diferenças podem ser atribuídas à imprecisão no traçado da rede, que é bastante dificultado na região de contato entre os dois materiais. Apesar destas diferenças, o erro máximo da ordem de 7% pode ser considerado aceitável e portanto válida a utilização do programa como ferramenta para análise das condições de fluxo de uma barragem heterogênea e isotrópica.

Os três casos apresentados revelam uma concordância adequada das soluções fornecidas pelo programa Flow 3D com as do método gráfico. Gerscovich (1994) também validou o programa simulando diversos casos para condições de fluxo permanente / transiente e 2D / 3D, em meios saturado e não saturado.

Tabela 38 - Comparação do métodos numérico e gráfico: Homogênea e Anisotrópica

Cota Piezométrica (m)					
Nó	Posição Horizontal (m)	Cota de Instalação (m)	Numérica	Gráfica	Erro (%)
91	23,68	6,50	16,76	16,60	1,0
92	27,47	6,50	16,53	16,20	2,0
93	31,26	6,50	16,18	15,80	2,4
94	35,06	6,50	14,07	13,60	3,5
95	38,85	6,50	11,56	10,90	6,1
96	42,64	6,50	7,94	7,40	7,3
97	44,65	6,50	6,40	6,00	6,7

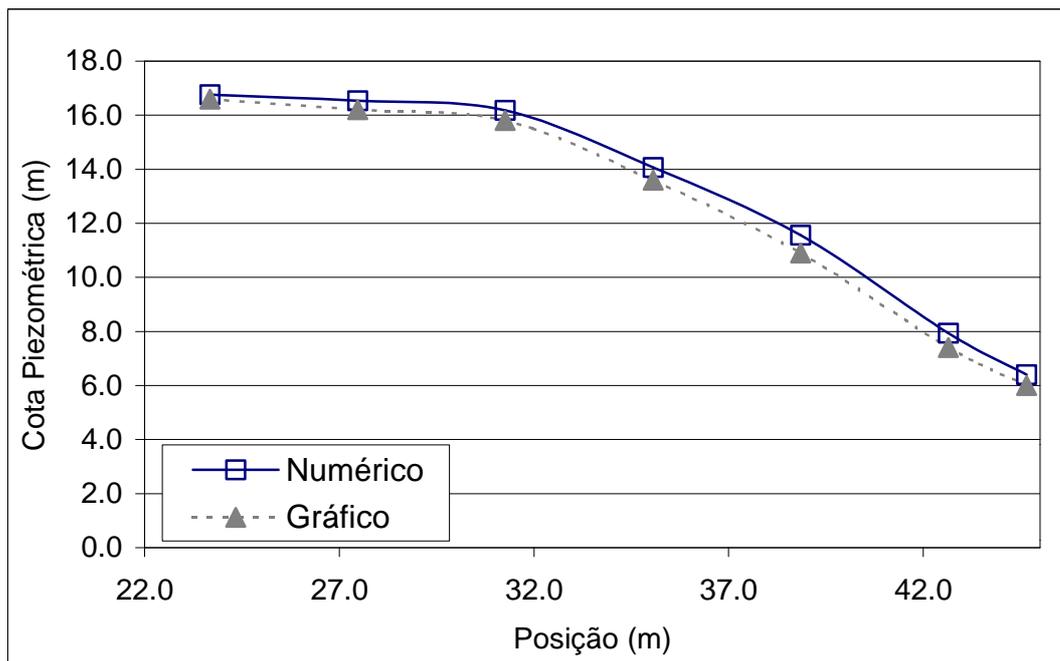


Figura 78 - Comparação das cotas piezométricas obtidas pelos métodos numérico e gráfico (Barragem Heterogênea e Isotrópica)

5.3. Definição dos Dados de Entrada

5.3.1. Geometria

As análises tiveram como base a seção da estaca 38 (Figura 79), considerada típica para a Barragem de Curuá-Una. De forma aproximada, pode-se considerar que a barragem está fundada na cota 49m.

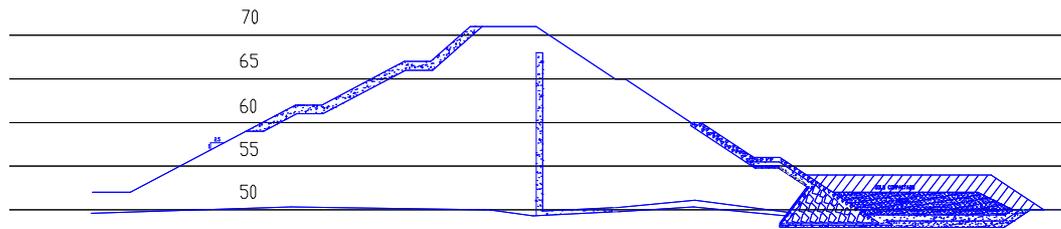


Figura 79 - Seção típica da barragem na estaca 38

A discretização espacial da barragem foi feita com elementos quadrilaterais. A Figura 80 apresenta a malha de elementos finitos, utilizada nos estudos, composta por 755 nós e 696 elementos,. A Figura 81 detalha as dimensões e materiais analisados.

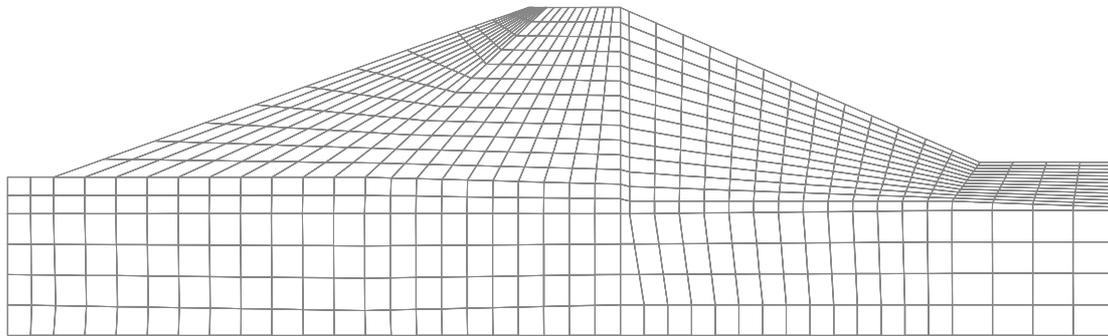


Figura 80 - Malha de elementos finitos utilizada

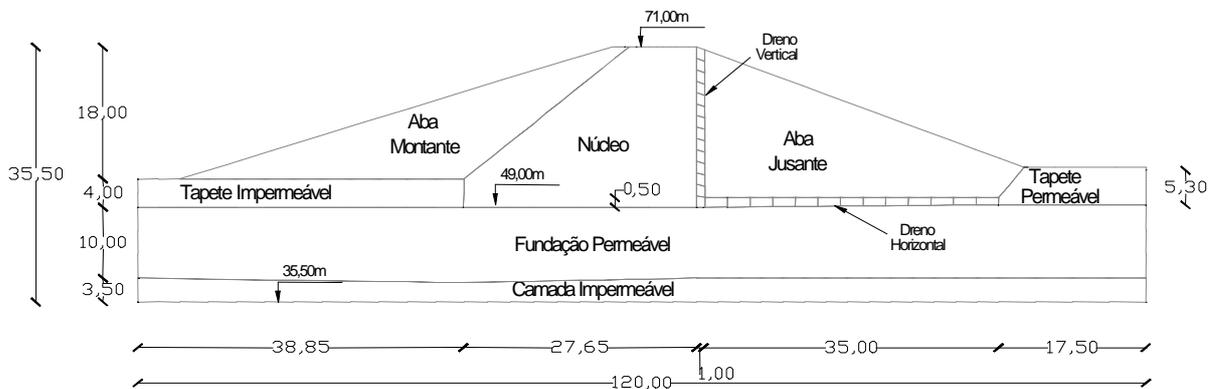


Figura 81 – Dimensões da malha e materiais analisados

Ressalta-se que o tapete impermeável a montante, com comprimento de 240m, não foi totalmente discretizado. Este fato deve-se a uma limitação do gerador de malhas utilizado. Para contornar este problema, foi fixada uma condição de contorno que impõe fluxo pela fundação. Este aspecto será discutido posteriormente.

5.3.2. Parâmetros Hidráulicos

Os parâmetros hidráulicos representaram a principal incógnita na simulação do padrão de fluxo correspondente às condições atuais de operação da barragem. O levantamento de informações disponíveis na literatura, associado aos resultados experimentais obtidos no presente trabalho, possibilitou uma definição da ordem de grandeza da permeabilidade saturada dos diversos materiais da barragem. A Tabela 39 resume a faixa de valores encontrada para o coeficiente k_{sat} . Estes resultados, entretanto, são insuficientes para se avaliar o grau de anisotropia em termos de permeabilidade. Assim sendo, devido aos estudos anteriores de Amorim (1976), considerou-se uma anisotropia inicial $k_x = 5k_y$.

Quanto às funções, que definem as relações entre a condutividade hidráulica relativa ($k_r=k/k_{sat}$), carga de pressão (ψ) e teor de umidade volumétrico (θ), foram adotadas as curvas mostradas na Figura 82.

Tabela 39 - Faixa de valores para os coeficientes de permeabilidade (k_{sat})

Nº	Material	Região	k_{max}		k_{min}		Ensaio	Fonte
			m/dia	cm/s	m/dia	cm/s		
1	Areia Silto Argilosa	Aba Montante	8×10^{-3}	9×10^{-6}	8×10^{-4}	9×10^{-7}	Triaxial (fluxo vertical)	-
2	Argila Compactada	Núcleo	8×10^{-4}	9×10^{-7}	8×10^{-5}	9×10^{-8}	Carga Variável laboratório	Amorim (1976)
3	Areia Silto Argilosa	Aba Jusante	8×10^{-3}	9×10^{-6}	8×10^{-4}	9×10^{-7}	Triaxial (fluxo vertical)	-
4	Argila Compactada	Tapete Impermeável	8×10^{-4}	9×10^{-7}	8×10^{-5}	9×10^{-8}	Carga variável	Amorim (1976)
5	Areia	Drenos e Tapete Permeável	8.64	10^{-2}	8.64	10^{-2}	Carga variável "in situ"	Amorim (1976)
6	Areia	Fundação Permeável	3,2	4×10^{-3}	6×10^{-1}	6×10^{-4}	Perda d'Água	Amorim (1976)
7	Material Impermeável	Camada Impermeável	10^{-7}	10^{-10}	10^{-7}	10^{-10}	Adotado	-

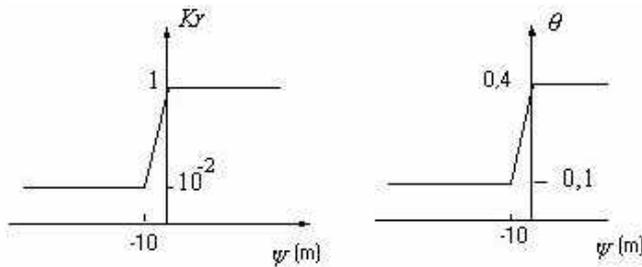


Figura 82 - Parâmetros Hidráulicos: ψ (carga de pressão) θ (teor de umidade volumétrica) e k_r (condutividade hidráulica relativa)

5.3.3. Tempo de Execução do Programa

O tempo de execução necessário para o estabelecimento do regime permanente de cada simulação deve ser estabelecido criteriosamente. A adoção de tempos reduzidos de simulação pode acarretar valores incoerentes de carga de pressão. Por outro lado, tempos excessivos podem elevar de forma significativa o custo computacional.

Com o objetivo de estipular o tempo de execução adequado para as condições analisadas no presente trabalho foram realizados alguns testes. A Figura 83 mostra as cargas de pressão obtidas para alguns nós, localizados em diferentes regiões da barragem, considerando vários tempos de execução do programa. Os resultados mostram que partir de 1000 dias de percolação, as cargas de pressão começam a estabilizar e que, após 4000 dias, não ocorrem mais variações significativas. Dessa forma, 4000 dias representa o intervalo de tempo necessário para que o fluxo na barragem atinja a condição de regime permanente.

É importante ressaltar que o tempo calculado não corresponde ao tempo real de saturação da barragem. Para que o tempo real fosse previsto, seria necessário determinar experimentalmente todos os parâmetros hidráulicos, conhecer as condições de umidade na compactação, além realizar a simulação respeitando o cronograma de enchimento do reservatório.

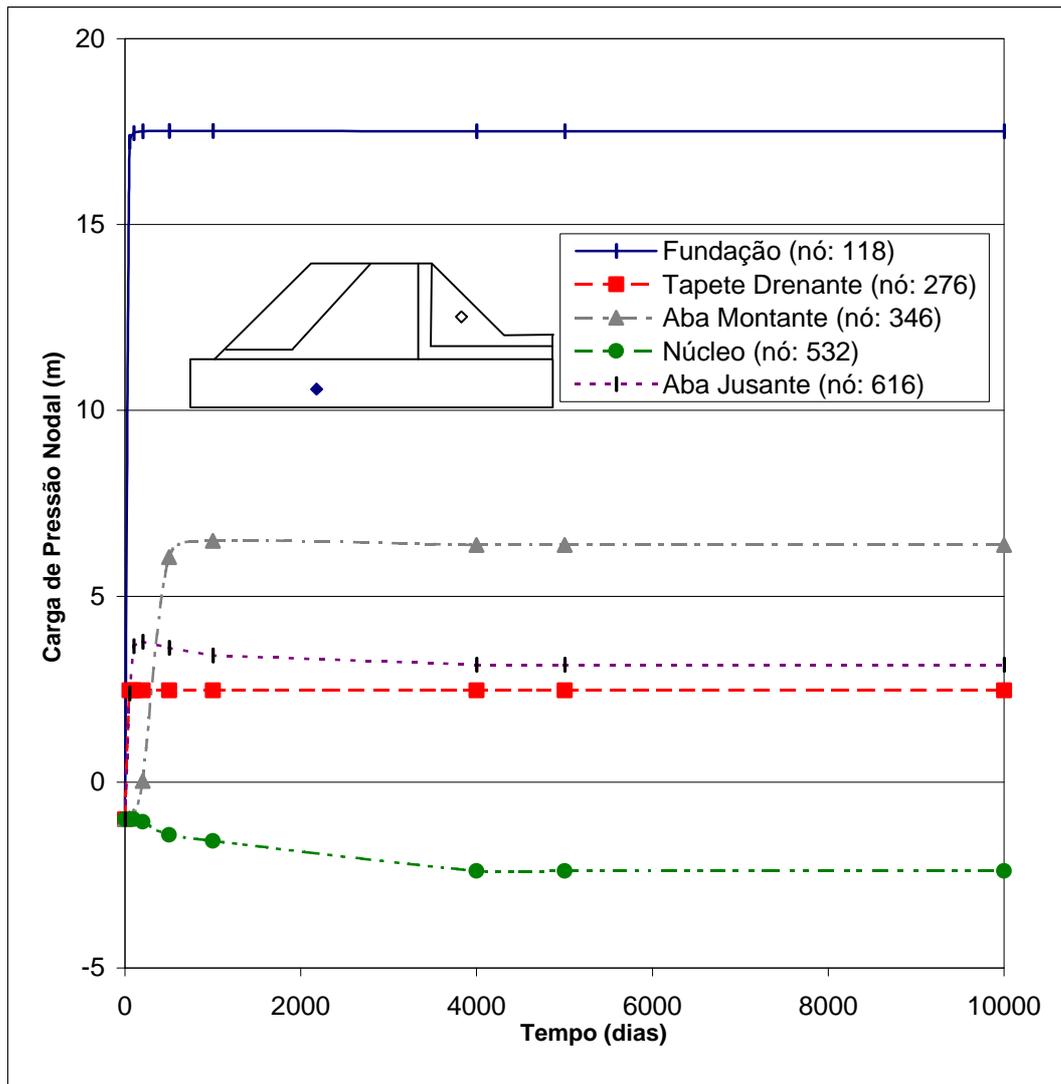


Figura 83 - Avaliação da sensibilidade ao tempo para diferentes materiais

5.3.4. Condições Iniciais

Para iniciar as iterações, o programa necessita de um valor inicial de carga de pressão, constante para todos os nós da malha. No presente trabalho, adotou-se a opção de carga de pressão constante e igual a $-1,00\text{m}$. As condições iniciais interferem diretamente no tempo de execução da simulação. A atribuição de valores elevados de carga de pressão gera a necessidade de um maior número de iterações pelo programa.

5.3.5. Condições de Contorno

Na região de montante, cargas de pressão foram prescritas nos nós, reproduzindo a pressão de água do reservatório. A Figura 84 mostra a superfície com carga de pressão prescrita, para nível do reservatório na cota 66,84m. Para cada elevação do nível do reservatório, esta superfície era ampliada de tal forma que o primeiro nó coincidisse com este nível.

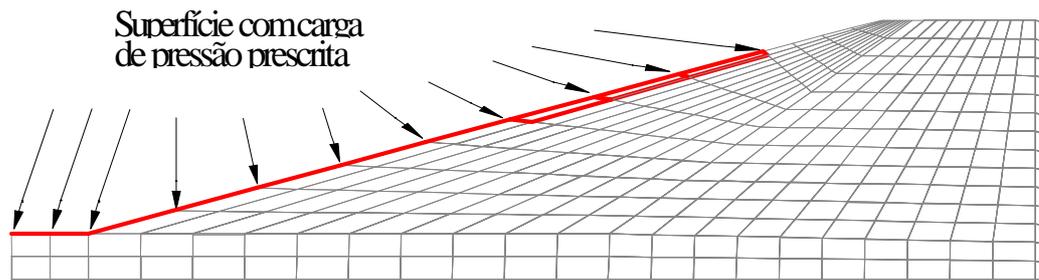


Figura 84 - Superfície com carga prescrita

Devido a limitações do gerador de malhas utilizado, o tapete impermeável a montante da barragem não pôde ser simulado em toda sua extensão. Para solucionar este problema, optou-se por impor uma condição de fluxo no contorno esquerdo da fundação, visando reproduzir a vazão nesta região (Figura 85). Para estimar a velocidade de fluxo a ser imposta, foi construída uma rede de fluxo, considerando-se a geometria real e fluxo somente pela fundação da barragem. A rede foi traçada com 14 canais de fluxo e 147 linhas equipotenciais, indicando um gradiente hidráulico de 0,07, na região do pé de montante. Adotando-se um valor médio de permeabilidade (k) igual a 2,5m/dia (Amorim,1976), obteve-se uma velocidade 0.18m/dia para o fluxo nesta região.

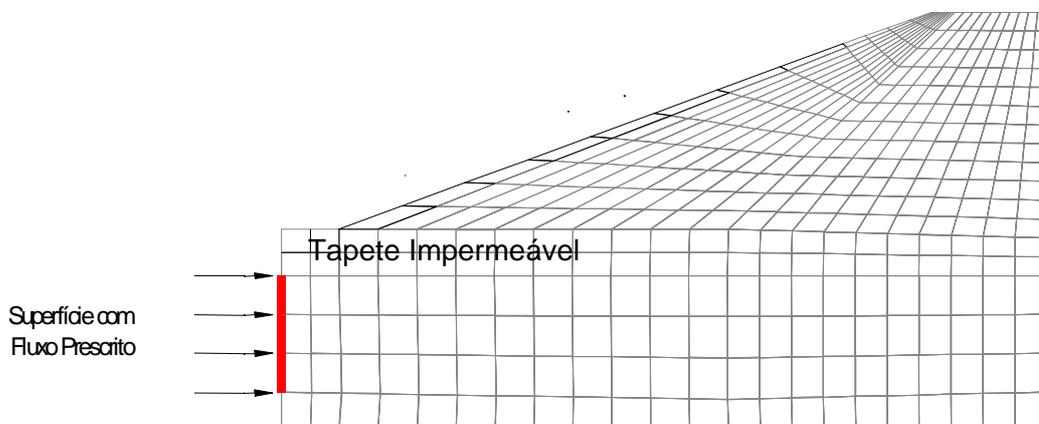


Figura 85 - Localização da superfície com fluxo prescrito em 4 nós

Na região de jusante da barragem, optou-se por delimitar uma faixa com condição de contorno de superfície livre. Como já foi mencionado no capítulo 03, existem relatos da ocorrência de surgências próximas ao pé de jusante da barragem. Desta forma, a superfície livre estipulada (Figura 86) encontra-se na região onde já existiram registros de problemas de surgências. Nos demais contornos, considerou-se uma condição de fronteira impermeável.

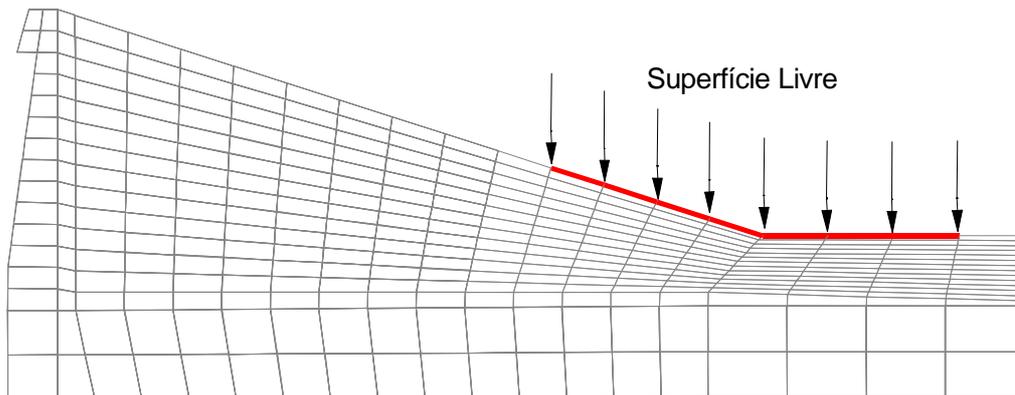


Figura 86 - Superfície livre considerada nas análises

5.4. Simulação do Regime de Fluxo para Reservatório no Nível Atual

O regime de fluxo para a configuração atual da barragem foi simulado de forma iterativa, variando-se os coeficientes de permeabilidade dentro da faixa estipulada na Tabela 39, e comparando-se os valores de cargas de pressão medidos no campo (h_p) com os previstos (ψ) pelo programa. Ao final do processo, a linha piezométrica indicada pelos piezômetros instalados na barragem (Figura 87) e na fundação, deveria coincidir com a determinada numericamente.

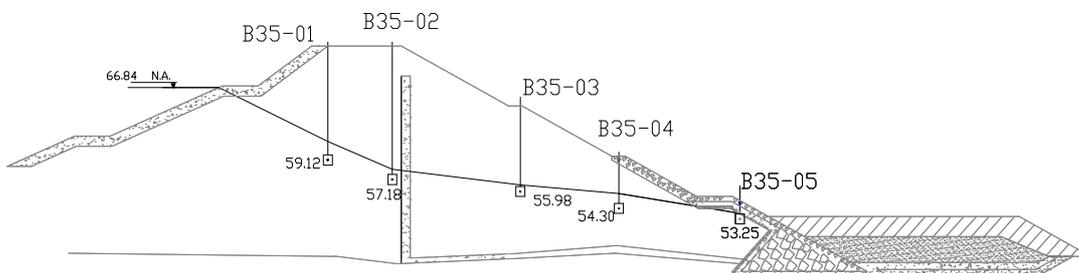


Figura 87 - Cotas piezométricas para nível do reservatório de 66,84m

Neste estudo foram considerados apenas os novos piezômetros, com posicionamento mais confiável e leituras mais consistentes.

Como já mencionado no capítulo 04, vários piezômetros instalados na fundação apresentavam problemas quanto ao funcionamento. Nesta análise,

verificou-se que apenas um (01) piezômetro da fundação fornecia dados confiáveis.

A Tabela 40 resume as cargas de pressão (h_p) e as cotas piezométricas dos instrumentos para o mês agosto de 2002.

Tabela 40 – Cargas de pressão e cotas piezométricas em agosto de 2002

Piezômetro	Localização	Cota de Instalação (m)	Carga de Pressão (m)	Cota Piezométrica (m)
B35-01	Barragem	59,12	2,35	61,47
B35-02	Barragem	57,18	1,53	58,71
B35-03	Barragem	55,98	1,17	57,15
B35-04	Barragem	54,30	1,99	56,29
B35-05	Barragem	53,25	1,06	54,31
B38-01	Fundação	48,38	11,32	59,70

Pelo fato do posicionamento dos piezômetros não coincidirem com os nós da malha, o cálculo da carga de pressão (ψ) nestes pontos foi feito por meio de interpolação linear dos quatro nós mais próximos à cota de instalação do piezômetro.

5.4.1. Eficiência do Sistema Interno de Drenagem

Como já foi mencionado no capítulo 03 o material do dreno vertical não atende a todos os critérios propostos por Terzaghi. Desta forma, foi avaliada a eficiência do sistema interno de drenagem levando-se em consideração o comportamento das linhas piezométricas no interior do maciço.

Observando-se a linha piezométrica apresentada na Figura 87, verifica-se que os valores elevados de carga de pressão, na região de jusante, podem ser interpretados como indicativos de baixa eficiência do dreno horizontal, na função de captação das águas do corpo da barragem.

Além disso, existe a possibilidade de ter ocorrido uma colmatação do dreno vertical. Este aspecto gera dúvida quanto ao adequado funcionamento do dreno. Pierre (2002) relatou a ocorrência de alguns problemas de corrosão em equipamentos hidráulicos devido aos níveis de concentração de ferro na água do reservatório de Curuá-Una. Um outro aspecto que não deve ser desconsiderado é que o material de proteção do talude de montante (“rip-rap”) é constituído por um arenito ferruginoso.

Na presente pesquisa, tentou-se avaliar a possibilidade da ocorrência de colmatação no dreno da barragem. No entanto, as análises da água do reservatório, a montante e a jusante, forneceram resultados não conclusivos. Adicionalmente, a análise do material extraído do dreno apresentou reduzida concentração de ferro e elevada porcentagem de areia fina.

As simulações do regime de fluxo sugerem o funcionamento provavelmente inadequado do dreno vertical. Após sucessivas variações dos coeficientes de permeabilidade, o melhor ajuste foi obtido com os valores mostrados na Tabela 41. Neste caso, foi possível reproduzir as cargas de pressão na região de montante e no pé de jusante, conforme mostra a Figura 88. A comparação entre as cotas piezométricas previstas e observadas a jusante do dreno (B35-03 e B35-04) apresentou discordância superior a 1,0m. O modelo numérico indica portanto que, caso o dreno estivesse operando satisfatoriamente, menores cotas piezométricas seriam observadas nesta região.

Tabela 41 - Coeficientes de permeabilidades utilizados considerando o dreno vertical

Nº	Material	Região	K _x (horizontal)		K _y (vertical)	
			m/dia	cm/s	m/dia	cm/s
1	Areia Silto Argilosa	Aba Montante	4×10^{-3}	$4,6 \times 10^{-6}$	8×10^{-4}	9×10^{-7}
2	Argila Compactada	Núcleo	$1,4 \times 10^{-4}$	$1,6 \times 10^{-7}$	7×10^{-4}	8×10^{-7}
3	Areia Silto Argilosa	Aba Jusante	$1,2 \times 10^{-2}$	$1,4 \times 10^{-5}$	$2,5 \times 10^{-3}$	3×10^{-6}
4	Argila Compactada	Tapete Impermeável	4×10^{-3}	$4,6 \times 10^{-6}$	8×10^{-4}	9×10^{-7}
5	Areia	Drenos e Tapete Permeável	8.64	10^{-2}	8.64	10^{-2}
6	Areia	Fundação Permeável	3,2	4×10^{-3}	6×10^{-1}	7×10^{-4}
7	Material Impermeável	Camada Impermeável	10^{-7}	10^{-10}	10^{-7}	10^{-10}

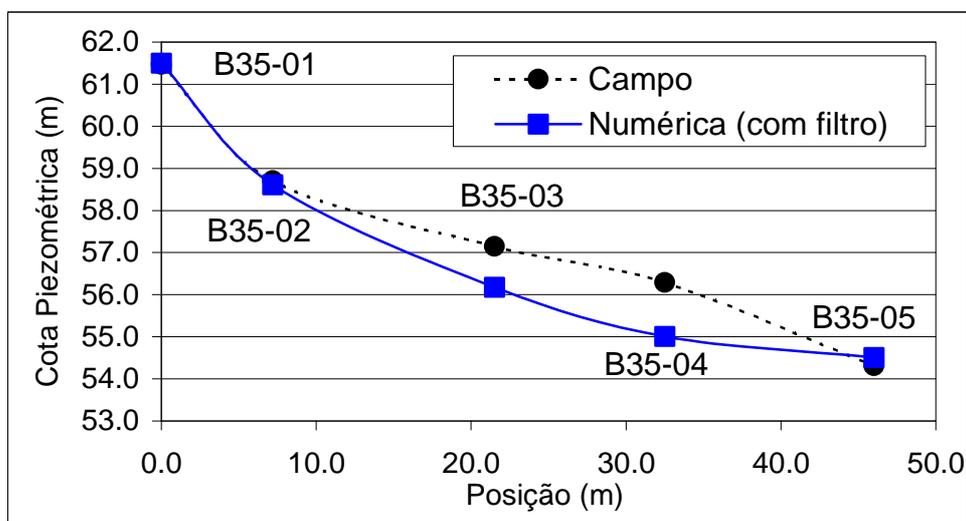


Figura 88 - Cotas piezométricas de campo e numéricas no corpo da barragem, considerando o dreno vertical

5.4.2. Condição atual sem sistema de drenagem vertical

Uma nova campanha de simulações foi então realizada, desconsiderando-se o funcionamento do dreno. Novamente os coeficientes de permeabilidade foram variados dentro da faixa proposta, até que fosse restituído o regime de fluxo observado nos piezômetros. A Figura 89 mostra as faixas de carga de pressão calculadas pelo programa.

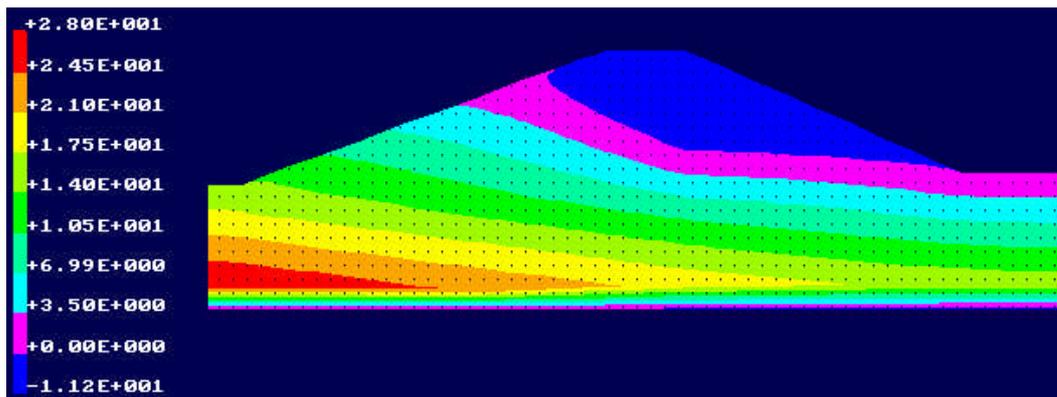


Figura 89 - Distribuição das poropressões na barragem sem dreno vertical (escala em metros)

A comparação entre as cargas de pressão h_p (campo) e ψ (numérica) estão apresentadas na Tabela 42 e na Figura 90. Os resultados mostram um ajuste aceitável, havendo somente uma pequena diferença no piezômetro B35-05. Esta diferença pode atribuída à proximidade do piezômetro em relação à região de drenagem da barragem. Neste caso, a interpolação linear, adotada para estimar a carga de pressão na posição do piezômetro, pode não ser aplicável.

As condições de fluxo na barragem foram retroanalizadas para estabelecer os valores dos coeficientes k_x e k_y adequados para os diversos materiais. Estes coeficientes estão mostrados na Tabela 43 e foram adotados nas análises de previsão de comportamento para uma condição futura de alteamento do reservatório.

Tabela 42 - Comparação entre a simulação numérica e a instrumentação de campo

Piezômetros	Localização	Carga de Pressão (m)		Cota Piezométrica (m)		
		h_p (campo)	ψ (numérica)	Campo	Numérica	Erro (%)
B35-01	Barragem	2,35	2,38	61,47	61,50	<0,1
B35-02	Barragem	1,53	1,69	58,71	58,87	0,3
B35-03	Barragem	1,17	1,09	57,15	57,07	0,1
B35-04	Barragem	1,99	2,10	56,29	56,40	0,2
B35-05	Barragem	1,06	1,89	54,31	55,14	1,5
B38-01	Fundação	11,32	11,30	59,70	59,68	<0,1

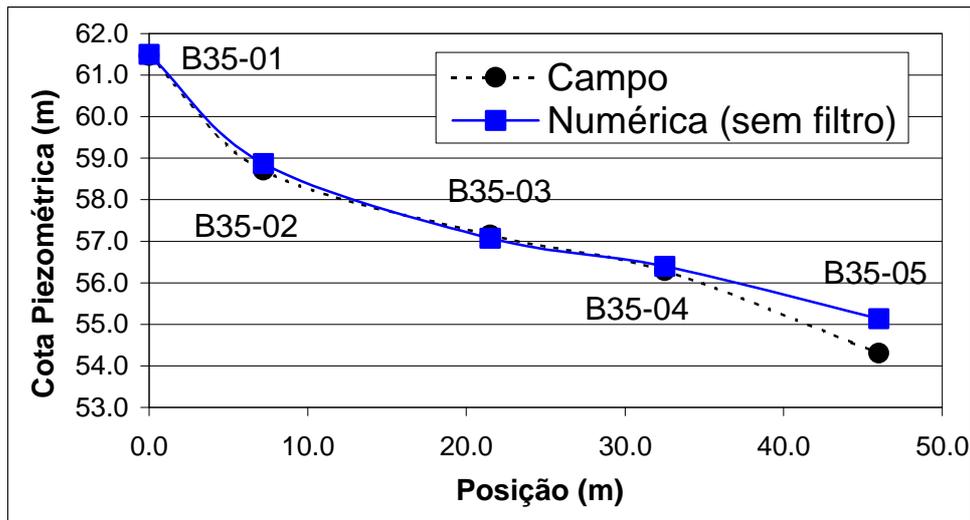


Figura 90 – Comparação entre as linhas piezométricas de campo e numérica (sem drenagem vertical)

Tabela 43 - Coeficientes de permeabilidade para condição atual

Nº	Material	Região	k_x (horizontal)		k_y (vertical)	
			m/dia	cm/s	m/dia	cm/s
1	Areia Silto-argilosa	Aba Montante	$4,5 \times 10^{-3}$	$5,5 \times 10^{-6}$	$9,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-6}$
2	Argila Compactada	Núcleo	$2,0 \times 10^{-3}$	$2,5 \times 10^{-6}$	$4,3 \times 10^{-4}$	5×10^{-7}
3	Areia Silto-argilosa	Aba Jusante	$3,2 \times 10^{-2}$	$3,7 \times 10^{-5}$	$6,5 \times 10^{-3}$	$7,5 \times 10^{-6}$
4	Argila Compactada	Tapete Impermeável	$3,0 \times 10^{-3}$	$3,5 \times 10^{-6}$	$6,0 \times 10^{-4}$	$7,0 \times 10^{-7}$
5	Areia	Drenos e Tapete Permeável	$8,6 \times 10^0$	$1,0 \times 10^{-2}$	$8,6 \times 10^0$	$1,0 \times 10^{-2}$
6	Areia	Fundação Permeável	$2,5 \times 10^0$	$1,1 \times 10^{-4}$	$5,0 \times 10^{-1}$	$5,8 \times 10^{-4}$
7	Solo Impermeável	Camada Inferior	$1,0 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-10}$	$1,0 \times 10^{-7}$	$1,0 \times 10^{-10}$

Com o objetivo de confirmar a validade dos coeficientes de permeabilidade estabelecidos para os diversos materiais, foi realizada uma nova simulação para cota do reservatório de 67,87m, observada no ano de 2001. Neste caso, a superfície com carga de pressão prescrita foi ligeiramente ampliada e a velocidade de fluxo prescrita foi recalculada para a nova diferença de carga total, sendo obtido o valor de 0,187m/dia. O novo regime de fluxo foi, então, obtido a partir das leituras do piezômetro P18. As leituras médias de campo, no ano de 2001, forneceram uma cota piezométrica igual a 56,45m, enquanto que o programa indicou uma cota piezométrica de 56,48m. Este resultado mostra que os coeficientes de permeabilidade apresentados na Tabela 43 são coerentes e podem ser utilizados para simular um possível alteamento do nível do reservatório da U.H.E. de Curuá-Una.

5.5. Simulação do Regime de Fluxo após Aumento da Cota do Reservatório

Com o objetivo de melhor analisar as possíveis condições de futuras de alteamento do reservatório, foram realizadas seis (06) simulações.

O aumento do nível do reservatório acarreta mudanças nas condições de contorno (cargas de pressão nos nós do talude de montante e fluxo prescrito na fundação). A Tabela 44 mostra as cotas analisadas e as respectivas velocidades de fluxo prescrito, recalculadas em função das mudanças na carga total.

Tabela 44 – Velocidades prescritas adotadas nas simulações

Simulação	01	02	03	04	05	06
Cota do reservatório (m)	67,0	67,5	68,0	68,5	69,0	69,5
Velocidade prescrita (m/dia)	0,180	0,185	0,187	0,191	0,194	0,198

A Figura 91 e a Figura 92 trazem a distribuição de carga de pressão obtidas para as cotas do reservatório de 67,0m e 69,5m, respectivamente.

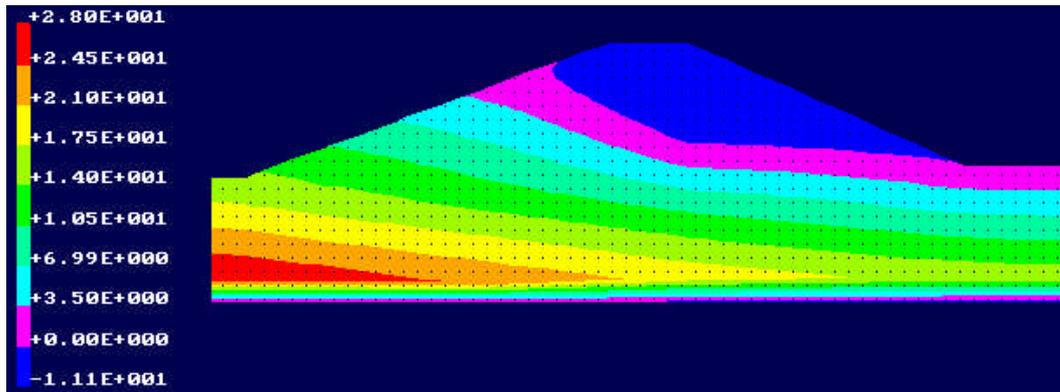


Figura 91 - Distribuição de carga de pressão para o nível do reservatório de 67,0

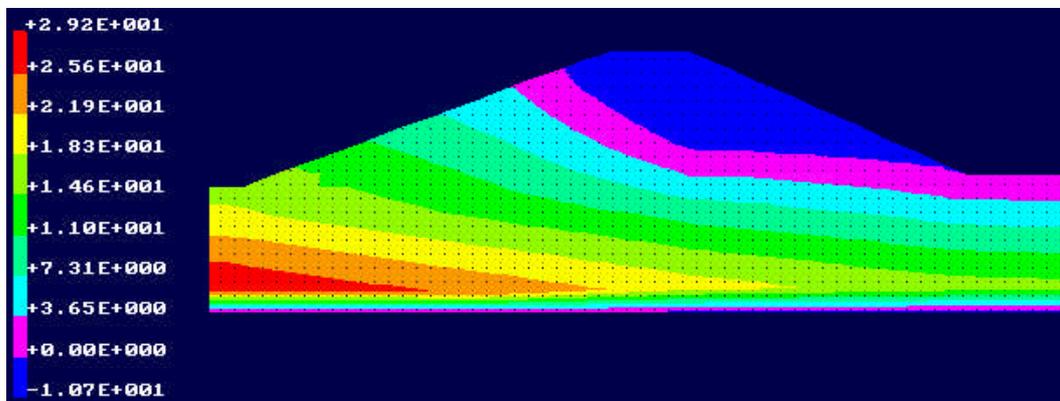


Figura 92 - Distribuição de carga de pressão para o nível do reservatório de 69,5

A Tabela 45 apresenta as cotas piezométricas previstas para cada um dos piezômetros e a Figura 93 mostra a evolução da linha piezométrica no corpo da barragem para os diferentes níveis simulados para o reservatório. Os resultados indicam que as variações previstas de carga de pressão ($\Delta\psi$) entre as cotas máxima e mínima do reservatório são relativamente pequenas. Estas variações crescem com a proximidade do talude de montante.

Tabela 45 - Cotas piezométricas previstas para os diversos níveis do reservatório

Cotas Piezométricas (m)								
NA (m)	66,84	67,00	67,50	68,00	68,50	69,0	69,5	$\Delta\psi$
B35-01	61,50	61,55	61,74	61,89	62,08	62,28	62,52	1,02
B35-02	58,87	58,89	59,02	59,09	59,20	59,30	59,46	0,59
B35-03	57,07	57,08	57,16	57,19	57,25	57,29	57,37	0,30
B35-04	56,40	56,41	56,47	56,50	56,54	56,57	56,63	0,23
B35-05	55,14	55,15	55,17	55,18	55,20	55,20	55,23	0,09
B38-01	59,68	59,69	59,85	59,90	60,02	60,08	60,25	0,57

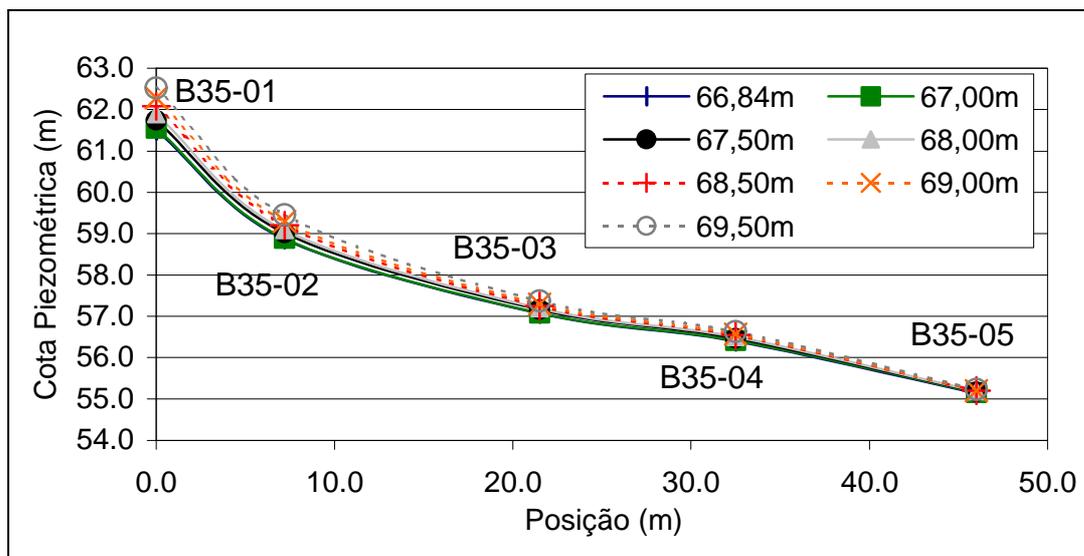


Figura 93 - Comparação das linhas piezométricas para diferentes níveis do reservatório

5.6. Avaliação das condições de segurança

Após a análise do regime de fluxo no corpo e na fundação da Barragem de Curuá-Una, a condição de segurança foi também avaliada para dois aspectos: níveis críticos de operação e subpressões na fundação.

5.6.1. Níveis Críticos de Operação

Como já mencionado, este trabalho faz parte de um estudo de viabilidade do alteamento do reservatório de Curuá-Una. Para possibilitar o controle do nível de segurança da barragem quanto à estabilidade do talude de jusante, foram definidos limites, denominados de “níveis de alerta” (Tabela 46):

Tabela 46 - Classificação dos níveis de alerta (Sayão et al., 2002)

Nível	Fator de Segurança Máximo
Normal	$F.S._{Max} \geq 1,50$
Atenção	$1,50 > F.S._{Max} \geq 1,20$
Emergência	$F.S._{Max} < 1,20$

Os estudos de estabilidade do talude de jusante foram realizados por Ligocki (2003). Nestes estudos, foram estipuladas as cotas piezométricas máximas para cada um dos níveis de alerta dos instrumentos instalados na barragem. Os valores limites calculados por Ligocki (2003) foram comparados com os valores de carga de pressão previstos numericamente. Os resultados, apresentados na Figura 94, mostram que os três primeiros piezômetros (B35-01, 02 e 03) operam no nível normal, enquanto que os piezômetros B35-04 e B35-05 podem operar no nível considerado como de atenção.

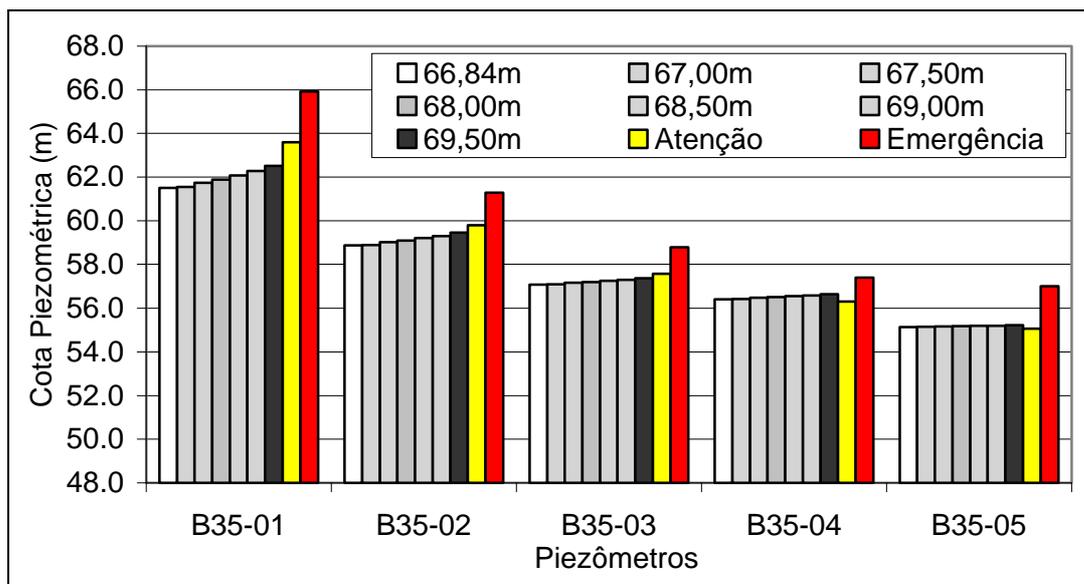


Figura 94 - Comparação gráfica entre níveis piezométricos previstos e níveis de alerta para os piezômetros instalados no corpo da barragem.

Na realidade, na condição atual de operação, todos os piezômetros estão operando no nível considerado normal, conforme mostra a Tabela 47. As cotas piezométricas previstas na região de jusante da barragem tenderam a fornecer valores ligeiramente superiores aos efetivamente medidos. Esta diferença foi atribuída à metodologia de cálculo da carga piezométrica no interior do elemento (correspondendo à profundidade de instalação do piezômetro).

Tabela 47 – Comparação entre cotas piezométricas medidas, previstas e associadas aos níveis de alerta

Piezômetro	Cota Piezométrica (m)		Níveis de Alerta (m)	
	Medido	Previsto	Atenção	Emergência
B35-01	61.47	61.50	63.59	65.92
B35-02	58.71	58.87	59.79	61.28
B35-03	57.15	57.07	57.57	58.78
B35-04	56.29	56.40	56.30	57.40
B35-05	54.31	55.14	55.06	57.00

A Figura 95 mostra a previsão da variação da carga piezométrica do piezômetro B35-02 em função da elevação do nível do reservatório. Observa-se uma tendência linear de crescimento, da ordem de 0,6m, para uma elevação do nível do reservatório de 1,5m. Esta tendência foi observada em todos os piezômetros, sendo que a magnitude das variações reduzia com o afastamento do talude de montante.

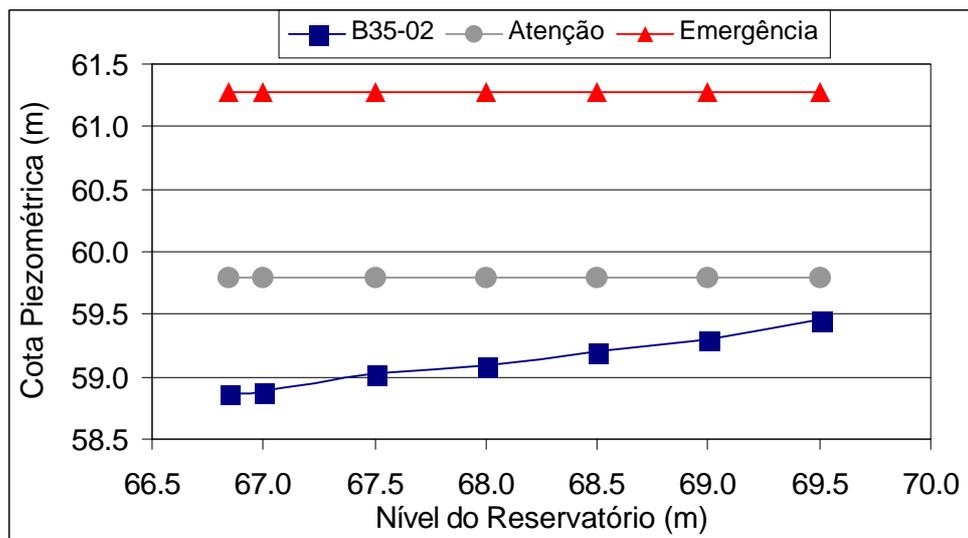


Figura 95 - Previsão da variação da carga piezométrica do piezômetro B35-02

No caso do piezômetro B35-05 (Figura 96), a previsão mostra que esta variação é praticamente nula

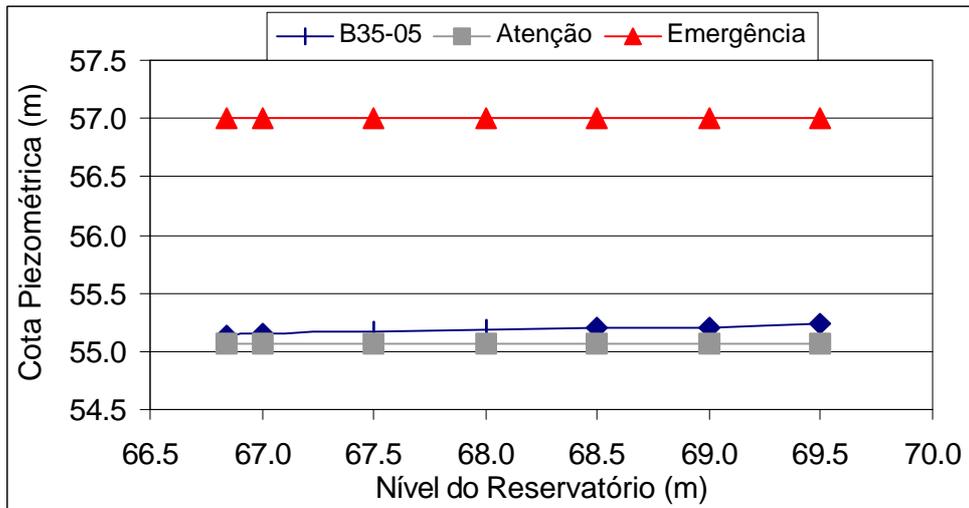


Figura 96 - Previsão da variação da carga piezométrica do piezômetro B35-02

5.6.2. Subpressões na Fundação

O objetivo desta análise é estimar o aumento percentual das subpressões existentes na fundação, em razão de um possível alteamento do nível do reservatório. O cálculo das subpressões foi realizado considerando o peso específico da água (γ_w) igual a $9,81\text{kN/m}^3$. A Figura 97 mostra as subpressões atuantes na condição do reservatório na cota 66,84m.

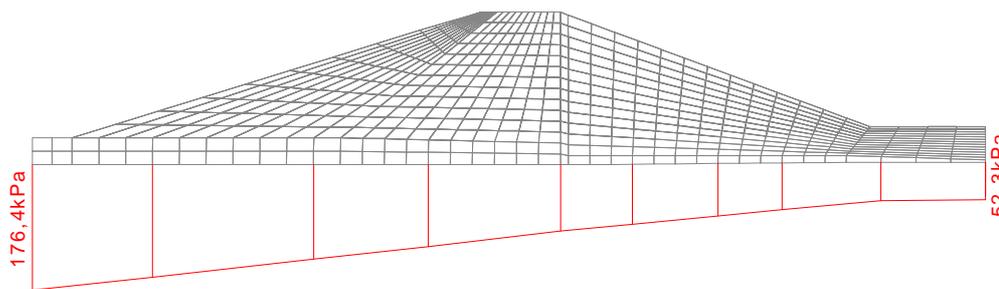


Figura 97 - Subpressões atuantes na fundação para o reservatório na cota 66,84m

Após a simulação do alteamento do reservatório, foi possível estimar as subpressões atuantes na fundação para o reservatório na cota de 69,50m (Figura 98).

O aumento percentual da resultante das subpressões pode ser comparado com o nível simulado para o reservatório (Figura 99). Os resultados indicam que o aumento percentual das subpressões não é superior a 5%, mesmo para o reservatório no nível máximo de 69,50m.

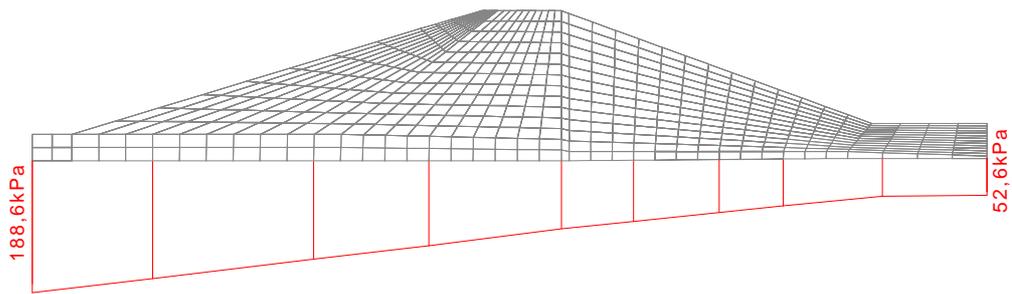


Figura 98 - Subpressões atuantes na fundação para o reservatório na cota 69,50m

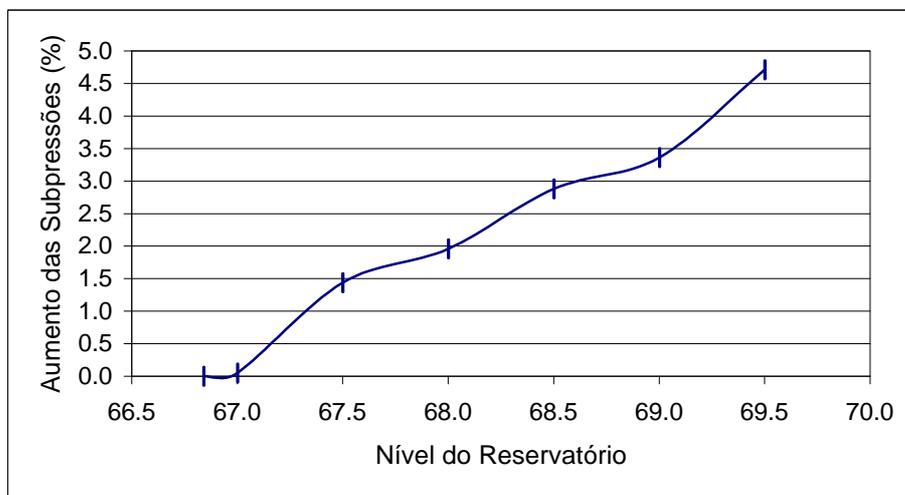


Figura 99 Aumento percentual das subpressões x nível do reservatório

6 Conclusões e Sugestões

A análise das condições de fluxo permitiu avaliar a viabilidade geotécnica de um possível alteamento da barragem de Curuá-Una. A metodologia adotada possibilitou dividir a pesquisa em quatro fases distintas: (a) levantamento bibliográfico sobre Curuá-Una e barragens similares, que permitiu definir sua geometria e conhecer alguns parâmetros geotécnicos; (b) investigação geotécnica complementar, que possibilitou a definição de novos parâmetros de análise; (c) análise da piezometria, que permitiu verificar a confiabilidade do monitoramento de campo; e (d) análises numéricas, que restituíram a condição atual e puderam prever as condições de fluxo após a elevação do nível do reservatório.

Durante a fase de investigação geotécnica complementar, os parâmetros foram obtidos por meio de ensaios de laboratório em amostras extraídas das abas de montante e jusante. Os ensaios indicaram que não há diferença significativa de comportamento, sendo ambos materiais classificados como areia silto-argilosa.

Nos ensaios de permeabilidade foi possível propor uma faixa de valores para os solos ensaiados e concluiu-se que a redução da permeabilidade em função do aumento de tensão efetiva é relativamente pequena. Adicionalmente, ensaios de difratometria indicaram que a caulinita é o argilomineral predominante, não ocorrendo argilominerais expansivos.

O tratamento dos dados da instrumentação revelou que alguns piezômetros apresentavam incertezas quanto à cota de instalação ou quanto às leituras. Para alguns casos, a análise dos dados sugeriu que o local de instalação do piezômetro não coincide integralmente com as especificações apresentadas no projeto. Foi possível definir uma seção típica a partir de instrumentos que apresentavam incertezas pouco significativas. Os dados piezométricos permitiram a adoção de linhas piezométricas para a seção típica.

As análises numéricas realizadas, por meio de retroanálise no programa FLOW3D, restituíram as condições atuais de fluxo. Desta forma, foi possível adotar um modelo de comportamento de fluxo para previsão de condições futuras. A simulação das condições atuais indicou que o sistema de drenagem

interno da barragem (dreno vertical) parece não estar funcionando de forma adequada. Assim sendo, dreno vertical foi desconsiderado nas análises.

Os dados da piezometria atual foram comparados com valores limites, estabelecidos em estudos de estabilidade, que definiam o grau de segurança da barragem. Nos estudos de estabilidade adotou-se como nível normal de operação as condições de campo associadas a $FS \geq 1,5$, nível de atenção às condições com $1,5 > FS \geq 1,2$ e nível de emergência para $FS < 1,2$.

Quanto à condição atual de operação, concluiu-se que todos os piezômetros estão operando no nível considerado normal. Entretanto, foi observado que, na região de jusante, as cotas piezométricas previstas estavam muito próximas ou mesmo dentro da faixa de atenção. Nesta região os resultados da simulação tenderam a ser mais elevados do que as leituras reais de campo. Esta diferença foi atribuída à metodologia de cálculo da carga piezométrica no interior do elemento.

A simulação do alteamento do reservatório indicou que as variações de carga de pressão entre as cotas máxima e mínima do reservatório são relativamente pequenas. Estas variações crescem com a proximidade do talude de montante. No talude de jusante as diferenças são desprezíveis. Estes resultados sugerem que todos os piezômetros devem permanecer dentro da faixa de normal de operação, mesmo durante o alteamento.

A análise da variação das subpressões na base da barragem mostrou que a variação não foi superior a 5%, mesmo para o reservatório no nível máximo de 69,50m. Os resultados indicam, portanto, que a variação das subpressões é pouco significativa.

As análises numéricas confirmaram a viabilidade de um possível alteamento, desde que a variação das cotas piezométricas, medidas em campo durante o alteamento, correspondam aos valores simulados pelo programa.

Sugere-se o constante monitoramento dos níveis piezométricos da barragem, tendo como base os níveis de alerta sugeridos neste trabalho. Devido ao reduzido número de piezômetros, recomenda-se a recuperação dos piezômetros existentes e/ou a instalação de novos instrumentos no corpo da barragem e principalmente na fundação da barragem. Os piezômetros da fundação são fundamentais para o monitoramento das subpressões.

Recomenda-se também a realização de estudos que possam confirmar ou não o funcionamento do dreno vertical. Uma alternativa poderia ser a instalação de piezômetros imediatamente a montante e a jusante do dreno, com o objetivo de avaliar a eficiência do sistema.

O processo de alteamento do reservatório deve ser realizado observando-se a possibilidade de ocorrência de surgências no talude de jusante. Além disso, durante o alteamento recomenda-se constante monitoramento e comparação dos dados piezométricos com os níveis de segurança da barragem.

7

Referências Bibliográficas

ABADJIEV, C.B. Safety Assessment and Stability Improvement of the Upstream Slope of Earth Dams. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 28. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB - ICOLD, 1994. v.1, pp. 261-273.

ALEXANDER, L.M. E ENGEMOEN, W.O. Design and Monitoring for Seepage at Calamus Dam. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. **Proceedings of Symposium of the Geotechnical Engineering Division and ASCE**. Torun: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1985, Denver – Estados Unidos, pp. 183-199.

AMORIM, P. C. **Análise da Percolação na Barragem de Curuá-Una pelo Método dos Elementos Finitos**. 1976. 86 f. Dissertação de Mestrado – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1976.

ANDRADE, R. M. Desempenho dos Sistemas Usuais de Alívio de Subpressões em Estruturas Hidráulicas de Concreto. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 24. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 393-410.

___; AFONSO, M. A. B.; PINTO, M. M. Controle das Subpressões na UHE Canoas (CESP) com Emprego de Drenagem Horizontal. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 15. 1983, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: CBGB, 1983. v.1, pp. 427-445.

ARTHUR, H. G. Teton dam failure. The evaluation of dam safety. **Proceedings of Conference of Engineering Foundation – Asilomar, 1976**. Torun: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1977, New York – Estados Unidos, pp. 61-71.

BARRON, R. A. Transformations for Flow Net Constructions. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2. 1948, Rotterdam. **Anais...** Rotterdam – Holanda: ICSMFE, 1948, v.3.

BARROS, F. P.; BARBI, A. L. Análise do Comportamento das Fundações das Estruturas de Concreto de Itaipú. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 15. 1983, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: CBGB-ICOLD, 1983. v.1, pp. 288-310.

BEAR, J. **Dynamics of Fluids in Porous Media**. Environmental Science Series. New York: American Elsevier, 1975. 764p.

BEDNÁROVA, E.; HULLA, J.; GRAMBLICKOVÁ, D. Development of Seepage Regime under the Slovak Starina Dam. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 19. 1997, Florença. **Anais...** Florença – Itália: CIGB-ICOLD, 1997. v.1, pp. 31-40.

BENNETT, P. T. The Effect of Blankets on Seepage Through Pervious Foundations. **Transactions...** New York: ASCE, 1946. paper n.2270, v.3.

BJERRUM, L.; NASH, J.K.T.L.; KENNARD, R.M. E GIBSON, R.R. Hydraulic Fracturing in Field Permeability. **Géotechnique**, v.22, n.2, 1972.

BHATTI, M.A. Monitoring Experience at Tarbela Dam. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 18. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB-ICOLD, 1994. v.1, pp. 763-780.

BISHOP, A.W.; KENNARD, M.F.; VAUGHAN, P.R. Developments in the Measurement and Interpretation of Pore Pressure in Earth Dams. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 8. 1964, Edinburgh. **Anais...** Edinburgh – Escócia: CIGB-ICOLD, 1964.

BISTER, D.; FRY, J.J.; COSTAZ, J.; HOUIS, J.; DUPAS, J.M.; DEGOUTTE, G.; LINO, M.; RIZZOLI, J.L. Réévaluation de la Sécurité des Barrages en Remblai Exemples D'Application. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 18. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB-ICOLD, 1994. v.1, pp. 645-670.

BOTHA, R.C.N.; BARKER, M.B. Foundation Seepage and Behavior during Operation of the Raised Roodekops Dam. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 18. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB-ICOLD, 1994. v.1, pp. 735-748.

BUDWEG, F. M. G. Safety Improvements Taught by Dam Incidents and Accidents in Brazil. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 14. 1982, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: CBGB-ICOLD, 1982. v.1, pp. 1245-1262.

CAMPOS, T. M. P. de; CARLOS, W. B. Caracterização e Resistência ao Cisalhamento de Amostras de Solo do Vertedouro e da Casa de Forças da U.H.E. de Curuá-Una - Pará. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2001, 11p. Relatório Técnico.

CASAGRANDE, A. **Seepage through Dams**. Boston: Harvard University – Boston Society of Civil Engineers, pub. 209, 1937.

__. Control of Seepage through Foundations and Abutments of Dams. **Geotechnique**, v.11, n.3, 1961.

CEDERGREN, H. R. **Seepage, Drainage and Flow nets**. 2.ed. New York – Estados Unidos: John Wiley and Sons, 1977. pp. 86-280.

CENTRAIS ELÉTRICAS DO PARÁ (CELPA). U.H.E. de Curuá-Una. Serviços de reforço no sistema de drenagem junto ao pé de jusante da barragem de terra. Relatório do desenvolvimento dos serviços. Belém: CELPA, 1980, 3p. Relatório Técnico.

__. U.H.E. de Curuá-Una. Relatório dos serviços de reforço no sistema de drenagem junto ao pé de jusante da barragem de terra. Santarém: CELPA, 1980, pp.1-2. Relatório Técnico.

CHACINSKI, Z.; DLUZEWSKI, J.M.; FIEDLER, K. Analysis of Failure Mechanism for Raised Iwiny Dam by Finite Element Method. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 18. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB-ICOLD, 1994. v.1, pp. 77-84.

CLEVENGER, W. A. When is foundation seepage unsafe? Inspection, Maintenance and Rehabilitation of Old Dams. **Proceedings of the Engineering Foundation Conference**. Torun: American Society of civil Engineers (ASCE), 1973, New York – Estados Unidos, pp. 570-583.

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto**. São Paulo: Oficina de Textos, 1996. 647p.

DE FRIES, C. K. Use of computers in the processing of Guri dam instrumentation data. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 14. 1982, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: CBGB-ICOLD, 1982. v.1, pp.143-154.

DE MELLO, V. F. B. Reflections on Design of Practical Significance to Embankments Dams. **Geotechnique**, v.27, n.3, 1977. pp. 279-355.

DODSON, E. L. Evaluating Foundation Seepage Problems. Inspection, Maintenance and Rehabilitation of Old Dams. **Proceedings of the Engineering Foundation Conference**. Torun: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1973, New York – Estados Unidos, pp. 609-608.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. Massachusetts – Estados Unidos: John Wiley and Sons, 1988. 577p.

ELETROPROJETOS - Estudos e Projetos de Engenharia. Projeto de Curuá-Una. Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, [1973], 13p. Relatório Técnico.

__. Análise dos registros piezométricos na barragem de Curuá-Una. Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, [1978], 4p. Relatório Técnico.

__. Recomendações para o melhoramento na barragem de terra de Curuá-Una. Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, 1978b, 12p. Relatório Técnico.

__. Usina hidrelétrica de Curuá-Una: Instruções para instalação de piezômetros na barragem de terra. Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, 1979, 5p. Relatório Técnico.

__. Usina hidrelétrica de Curuá-Una: Reforço do sistema de drenagem junto ao pé de jusante da barragem de terra (CA-4531). Especificações técnicas. Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, 1979b, pp.1-8. Relatório técnico.

__. Usina hidrelétrica de Curuá-Una: Reforço do sistema de drenagem junto ao pé de jusante da barragem de terra. Relatório e especificações técnicas (CA-4543). Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, 1979c, 19p. Relatório técnico.

__. Usina hidrelétrica de Curuá-Una: reforço do sistema de drenagem junto ao pé de jusante da barragem de terra. Instruções para a execução dos trabalhos (CA-4545). Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, 1980, 7p. Relatório técnico.

__. Usina hidrelétrica de Curuá-Una. Análise preliminar do comportamento da barragem de terra (CA-6185). São Paulo: ELETROPROJETOS, 1983, 8p. Relatório técnico.

__. Relatório de Atividades em Curuá-Una (CA-0243). Rio de Janeiro: ELETROPROJETOS, [198?], pp.8-14. Relatório Técnico.

FERRARI, I. Considerações sobre o projeto e construção da barragem de terra de Curuá-Una. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 9. 1973, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: CBGB, 1973. v.2, 20p.

__. Avaliação das Condições de Funcionamento e Segurança das Estruturas. São Paulo: Consultoria Geotécnica S/C Ltda., 2000, 13p. Relatório Técnico.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). Desenvolvido pelo Federal Emergency Management Agency, 1988. Apresenta textos e fotos sobre processos emergências em acidentes. Disponível em: < <http://www.app1.fema.gov/mit/>>. Acesso em: 19 fev. 2003.

FRAIHA NETO, S. H. E PACHECO NETO, J. Automação da Instrumentação Civil da U.H.E. de Curuá-Una – Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento na U.H.E. de Curuá-Una. Belém: Centro Tecnológico – UFPA, 2002. 31p. Relatório Técnico.

GAIOTO, N. Infiltrações na Ombreira Direita e na Galeria de Desvio da Barragem de Paranoá – Interpretação e Tratamentos. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 381-392.

GARCIA, A.G.; IBERDROLA, S.A. Automation of the Monitoring System of Valparaiso Dam. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 18. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB-ICOLD, 1994. v.1, pp. 485-497.

GEBHART, L.R. Foundation Seepage Control Options for Existing Dams. Inspection, Maintenance and Rehabilitation of Old Dams. **Proceedings of the Engineering Foundation Conference**. Torun: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1973, New York – Estados Unidos, pp. 609-608.

GERSCOVICH, D.M.S. E DE CAMPOS, T.M.P. Fluxo Bidimensional em Solos Saturados. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio, 1987. 130p. Notas de Aulas.

__. **Fluxo em Meios Porosos Saturados e Não Saturados: Modelagem Numérica com Aplicações ao Estudo da Estabilidade de Encostas no Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro, 1994. 232p. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

GIBSON, R.E. E HENKEL, D.J. The influence of duration of tests at constant rate of strain on measured drained strength. **Géotechnique**, v. 4, n.1, pp.6-15, 1954.

__. A Note on the Constant Head Test to Measure Soil Permeability In Situ. **Géotechnique**, v.16, n.3, 1963.

__; GOLDSWORTHY, M.H.; CHANDLER, A.M. Differential Evapo-Transpiration from a Clay Surface and its Influence on Equilibrium Pore Water Pressure. **Géotechnique**, v.35, n.2, pp.181-191, 1985.

GOULD, J.P.; LACY, H.S. Seepage Control in Dam Rehabilitation. Geotechnical Practice in Dam Rehabilitation. **Proceedings of the Specialty Conference**. Torun: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1973, New York – Estados Unidos, pp. 240-255.

GREEN, W.H. E AMPT, G.A. Studies on Soil Physics: Flow of Air and Water Through Soils. **Journal Agr. Society**, n. 4, pp. 1-24, 1911.

GUIDICINI, G.; DA CRUZ, P. T.; DE ANDRADE, R. M. Controle de Subpressões no Maciço de Fundação da Hidrelétrica de Itaúba, RS. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 291-311.

HABERLEHNER, H. As investigações geológico-geotécnicas para a barragem do Curuá-Una. Rio de Janeiro: Engevix, [197-?]. 29p. Relatório Técnico.

HAMMAD, H.Y. Seepage and Dams. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (A.S.C.E.)**, n.2, 23p, 1963.

HERKENHOFF C. S.; PORTO, N. L. F. Piezometria nas Ensecadeiras Celulares da UHE de Tucuruí. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 16. 1985, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: CBGB, 1985. v.1, pp. 749-764.

__; DIB, P. S. UHE Tucuruí – Pressões da Água Intersticial nas Barragens de Terra e a Segurança no Período Construtivo. In: Seminário Nacional de Grandes Barragens, 16. 1985, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: CBGB, 1985. v.1, pp. 811-833.

HILLS, R.G., PORRO, I.; HUDSON, D.B. E WIERENGA, P.J. Modeling one-dimensional Infiltration into Very Dry Soils: Model development and Evaluation. **Bulletin of Water Resources Research**, v.25, n.6, pp. 1259-1269, 1989.

HVORSLEV, M.J. Time Lag and Soil Permeability in Groundwater Observations. **Bulletin of U.S. Waterways Experiment Station**, (Vicksburg/Mississippi – Estados Unidos) n. 36, 1951.

HUYAKORN, P.S.; THOMAS, S.D. E THOMPSON, B.M. Techniques for Making Finite Elements Competitive in Modeling Flow in Variably Saturated Porous Media. **Bulletin of Water Resources Research**, v.20, n.8, pp. 1099-1115, 1984.

INSTITUTE OF METEOROLOGY AND WATER MANAGEMENT (IMWN). Desenvolvido pelo Departamento de Recursos Hídricos do Governo Polonês, 1987. Apresenta textos e fotos sobre recursos hídricos na Polônia. Disponível em: < <http://www.otkz.pol.pl/katastrofy/>>. Acesso em: 18 fev. 2003

JASPAR, J. L.; RINGHEIM, A. S. Steel Sheet Piling Studies. In: International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3. 1953, Zurich. **Anais...** Zurich – Suíça: ISSMFE, 1953. v.2.

JUSTIN, J.D.; HINDS, J. E CRESGER, W.P. **Engineering for Dams**. New York: John Wiley and Sons, 1965. v.3.

KULKARNI, D.N.; KULKARNI, M.K. Safety Improvement of Some Large Dams in Maharashtra, India. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 18. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB-ICOLD, 1994. v.1, pp. 143-156.

KUNZE, R. J.; NIELSEN, R. Finite Difference Solutions of the Infiltration Equation. **Bulletin of Soil Society**, v.34, n.2, pp. 81-88, 1982.

LAM, L. **Saturated-Unsaturated Transient Finite Element Seepage Model**. Saskatoon, 1983. Dissertação de Mestrado – University of Saskatchewan, Saskatoon, Canadá.

LAMBE, T. W. E WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI version**. New York – Estados Unidos: John Wiley and Sons, 1969. 553p.

LEFEBVRE, G.; LUPIEN, C.; HARVEY, A. Mesure des Potentiels et Vérification de L'Anisotropie de Perméabilité dans la Fondation du Barrage de Choinière. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 14. 1982, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: CBGB-ICOLD, 1982. v.1, pp. 77-92.

LEY, J. E. Foundations of Existing Dams: Seepage Control. Inspection, Maintenance and Rehabilitation of Old Dams. **Proceedings of the Engineering Foundation Conference**. Torun: American Society of Civil Engineers (ASCE), 1973, New York – Estados Unidos, pp. 584-608.

LEONARDS, G.A. Dams Failures. **Proceedings of the International Workshop on Dam Failure**. Torun: Purdue University, 1987, Amsterdã -Holanda.

LIGOCKI, L.P. **Comportamento Geotécnico da Barragem de Curuá-Una, Pará**. Rio de Janeiro, 2003. 148p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. PUC-Rio.

LILLARD, D. E. Seepage Control at Cochiti Dam. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. **Proceedings of Symposium of the Geotechnical Engineering Division and ASCE**. Torun: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1985, Denver – Estados Unidos, pp. 82-114.

LINDQUIST, L. N.; BONZEGNO, M. C. Análise de Sistemas Drenantes de Nove Barragens de Terra da CESP, Através da Instrumentação Instalada. In:

SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 267-290.

LUCCIA, E. R. De. Earth Dam Construction a Wet Climate. In: CONGRESS ON LARGE DAMS, 6. 1958, Roma. **Anais...** Roma – Itália: ICOLD, 1958. v.1, r.128, q. 22.

MACHADINHA ENERGÉTICA S.A. (MAESA). Desenvolvido pela Machadinha Energética S.A., 1988. Apresenta aspectos construtivos e operacionais sobre a U.H.E. de Machadinho, inclusive o modelo reduzido. Disponível em: <<http://www.machadinho.com.br/modelo.htm>>. Acesso em: 19 fev. 2003.

MANSUR, C.I. E PERRET, W.I. Efficacy of partial Cut-Offs for Controlling Seepage Beneath Dams and Levees Constructed on Pervious Foundations. In: International CONFERENCE ON ISSMFE, 2. 1948, Rotterdam. **Anais...** Rotterdam - Holanda: ISSMFE, v.5., 1948.

MANTEI, C.L. Seepage Control for Embankment dams: USBR practice. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. **Proceedings of Symposium of the Geotechnical Engineering Division and ASCE**. Torun: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1985, Denver – Estados Unidos, pp.299-315.

MARKOVIC, V.; MIODRAG, C.; JELENA, M. Safety Provisions against Piping for Selova Dam. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 19. 1997, Florença. **Anais...** Florença – Itália: CIGB-ICOLD, 1997. v.1, pp. 473-478.

MASSAD, F.; GEHRING, J. G. Observações de Vazões de Percolação e Desempenho de Sistemas de Drenagem Interna de Algumas Barragens Brasileiras. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 457-481.

MCDONALD, M.G. E HARBAUGH, A.W. A Modular three-dimensional Finite-Difference Groundwater Flow Model. In: **USGS Techniques of Water Resources Investigations**. Washington - Estados Unidos: USGS, 1988, v.6. cap.4.

MEIN, R. G. E LARSON, T. Modeling Infiltration during a Steady Rain - Water Resources. **Research**, v.9, n.2, pp. 384-394. 1973.

MENDES, R. C. V. **Considerações sobre o Fluxo em Fundações de Barragens de Terra: Aplicação à Barragem de Itubiara**. Rio de Janeiro, 1984. 143p. Dissertação de mestrado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

MIDDLEBROOKS, T.A. E JERVIS, M.P. Relief-Wells for Dams and Levees. **Transactions...** New York: A.S.C.E., 1947. v.112.

__. Earth Dams Practice in the United States. **Transactions...** New York: A.S.C.E., 1953. Centennial Volume.

NARASIMHAN, T.; WITHERSPOON, P.A; EDWARDS, A. L. Numerical Model for Saturated-Unsaturated Flow in Deformable Porous Media 1 - Theory. **Water Resources Research**, v.13, n.3, pp. 657-664. 1977.

NATIONAL AERONAUTICS AND SPACE ADMINISTRATION (NASA). Desenvolvido pelo Governo Norte Americano – Agência Espacial, 1988. Apresenta fotos tiradas de satélites de várias regiões do mundo. Disponível em: <<http://earthobservatory.nasa.gov/>>. Acesso em: 15 set. 2002.

NEUMAN, S.P. Saturated-Unsaturated Seepage by Finite Elements. **Journal Hydraulic Division – ASCE**, v.99, n.12, pp. 2233-2250. 1973.

NOGUEIRA, J. B. Uma Apreciação Prática da teoria do carreamento e sua Aplicação a Filtros de Proteção. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 313-330.

___ . Colmatação química dos drenos de barragens por compostos de ferro. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 1986, 36p. Relatório Técnico.

OLIVEIRA, A.M.S. E CORREA FILHO, D. Ensaios de Permeabilidade em Solos, Orientações para sua Execução no Campo. Orientações para sua Execução no Campo São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 1981, v.4. Relatório Técnico.

PACHECO, I. B.; MORITA, L.; MEISMITH, C. J.; SILVA, S. A. Utilização de Dreno Tipo Francês no Sistema de Drenagem Interna de Barragens de Terra. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 587-611.

PAPAGIANAKIS, A.T. **A steady-state Model for Flow in Saturated-Unsaturated Soils.** Saskatchewan, 1982. Dissertação de Mestrado – University of Saskatchewan, Saskatoon, Canadá.

PECK, R. B. The Last Sixty Years. In: **Proceedings of the XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.** Torun: Balkema - International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering (ISSMFE), 1985, Roterdã – Holanda, pp. 123-133.

PENMAN, A. D. M. Instrumentation requirements for earth and rockfill dams. In: SYMPOSIUM ON GEOTHECNICAL PROBLEMS AND PRACTICE OF DAM ENGINEERING. 1982, Bangkok. **Anais...** Roterdã – Holanda: Balkema, 1982. pp 183-209.

PHILIP, J. R. **Theory of Infiltration - Advanced Hydroscience.** 5.ed. Boston: Cambridge University Press, 1969. pp. 216-296.

PIERRE, L. F.; ÁVILA, J. P.; BICUDO, R. I.; SILVA, R. S. Curuá-Una Dam. In:___ **Main Brazilian Dams – Design, Construction and Performance.** São Paulo: Comitê Brasileiro de Grandes Barragens – CBGB, 1982. pp. 637-653.

___ . Segurança de Pequenas Barragens. Workshop sobre Segurança, Acidentes e Reabilitação. Rio de Janeiro: Associação dos Antigos Alunos da Politécnica – UFRJ, 01 de outubro 2002. Palestra.

PRITCHETT, E.C. Embankment Seepage Control Design and Construction. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. **Proceedings of Symposium of the Geotechnical Engineering Division and ASCE.** Torun: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1985, Denver – Estados Unidos, pp. 31-43.

POWELL, R.D. E MORGENSTERN, N.R. The Use and Performance of Seepage Reduction Measures. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. **Proceedings of Symposium of the Geotechnical Engineering Division and ASCE.** Torun: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1985, Denver – Estados Unidos, pp. 158-182.

QUEIROZ, L. De A. Seepage Control in the Rio Jaguari Dam and Dike In: Pan-American Conference of ISSMFE, 4. 1971, Porto Rico. **Anais...** Porto Rico: ISSMFE, v.2., 1982.

RAYMOND, G. P. E AZZOUZ, M. M. Permeability Determination for Predicting Rates of Consolidation. **Proceedings of Conference of In Situ Investigations in Soil and Rocks.** Torun: International Committee of Engineering (ICE), 1970, Londres – Inglaterra, paper 22.

RENNER, J. Experiences in monitoring systems for dams with impervious core. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 28. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB - ICOLD, 1994. v.1, pp. 29-48.

RIBEIRO, L. F. M. **Ensaio de laboratório para determinação das características geotécnicas da argila mole de Sergipe**. Rio de Janeiro, 1992. 125p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

RICHARDS, L.A. Capillary Conduction of Liquids in Porous Media. In: **Physics of Fluids**. New York: American Institute of Physics, 1931. pp.318-333.

RICHTER, J. A Simple Numerical Solution for the Vertical Flow Equation of Water Through Unsaturated Soils. **Soil Society**, v.129, n.3, pp.138-144. 1980.

ROTH, L.H. E SCHNEIDER, J.R. Considerations for Use os Geosynthetics in Dams. **Proceedings of 11th Annual USCOLD Lecture Series**. Torun: USCOLD, 1991, New York – Estados Unidos.

ROUGUI, H. E ARJOUAN, M. Barrage Hassan Addakhil sur l'oued Ziz. Travaux de renforcement de la digue. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 28. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB - ICOLD, 1994. v.1, pp. 409-424.

ROWE, P. W. The Calculations of Consolidation Rates of Laminated, Varied or Layered Clays, with Particular Reference to Sand Drains. **Géotechnique**, v.14, n.4, 1964.

SANDRONI, S. S. A simple, accurate and fault-proof water level indicator. **Géotechnique**, v.30, n.3, pp. 319-320, 1980.

SANTOS, H.A. E GERSCOVICH, D.M.S Modelo Reduzido de Fluxo Bidimensional. In: Encontro dos Professores de Engenharia da FEUERJ - Reestruturação e Modernização do Ensino de Engenharia, 3, 1997. Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: FEUERJ, 1997, pp.56-60.

SANTOS, P. S. **Tecnologia de Argilas, Aplicada às Argilas Brasileiras**. São Paulo: Edgard Blücher - Universidade de São Paulo, 1975. v.1, 340p.

SAYÃO, A.S.F.J. Barragens de Terra e Enrocamentos. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio, 2001. 30p. Notas de Aulas.

___; SARÉ, A. R.; LIGOCKI, L. P.; GERSCOVICH, D. M. S. Estudo de estabilidade e comportamento da barragem da U.H.E. de Curuá-Una – Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento na U.H.E. de Curuá-Una. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2002, 55p. Relatório Técnico.

SCOTT, R.F. **Principles of Soil Mechanics**. New York: Addison – Wiley Publishing Company, 1965.

SENTÜRK, F.; SAYMAN, Y. Interpretation of Piezometric Indication in a Dam Resting on Permeable Foundation. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 18. 1970, Montreal. **Anais...** Montreal – Canadá: CIGB-ICOLD. 1970, v.3, pp. 845-855.

SHERARD, J. L.; WOODWARD, R. J.; GZIENSKI, S. F.; CLEVINGER, W. A. **Earth and Earth-Rock Dams**. New York: John Wiley and Sons, 1963.

SILVEIRA, J. F. A.; CORDEL, R. R.; MORITA, L. Ocorrência de Artesianismo Natural na Fundação da Barragem de Três Irmãos e suas Implicações com o Projeto das Estruturas. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 17. 1987, Brasília. **Anais...** Brasília: CBGB. 1987. v.1, pp.117-128.

___; MARTINS, C. R. S.; CARDIA, R. J. R. Desempenho dos Dispositivos de Impermeabilização e Drenagem da Fundação da Barragem de Terra de Água Vermelha. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 433-455.

___; AVILA, J. P.; MIYA, S.; MACEDO, S. S. Influência da Compressibilidade do Solo de Fundação da Barragem de Terra de Água Vermelha nas Variações de Permeabilidade da Fundação In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 12. 1978, São Paulo. **Anais...** São Paulo: CBGB, 1978. v.1, pp. 111-132.

SIMEK, M.; PRETL, J. Dam Safety Surveillance in Czech Republic: A Forty-Year Experience of the Authorized Organization. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE DAMS, 28. 1994, Durban. **Anais...** Durban – África do Sul: CIGB - ICOLD, 1994. v.1, pp. 1-7.

SIQUEIRA, G. H.; BARBI, A.L.; GOMBOSSY, Z. M. Injeções Profundas nas Fundações da usina de Itaipu: Equipamentos e Produção. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 187-205.

SOOS, I. G. K. Subpressão: Critérios e Cálculo. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 14. 1981, Recife. **Anais...** Recife: CBGB, 1981. v.1, pp. 247-266.

SOUZA PINTO, C. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** São Paulo: Oficina do texto, 2000. 247p.

TALBOT, J.R. E RALSTON, D.C. Earth Dam Seepage Control, SCS Experience. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. **Proceedings of Symposium of the Geotechnical Engineering Division and ASCE.** Torun: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1985, Denver – Estados Unidos, pp. 44-65.

TAVENAS, F.; LEBLOND, P.; JEAN, P. E LEROUEIL, S. The Permeability of Natural Soft Clays - Part I: Methods of Laboratory Measurement. **Canadian Geotechnical Journal**, v.20, n.4. 1983.

TAYLOR, D. **Fundamentals of Soil Mechanics.** New York: John Wiley and Sons, 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics.** New York: John Wiley and Sons, 1948.

TURNBULL, W. J.; MANSUR, C. I. Investigation of under seepage – Mississippi River and Levees. **Transactions...** New York: ASCE, 1961. v.126.

UNITES STATES BUREAU OF RECLAMATION (USBR). Desenvolvido pelo U.S. Department of Interior. Water Resources of Georgia, 1989. Apresenta textos e fotos sobre recursos hídricos do Estado da Geórgia. Disponível em: < <http://ga.water.usgs.gov/>>. Acesso em: 19 fev. 2003.

UNITED STATES GEOLOGICAL SURVEY (USGS). Desenvolvido pelo U.S. Department of Interior, 1989. Apresenta textos e fotos sobre as barragens norte americanas. Disponível em: <<http://www.pn.usbr.gov/dams>>. Acesso em: 20 fev. 2003.

VARGAS, M.; NUNES, A. J. da C.; LOPES, J. de C.; CONTINENTINO, L.; FEDERICO, D. A Ruptura da Barragem da Pampulha. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 1955, n.529. Relatório Técnico.

___ . Effectiveness of Cut-Offs under Three Earth Dams. In: Pan-American Conference of ISSMFE, 4. 1971, Porto Rico. **Anais...** Porto Rico: ISSMFE, v.3., 1971.

VARGAS Jr., E. do A. **Estudo e Aplicações de um Modelo Eletroanalógico Simples e Problemas Práticos de Fluxo em Meios Porosos.** Rio de Janeiro,

1975. 125p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio.

VAUGHAN, P.P. The Measurement of Pore Pressure with Piezometers. **Proceedings of Symposium of Field Instrumentation in Geotechnical Engineering**. Torun: Butterworths, 1973, Londres – Inglaterra.

VINCENZO, E. DI.; SILVEIRA, J. F. A. Análise Comparativa entre Subpressões Medidas e Calculadas para as Fundações das Barragens de Água Vermelha e Itaipu. In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 17. 1987, Brasília. **Anais...** Brasília: CBGB. 1987. v.1, pp.175-202.

WALBERG, F.C.; FACKLAM, H.L.; WILLIG, K.D.; MOYLAN, J.E. Abutment Seepage at Smithville Dam. Seepage and Leakage from Dams and Impoundments. **Proceedings of Symposium of the Geotechnical Engineering Division and ASCE**. Torun: American Society of Civil Engineering (ASCE), 1985, Denver – Estados Unidos, pp.66-81.

WILSON, S.D. E MARSAL, R.J. Current Trends in Design and Construction of Embankment Dams. New York: Geotechnical Division ASCE, 1979. Relatório Técnico.

WISSA, A. E. Z.; CHRISTIAN, J. T.; DAVIS, E. H.; HEIBERG, S. Consolidation at constant rate of strain. **Journal of the soil mechanics and foundations (ASCE)**, n.SM10, pp. 1393-1412. 1971

WILKINSON, W.B. Constant Head In-Situ Permeability Testes in Clay Strata. **Géotechnique**, v.18, n.2. 1968.