



Hugo Manoel Marcato Affonso

**Instrumentação para medir deslocamentos
em barragens de enrocamento**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial
para obtenção do título de Mestre pelo Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Alberto S. F. J. Sayão

Rio de Janeiro
Novembro de 2004



Hugo Manoel Marcato Affonso

**Instrumentação para medir deslocamentos
em barragens de enrocamento**

Dissertação apresentada como requisito parcial
para obtenção do título de Mestre pelo Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-
Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora
abaixo assinada.

Prof. Alberto S.F.J. Sayão

Presidente/Orientador

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Prof. Luciano V. de Medeiros

Departamento de Engenharia Civil – PUC-Rio

Profa. Anna Laura L.S. Nunes

COPPE/UFRJ

Prof. José Eugênio Leal

Coordenador Setorial

do Centro Técnico Científico – PUC-Rio

Rio de Janeiro, 19 de Novembro de 2004.

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

Hugo Manoel Marcato Affonso

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Juiz de Fora em 2002.

Ficha catalográfica

Affonso, Hugo Manoel Marcato

Instrumentação para medir deslocamentos em barragens de enrocamento / Hugo Manoel Marcato Affonso orientador: Alberto S. F. J. Sayão. – Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2004.

v., 94f. : il. ; 29,7 cm

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

Inclui referências bibliográficas

1. Engenharia Civil – Teses. 2. Instrumentação. 3. Barragens. 4. Enrocamento. 5. Medidor hidrostático de recalques. 6. Célula de recalque. 7. Caixa sueca. 8. Extensômetro horizontal. I. Sayão, Alberto S. F. J. II. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil . III. Título.

CDD: 624

Aos meus pais, Manoel e Maria Luiza,
pelo carinho e dedicação.

À Patrícia,
pela compreensão e pelo companheirismo.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, aos meus pais, Manoel (*in memoriam*) e Maria Luiza, pela educação e dedicação irrestrita durante toda minha vida.

À Vó Luiza, pelas preces e pelo bom humor.

À Patrícia, querida namorada, e à sua família, pelo apoio e pela compreensão em todos os momentos.

Especialmente ao meu orientador, Professor Alberto S. F. J. Sayão, pelos ensinamentos e sugestões, pela dedicação ao longo da pesquisa, pela sensatez, pelo respeito e pela compreensão.

À PUC-Rio pela oportunidade de ampliar meus horizontes técnicos e profissionais através da pós-graduação. Também pela oportunidade de fazer amigos de outros estados do Brasil e de outros países.

Aos professores do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, pelos conhecimentos repassados e pela orientação.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio, pela dedicação e atenção.

À equipe do Laboratório de Engenharia Civil de Furnas, em Aparecida de Goiânia – GO: Engenheiro Taylor Castro Oliveira, Engenheira Cláudia Castro, Técnica em Instrumentação Íris, ao estagiário David e aos laboratoristas Zecão e André.

À CAPES pelo apoio financeiro durante a execução da dissertação.

Aos professores da Faculdade de Engenharia de Juiz de Fora: Jorge Gravina Marcato, André Luis Marques Marcato, Márcio Marangon, Mitsuo Tsutsumi, Romir Soares de Souza Filho, Maria Tereza Barbosa, Paulo José Brugger e Cezar Henrique Barra Rocha, pelos ensinamentos e pelo profissionalismo.

A todos colegas de curso de graduação e de pós-graduação, especialmente: Rafael Gerard de Almeida Demuelenaere, Wagner de Oliveira Carvalho, Christian Ricardo Costa Alvarenga, Patrício José Moreira Pires, pelo companheirismo, por saberem compartilhar alegrias e superar dificuldades.

Aos amigos das repúblicas onde residi durante o período do mestrado, especialmente: Adriano Siqueira Pylro, Rodrigo Flora Calili, Eduardo Rocha.

Aos amigos pessoais que, a partir do convívio, dos incentivos, da discussão de idéias e da sementeira de nobres ideais participam ativamente de minha vida: Mônica e Igor, Augusto e Lisa.

Resumo

Affonso, Hugo Manoel Marcato; Sayão, Alberto S. F. J. **Instrumentação para medir deslocamentos em Barragens de Enrocamento**. Rio de Janeiro, 2004. 94p. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

A construção de Barragens de Enrocamento no Brasil tem se desenvolvido nas últimas décadas, por ser uma solução adequada para regiões onde há falta de solos finos e grande volume de escavações obrigatórias em rocha. Este desenvolvimento está relacionado tanto à quantidade de barragens construídas quanto ao incremento da altura das mesmas. A construção de protótipos de instrumentos para medição de deslocamentos neste tipo de barragem é de fundamental importância. Com a simulação das leituras em laboratório, torna-se possível implementar modificações no projeto, na construção, na instalação e na operação destes instrumentos, disponibilizando-se leituras mais acuradas e precisas, obtendo-se maior confiabilidade nos dados e, assim, informações mais consistentes sobre o comportamento das barragens. Além da elaboração de uma abrangente revisão bibliográfica sobre instrumentação geotécnica, foram estudados dois protótipos de instrumentos de medidas de deslocamento, Medidor Hidrostático de Recalques e Extensômetro Horizontal de Hastes Múltiplas. Ambos desenvolvidos no Laboratório de Engenharia Civil de Furnas, em Aparecida de Goiânia, estado de Goiás. Os resultados obtidos permitirão modificações na construção e instalação destes instrumentos.

Palavras-chave

Instrumentação, Barragens, Enrocamento, Medidor Hidrostático de Recalques, Célula de Recalque, Caixa Sueca, Extensômetro horizontal.

Abstract

Affonso, Hugo Manoel Marcato; Sayão, Alberto S. F. J. (Advisor) **Instrumentation for measuring displacements on Rockfill Embankments**. Rio de Janeiro, 2004. 94p. MSc. Dissertation – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The number and height of rockfill dams in Brazil has been steadily growing, because rockfills constitute an adequate solution when the project requires a large volume of rock excavation and there is a lack of fine grained soils in the region. The development of new equipment for measuring displacements in these dams is of fundamental importance. Testing prototypes in the laboratory, under simulated field conditions, allows the researcher to implement modifications in the design characteristics and installation procedures for the instrument. As a result, measurements with higher accuracy and reliability are obtained and, consequently, higher safety for the dams. A comprehensive review of the literature on geotechnical instrumentation is presented. Two prototypes of displacement measuring devices have been studied and tested: a hydrostatic displacement cell and a multiple rods horizontal extensometer. Both were constructed and tested in the Civil Engineering Laboratory of Furnas, in Goiás, Brazil. The results and conclusions obtained will result in important modifications in the design and installation details of these instruments.

Keywords

Instrumentation, Dams, Rockfill, Hydrostatic Settlement Cell, Swedish Box, Horizontal Extensometer.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	14
2. REVISÃO SOBRE BARRAGENS DE ENROCAMENTO	16
2.1. Enrocamento	16
2.2. Barragens de Enrocamento	17
2.3. Seções Transversais Típicas	20
2.3.1. Barragens de Enrocamento com vedação a montante (BEVM)	21
2.3.2. Barragem de enrocamento com vedação central (BEVC)	24
2.4. Instrumentação de Barragens de Enrocamento	27
2.5. Compressibilidade de Enrocamentos	29
2.6. Instrumentação da Barragem de Foz do Areia	30
3. INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS	35
3.1. Definição e Histórico	35
3.2. Conceitos Básicos em Instrumentação	37
3.3. Critérios para execução	39
3.4. Frequência de leitura	46
3.5. Projeto de Lei para Segurança de Barragens	47
4. INSTRUMENTAÇÃO PARA MEDIDA DE DESLOCAMENTOS	50
4.1. Conceitos de Instrumentos	50
4.2. Medidas de Deslocamentos	53
4.2.1. Medidores internos de deslocamentos verticais	53
4.2.1.1. Medidor Magnético de Recalque (MMR)	53
4.2.1.2. Medidor de recalque tipo KM	55
4.2.1.3. Medidor de Recalque Telescópico (IPT)	56
4.2.1.4. Medidor hidrostático de recalques (caixa sueca)	58
4.2.2. Medidores internos de deslocamentos horizontais	66
4.2.2.1. Extensômetros de hastes múltiplas	66
4.2.2.2. Inclinômetros	67
4.2.3. Medidores de deslocamentos de superfície	68

4.2.3.1. De movimento angular (eletrônicos)	68
4.2.3.2. De abertura de juntas	72
4.2.3.3. Triortogonal de junta perimetral	73
4.2.3.4. Marcos topográficos	74
5. PROTÓTIPOS DE MEDIDORES DE DESLOCAMENTOS	75
5.1. Protótipo do Medidor Hidrostático de Recalques	75
5.2. Protótipo do Extensômetro de Hastes Múltiplas	84
6. CONCLUSÕES	87
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90

Lista de figuras

Figura 1 - Seções transversais das barragens de enrocamento no período inicial.	20
Figura 2 - Seção transversal esquemática de BEVM.	22
Figura 3 - Face de concreto da barragem de Foz do Areia (Cruz, 1996).	22
Figura 4 - Seção transversal típica da Barragem de Foz do Areia (Cruz, 1996).	23
Figura 5 - Seção Transversal esquemática de BEVC.	24
Figura 6 - Seção típica da Barragem Francisco Saboya, PE, Brasil.	25
Figura 7 - Seção transversal típica da Barragem de Serra da Mesa (Castro, 1996).	26
Figura 8 - Esquema de uma seção instrumentada de BEFC (Oliveira e Sayão, 2004).	28
Figura 9 - Esquema de uma seção instrumentada de BENA (Oliveira e Sayão, 2004).	29
Figura 10 - Localização das células de recalque na seção 13+20,00 da Barragem de Foz do Areia (Marques Filho et al., 1985).	31
Figura 11 - Curvas de recalque equivalente (em centímetros), antes do enchimento (Marques Filho et al., 1985).	32
Figura 12 - Módulo de compressibilidade antes do enchimento do reservatório (Marques Filho et al., 1985).	33
Figura 13 - Recalques totais - Curvas tensão x deformação para o período de construção (Marques Filho et al., 1985).	33
Figura 14 - Recalques entre células - Curvas tensão x deformação para o período de construção (Marques Filho et al., 1985).	34
Figura 15 - Comparação entre acurácia e precisão (Dunnicliff, 1988).	38
Figura 16 - Relação entre o número de instrumentos específicos e o total de instrumentos instalados (Kanji e Figueira, 1990).	44
Figura 17 - Transdutor pneumático fechado com dois tubos e leitura de fluxo de gás (Dunnicliff, 1988).	51
Figura 18 - Esquema do sensor de corda vibrante (Dunnicliff, 1988).	51
Figura 19 - Esquema de LVDT (Dunnicliff, 1988).	53
Figura 20 - Medidor Magnético de Recalque (Cruz, 1996).	54
Figura 21 - Operação de Leitura no Medidor Magnético de Recalque.	54

Figura 22 - Medidor de Recalques tipo KM (Cruz, 1996).	55
Figura 23 - Medidor de Recalques Telescópico IPT (Cruz, 1996).	57
Figura 24 - Seções de barragens instrumentadas com caixas suecas (Oliveira e Sayão, 2004).	59
Figura 25 - Esquema de funcionamento do medidor hidrostático de recalques (Oliveira e Sayão, 2004).	61
Figura 26 - Seqüência de montagem da célula de recalque no campo (Belitardo e Pereira, 2001).	63
Figura 27 - Detalhes de instalação de caixas suecas e extensômetros.	64
Figura 28 - Painel de leitura de caixas suecas.	64
Figura 29 - Cabine de leitura em concreto pré-moldado, concentra os pontos de leitura de caixas suecas e extensômetros horizontais de hastes múltiplas.	65
Figura 30 - Componentes do Extensômetro Horizontal de Hastes Múltiplas (Belitardo e Pereira - 2001, com modificações).	67
Figura 31 - Princípio de operação do inclinômetro (Dunncliff, 1988).	68
Figura 32 - Variação da altura do líquido eletrolítico entre os eletrodos (Wha, 1999).	69
Figura 33 - Funcionamento do eletrônível (Wha, 1999).	70
Figura 34 - Cilindro metálico para proteção da ampola, cabos elétricos e leitora.	71
Figura 35 - Detalhes da proteção da ampola do eletrônível.	71
Figura 36 - Localização dos eletrôníveis na face de concreto de barragem de enrocamento (Wha, 1999).	72
Figura 37 - Medidor de abertura de juntas.	73
Figura 38 - Medidor triortogonal.	73
Figura 39 - Protótipo do Medidor Hidrostático de Recalques.	76
Figura 40 - Aparelho composto de bomba de pressão e vácuo e câmaras pressurizadas para circulação de água.	79
Figura 41 - Esquema do Sistema do Protótipo do Medidor Hidrostático de Recalques.	80
Figura 42 - Variação na leitura causada pela dilatação térmica dos tubos (Oliveira, 2004).	81
Figura 43 - Teste de estabilização do nível d'água em tubo com DI=6,3mm (Oliveira, 2004).	82
Figura 44 - Teste de estabilização do nível d'água em tubo com DI=4,3mm (Oliveira, 2004).	83
Figura 45 - Instalação e detalhe do protótipo.	84

Figura 46 - Detalhes do dispositivo de movimentação das hastes e painel de leitura. 85

Figura 47 - Relação entre os deslocamentos impostos e medidos para o protótipo. 86

Lista de tabelas

Tabela 1 - Fatores que influenciam características geomecânicas de enrocamentos (Albuquerque Jr, 1993 – com modificações).	17
Tabela 2 - Materiais da seção transversal da Barragem de Foz do Areia (Cruz, 1996).	24
Tabela 3 - Evolução da Instrumentação em Barragens de Terra-Enrocamento no Brasil.	38
Tabela 4 - Porcentagens usuais dos principais instrumentos em projetos de instrumentação.	43
Tabela 5 - Correspondência entre fase de projeto, objetivos e tipo de instrumentação de barragens (adaptado de CBDB, 1996).	45
Tabela 6 - Freqüências mínimas recomendadas para a instrumentação de barragens de terra-enrocamento (CBDB, 1996).	47

1. INTRODUÇÃO

1. INTRODUÇÃO

Medir deslocamentos em obras de grande porte, como barragens de terra e enrocamento, é uma tarefa que exige engenhosidade e capacitação técnica. Nas últimas décadas, não somente o número mas também a altura das barragens de enrocamento vem aumentando consideravelmente. Por isso, aumentou também a exigência por qualidade e precisão nos métodos de instrumentação e auscultação.

Os instrumentos normalmente utilizados para determinar deslocamentos são baseados em princípios relativamente simples. Porém, para que se alcance os níveis elevados de acurácia, precisão e confiabilidade atualmente requeridos para as medições de campo, torna-se necessário pesquisar e desenvolver novos instrumentos e técnicas de medição.

O objetivo deste trabalho é apresentar uma revisão crítica das principais técnicas de instrumentação de barragens de enrocamento, dando continuidade a uma linha de pesquisa desenvolvida pela PUC-Rio nas últimas décadas. São descritas as principais características, vantagens e limitações dos instrumentos usuais, com vistas a auxiliar o processo de seleção dos instrumentos e o projeto de instrumentação de barragens.

O trabalho desta dissertação integrou-se dentro de um grande projeto de pesquisa desenvolvido por Furnas Centrais Elétricas S.A. para atualização tecnológica do sistema de medição de deslocamentos em aterros de barragens. Este projeto, patrocinado pela Aneel (Agência Nacional de Energia Elétrica), visa principalmente aperfeiçoar e desenvolver instrumentos, compatibilizar os procedimentos de instalação com as etapas típicas do cronograma de obras, e testar protótipos simulando situações reais de campo. No Laboratório de Furnas, em Aparecida de Goiânia, Estado de Goiás, foram construídos dois protótipos de equipamentos de medição de deslocamentos, aplicáveis a barragens de enrocamento, os quais estão descritos e analisados nesta dissertação.

Este compêndio está dividido em cinco capítulos.

O capítulo 1 trata da introdução ao tema, esclarecendo os objetivos da medição de deslocamentos em barragens.

No capítulo 2 consta uma revisão bibliográfica sobre barragens de enrocamento, com breve histórico, seções-tipo usuais, características dos materiais, comportamento esperado nas diversas fases da obra e principais instrumentos utilizados na instrumentação.

No capítulo 3 aborda-se a instrumentação geotécnica de barragens, seu surgimento e aperfeiçoamento ao longo dos anos. São resumidos os critérios fundamentais para a seleção de equipamentos e a frequência de leituras recomendada nos programas de instrumentação de grandes obras.

O capítulo 4 trata especificamente dos instrumentos de auscultação de barragens, abordando os princípios básicos de funcionamento e aprofundando o detalhamento dos medidores de deslocamentos em barragens de enrocamento. São apontadas as vantagens e limitações dos diversos tipos de medidores, assim como os principais passos da metodologia de instalação e leitura. Faz-se menção especial aos medidores hidrostáticos de recalque e aos extensômetros de hastes múltiplas, que serão tratados em detalhes no próximo capítulo.

O capítulo 5 descreve os dois protótipos desenvolvidos no Laboratório de Engenharia Civil de Furnas, em Aparecida de Goiânia. O primeiro protótipo é de um medidor hidrostático de recalques, com tubulações em polietileno configuradas em duas montagens: a primeira com 380 m de comprimento e a segunda com 50 m de comprimento. O segundo protótipo é o de um extensômetro de hastes múltiplas. Descreve-se as principais características de projeto dos dois medidores, a metodologia para execução dos ensaios e obtenção de leituras, e a simulação de situações reais de campo.

O capítulo 6 reúne as principais conclusões do trabalho e apresenta sugestões para pesquisas futuras sobre o tema.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Barragens de Enrocamento

2. REVISÃO SOBRE BARRAGENS DE ENROCAMENTO

2.1. Enrocamento

Ao longo dos anos, a definição de enrocamento sofreu alterações, devido ao acúmulo de experiência e de novas exigências construtivas. Como exemplo desta evolução, cita-se o fato de que, nas primeiras barragens construídas com esta técnica, o enrocamento era simplesmente lançado. Atualmente, os aterros de enrocamento são em geral compactados com rolos vibratórios, visando uma maior densidade e, em consequência, maiores valores de rigidez e resistência do maciço. A seguir, algumas definições clássicas são apresentadas em ordem cronológica.

Terzaghi e Peck (1967) classificaram o enrocamento como um material fragmentado, derivado de rocha sã com partículas pesando entre 13kg e 18t.

Enrocamentos são materiais que, quando submetidos a uma variação de tensões, sofrem transformações estruturais devidas a deslocamentos, rotação e quebra de partículas. Para ter em conta essas variações e sua influência nas características de deformação e resistência, é necessário estudar a distribuição das forças de contato e os fundamentos da quebra de partículas (Marsal, 1973).

Atualmente, a definição da granulometria de um enrocamento está ligada à espessura da camada lançada. O diâmetro máximo é função da espessura, variando de 75% até 100% da altura total da camada (Materon, 1983).

É importante ressaltar que a permeabilidade de uma camada de enrocamento compactado não deve ser inferior a 10^{-3} cm/s, de forma a garantir o não desenvolvimento de excessos de poropressões (Albuquerque Junior, 1993).

Barragens de Enrocamento

A deformabilidade dos enrocamentos varia com o nível de tensões aplicada, mas também com o tipo de rocha, distribuição granulométrica, forma dos blocos. Albuquerque Júnior (1993), com base em trabalho de Materon (1983) relaciona uma série de fatores que interferem direta ou indiretamente na compressibilidade de enrocamentos, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 - Fatores que influenciam características geomecânicas de enrocamentos
(Albuquerque Jr, 1993 – com modificações).

Fatores	Observações
Granulometria	Maior uniformidade aumenta a compressibilidade
Índice de Vazios	Maior densidade diminui a compressibilidade
Forma das partículas	Partículas angulares sofrem maior fraturamento
Molhagem	Água aumenta a compressibilidade
Resistência dos grãos	Menor fraturamento aumenta a resistência
Tamanho e textura	Tamanho maior causa mais fraturamento
Tipo de carregamento	Menor compressão sob deformação plana
Grau de alteração	Enrocamento alterado sofre mais fraturamento
Mineralogia	Afeta o coeficiente de atrito
Velocidade de carregamento	Não tem influência significativa.

Posteriormente, será abordada a relação da instrumentação com as medidas de deslocamento em barragens de enrocamento e sua influência na determinação do módulo de deformabilidade do material.

2.2. Barragens de Enrocamento

Construir barragens de enrocamento torna-se uma iniciativa atrativa em locais onde a quantidade de solos finos, apropriados para maciços impermeáveis, é insuficiente. A existência de grandes volumes de escavações obrigatórias em rocha e a necessidade de se garantir a conclusão da obra dentro de um cronograma que independa das condições de clima e precipitação também são motivos para a escolha deste tipo de barragem.

Barragens de Enrocamento

Segundo Davis e Sorensen (1974), um maciço de enrocamento foi utilizado pela primeira vez como elemento principal de uma barragem em Serra Nevada, Califórnia. Era o período de mineração do ouro, no século XIX. Naquela região havia rocha em abundância e os mineradores estavam habituados ao uso de explosivos. A associação destes e de outros fatores viabilizou a construção da primeira barragem de enrocamento.

Na primeira metade do século XX, várias barragens foram construídas com enrocamento, sendo que algumas apresentaram desempenho insatisfatório. Isto foi devido à ocorrência de vazões excessivas e de grandes deformações após o período de construção. Suspeitava-se que os problemas eram relacionados ao período de enchimento do reservatório, quando ocorria a lubrificação do contato entre blocos de rocha, e conseqüente redução de atrito. Terzaghi (1960) provou que a molhagem não influenciava a redução do ângulo de atrito, mas podia provocar perda de resistência dos blocos da rocha, ocasionando quebra dos grãos.

A partir desta descoberta, Terzaghi sugeriu a molhagem inicial dos maciços de enrocamento. Este procedimento acentuou o esmagamento dos grãos, devido ao enfraquecimento dos contatos dos blocos, diminuindo os recalques subseqüentes. O efeito da água depende sobretudo da mineralogia e do estado de alteração do material. Com estes estudos, ficou comprovado que a molhagem aumenta a compressão do maciço de enrocamento.

Com o advento de ensaios com amostras de grandes dimensões, já na década de 60, foi possível estudar mais profundamente o comportamento mecânico dos enrocamentos. Neste período, foi introduzida a técnica de compactação com vibração e molhagem, associada a melhoria do desempenho das barragens construídas com o material.

Como uma constatação do marcante avanço tecnológico, vale citar que, até o final do século XIX, havia apenas oito barragens de enrocamento construídas com mais de 30 metros de altura. Em 1940, já havia registros de barragens com altura variando entre 60 e 90 metros. Nos anos 50, foram construídas barragens com até 135 metros de altura.

Barragens de Enrocamento

Cooke (1984) propôs uma divisão histórica do desenvolvimento de barragens de enrocamento em três períodos.

O período inicial (1850-1940) é representado pela utilização de aterros constituídos de enrocamento lançado, sem densificação. Nesta fase, as barragens de enrocamento eram divididas em 3 partes estruturais fundamentais: corpo do enrocamento lançado, colchão de cascalho e face impermeável a montante, apoiada no colchão. A estrutura responsável pelo desempenho da barragem era o colchão de pedra arrumada manualmente, que possibilitava a distribuição de tensões na cortina. As fundações eram constituídas por uma parede diafragma a montante, conectada com a face impermeável. A junta de conexão possuía certa flexibilidade para suportar os recalques sofridos pela face sem causar fissuramento e infiltrações

As seções transversais dessas barragens eram bem diferentes das atuais. O colchão de pedras arrumadas, a parede diafragma e principalmente as inclinações dos paramentos de enrocamento lançado são mostrados na Figura 1. Pode-se estimar em 60° o ângulo de repouso do material lançado. As maiores mudanças ocorreram nos taludes de montante, de jusante e na espessura do muro de pedra arrumada.

O período de transição (1940-1965) é caracterizado por uma experimentação agressiva, através do emprego de técnicas inovadoras de projeto e construção. A eficiência do método de compactação do enrocamento ficou definitivamente comprovada neste período. O conceito de Barragem de Enrocamento mudou: até 1960 eram definidas como “Barragens compostas de blocos de rocha lançados ou compactados em camadas” (Cooke, 1960). Após 1965 a definição se transformou em: “Barragens compostas de blocos de rocha compactados em camadas de no máximo 2,0 metros de espessura” (Cooke, 1984).

No período recente, de 1965 até a presente data, vem crescendo o número de barragens de enrocamento de grandes alturas, situadas em locais de difícil acesso. Os projetos tornaram-se mais refinados, mesmo guardando certa padronização.

Barragens de Enrocamento

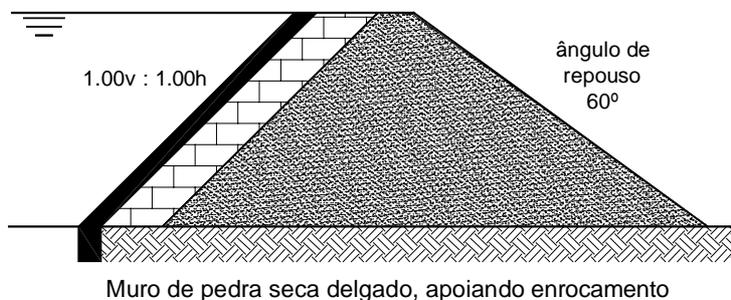
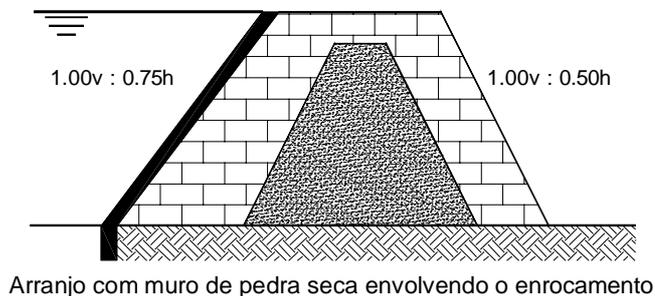


Figura 1 - Seções transversais das barragens de enrocamento no período inicial.

2.3. Seções Transversais Típicas

Barragens de enrocamento precisam sempre de um elemento de vedação, pois a permeabilidade do enrocamento é muito elevada. O elemento de vedação define o tipo de barragem, conforme a classificação a seguir:

Barragens de Enrocamento

2.3.1. Barragens de Enrocamento com vedação a montante (BEVM)

Caracterizada por um aterro constituído exclusivamente de enrocamento, onde o elemento impermeável situa-se na superfície do paramento de montante, conforme ilustrado na Figura 2. O elemento vedante pode ser constituído de concreto, aço, material sintético, madeira ou betume.

A principal preocupação no projeto de uma barragem com paramento a montante é tornar o enrocamento relativamente deformável, compatível com as lajes de concreto rígidas da face, para que as juntas sejam capazes de absorver as deformações do enrocamento sem provocar vazamentos (Pinto, 1991).

Dentre as BEVM, a seção típica mais conhecida que se enquadra nesta classificação é a barragem de enrocamento com face de concreto (BEFC). Segundo Cruz (1996), a solução mais promissora para as BEFC é a que apresenta enrocamento compactado com uma face “delgada” de placas de concreto armado, com juntas somente no sentido longitudinal (as juntas horizontais, quando existem, são apenas de caráter construtivo), apoiadas sobre uma face compactada de material granular “fino” (cascalho), por vezes tratado com emulsão asfáltica. Para as BEFC, em geral, o enrocamento é compactado em camadas de menor espessura no lado de montante do que no lado de jusante.

A consequência destas especificações construtivas é a de se construir um maciço de enrocamento, com permeabilidade crescente de montante para jusante. Dessa forma, sempre que houver vazamento nas lajes, o fluxo será facilmente absorvido pela seqüência de regiões de enrocamento com permeabilidade crescente.

As placas de concreto na base de uma barragem com face de concreto são interligadas ao plinto, por juntas especiais que permitem a rotação das placas. O plinto se apoia em rocha, que recebe tratamento igual ao usado para as fundações de estruturas de concreto. A rocha de fundação também precisa ser tratada para o controle de fluxo. O plinto se desenvolve em toda a borda inferior da face de concreto. A junta perimetral envolve uma seqüência de “linhas de defesa” contra a infiltração.

Barragens de Enrocamento

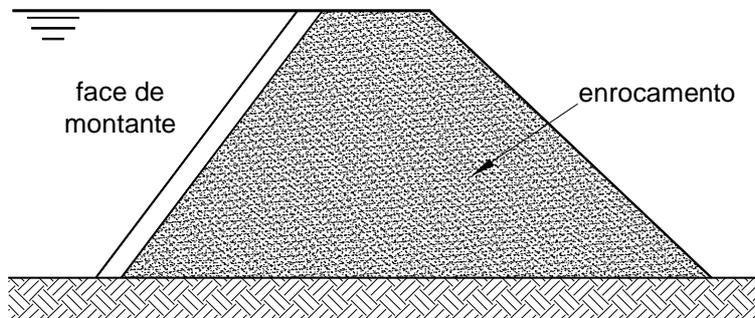


Figura 2 - Seção transversal esquemática de BEVM.

Em 1980 o Brasil alcançou o recorde mundial em altura de barragem com face de concreto (160 metros), após a conclusão da UHE Bento Munhoz da Rocha Netto, anteriormente denominada de Foz do Areia (COPEL), no Rio Iguaçu, estado do Paraná. A Figura 3 mostra detalhes da face de concreto desta barragem.

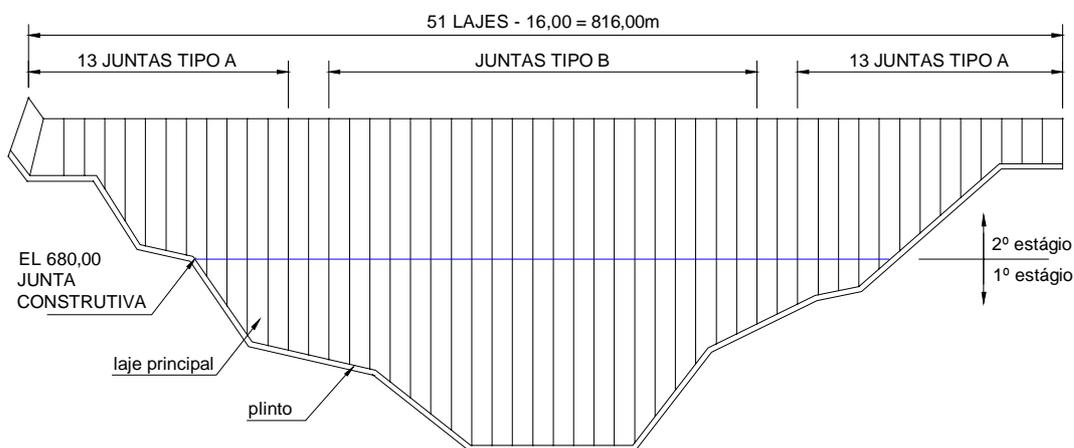


Figura 3 - Face de concreto da barragem de Foz do Areia (Cruz, 1996).

O emprego de rolos vibratórios pesados e a execução de camadas de lançamento mais delgadas são recomendados para a área de montante da barragem, com o objetivo de reduzir as deformações do enrocamento na fase construtiva e principalmente na fase de enchimento do reservatório.

Barragens de Enrocamento

Além disso, pode-se proceder a um zoneamento interno da barragem, procurando utilizar ao máximo as escavações de caráter obrigatório, sem prejuízo dos requisitos necessários ao controle das deformações e à garantia de uma elevada resistência ao cisalhamento.

Na área de jusante as camadas de lançamento podem ser ampliadas, mantendo-se o mesmo número de passadas do rolo vibratório. O emprego de água é recomendado para acelerar os recalques. Na Figura 4 estão indicados os procedimentos adotados na barragem de Foz do Areia. Na Tabela 2 descreve-se os materiais utilizados e o método executivo do enrocamento desta barragem.

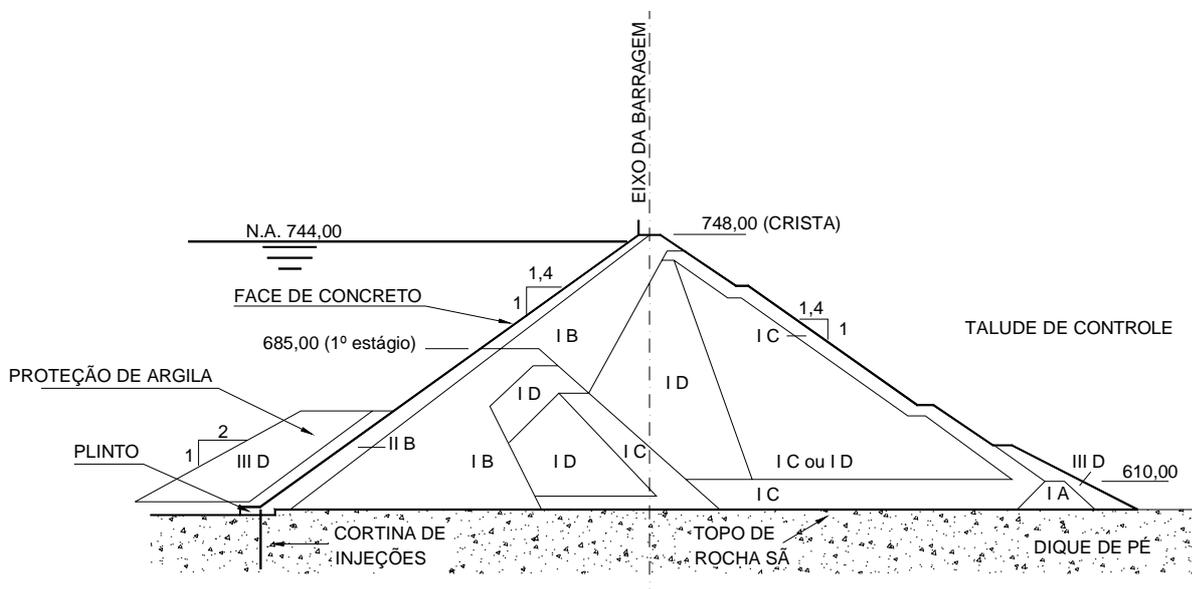


Figura 4 - Seção transversal típica da Barragem de Foz do Areia (Cruz, 1996).

Barragens de Enrocamento

Tabela 2 - Materiais da seção transversal da Barragem de Foz do Areia (Cruz, 1996).

MATERIAL	CLASSIFICAÇÃO	ZONA	MÉTODO EXECUTIVO	COMPACTAÇÃO
Enrocamento I	Basalto maciço	I A	Lançado	-
		I B	Compactado em camadas de 0,80m	4 passadas de rolo vibratório, w=25%
	Basalto maciço intercalado com brecha basáltica	I C	Compactado em camadas de 1,60m	4 passadas de rolo vibratório, w=25%
		I D	Compactado em camadas de 0,80m	4 passadas de rolo vibratório, w=25%
	Rocha selecionada	I E	Rocha lançada	-
Transição II	Brita de basalto são	II B	Bem graduada, compactada em camadas de 0,40m	Camadas: 4 passadas de rolo vibratório Face: 6 passadas de rolo vibratório
Aterro impermeável III	Solo impermeável	III D	Tamanho máximo $\frac{3}{4}$ ", compactado em camadas de 0,30m	Rolo pneumático ou equipamento de construção

2.3.2. Barragem de enrocamento com vedação central (BEVC)

O elemento de vedação é interno, geralmente de solo argiloso compactado. Este elemento também pode ser constituído de aço, concreto ou betume, conforme Figura 5.

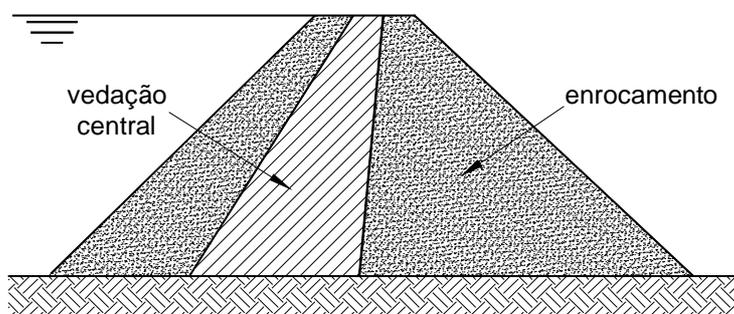


Figura 5 - Seção Transversal esquemática de BEVC.

Barragens de Enrocamento

A seção clássica que caracteriza esta técnica construtiva é a barragem de enrocamento com núcleo argiloso (BENA). Barragens deste tipo são construídas em locais onde as escavações fornecem grandes volumes de rocha e apresentam áreas de empréstimo de terra com volume suficiente para a construção de um núcleo impermeável, geralmente delgado.

Growdon (1960) cita que a primeira BEVC com núcleo inclinado construída no mundo foi a barragem de Nantahala, na Carolina do Norte, Estados Unidos, concluída em 1941. No Brasil a barragem Eng^o Francisco Saboya, de seção semelhante à Nantahala, foi concluída em 1958, sendo portanto a primeira barragem deste tipo construída no Brasil e uma das primeiras do mundo. A seção típica desta barragem é exibida na Figura 6. Outra peculiaridade desta barragem é a proximidade do núcleo central em relação à face de montante.

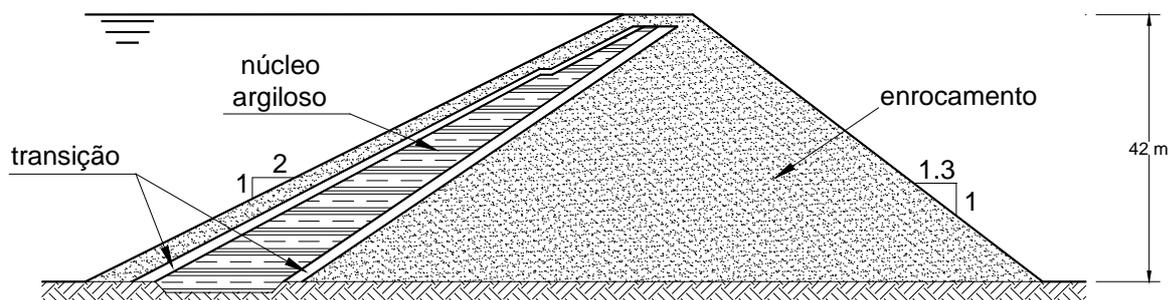


Figura 6 - Seção típica da Barragem Francisco Saboya, PE, Brasil.

Uma barragem com núcleo central impermeável, de grande importância no Brasil é a da UHE Serra da Mesa, parte integrante do aproveitamento Hidrelétrico de São Félix, no Rio Tocantins, Estado de Goiás, da qual se exhibe a seção típica na Figura 7.

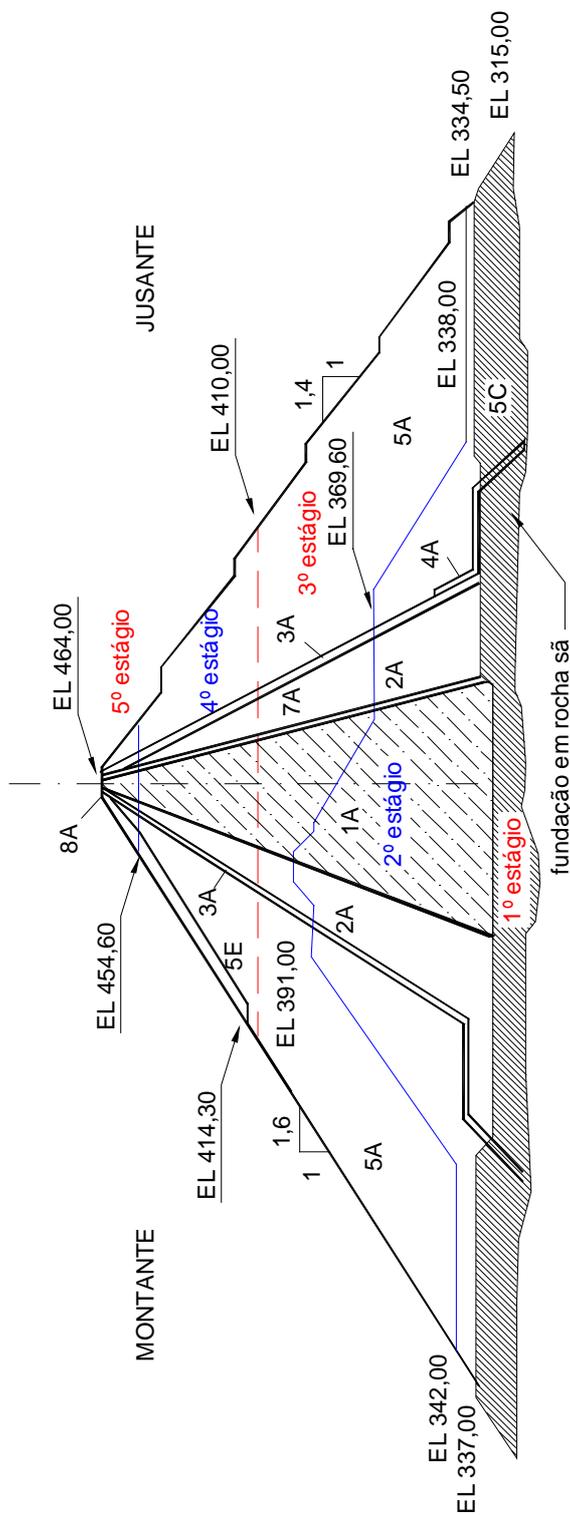


Figura 7 - Seção transversal típica da Barragem de Serra da Mesa (Castro, 1996).

Barragens de Enrocamento

De acordo com Castro (1996), o núcleo impermeável de Serra da Mesa foi construído em cinco estágios. O primeiro com solo argiloso coluvionar, com grau de compactação de 99,0% e desvio de umidade de $-0,2\%$, ambos em termos médios e em relação ao proctor normal. A compactação neste período foi imposta através de 08 passadas de rolo pé-de-carneiro com pata tipo tamping e 17t de peso nos tambores. A espessura média da camada após a compactação foi de 12,0cm. Os demais estágios construídos utilizaram grau de compactação de 100% e desvio de umidade de 0,8% respectivamente. Para a compactação do núcleo foram utilizadas de 10 a 12 passadas do mesmo rolo compactador do primeiro estágio. A espessura média da camada compactada foi de 12,5cm.

Para os espaldares do enrocamento foram utilizados materiais das escavações obrigatórias, constituídos de rocha granito-gnáissica. A compactação do enrocamento foi realizada através de 6 passagens de rolo liso vibratório CA-35 Dynapac, com 8,3 t de peso estático sob o tambor. As camadas tiveram espessuras de 1,0m, tanto a jusante quanto a montante. Os parâmetros de resistência do enrocamento no projeto foram $c'=0$ e $\phi' \cong 48^\circ$ a 51° , em função da tensão confinante. O peso específico aparente adotado foi $21,6\text{kN/m}^3$.

2.4. Instrumentação de Barragens de Enrocamento

Cooke (1984) enfatiza que os projetos de barragens de enrocamento devem ser sempre fundamentados em experiências anteriores e na observação de obras já construídas e em operação. Isto significa que um dos tópicos mais importantes, no que se refere a barragens de enrocamento, diz respeito à instrumentação adequada da mesma.

A análise do comportamento de barragens de enrocamento em operação, com base na instrumentação, torna-se fundamental para um conhecimento mais abrangente deste material, uma vez que a simulação em laboratório das solicitações de campo em corpos de prova de grandes dimensões é extremamente difícil de ser realizada.

Um projeto de instrumentação em Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFC) objetiva em geral a medição dos deslocamentos verticais e

Barragens de Enrocamento

horizontais em pontos no interior e na periferia do maciço de enrocamento, conforme ilustra a Figura 8. Adicionalmente, são também considerados medidores de vazão e alguns instrumentos para medidas de temperatura. Não é necessário utilizar piezômetros, pois o maciço não gera excesso de poropressões (Oliveira e Sayão, 2004).

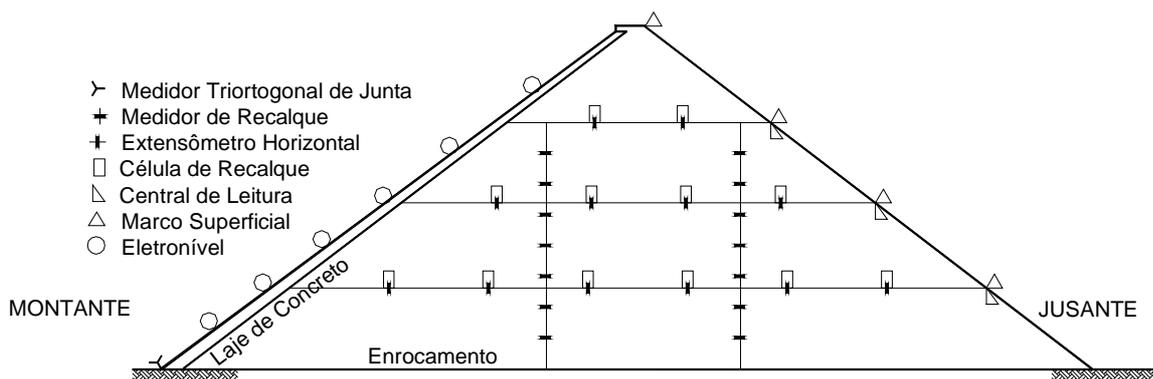


Figura 8 - Esquema de uma seção instrumentada de BEFC (Oliveira e Sayão, 2004).

Para este modelo de projeto, os deslocamentos observados na barragem dependem da sua altura e do valor do módulo de deformabilidade do enrocamento. A carga é o resultado do peso da barragem e da pressão hidráulica na face. O recalque resultante deve-se essencialmente à ruptura dos blocos de rocha nos seus pontos de contato e à acomodação de suas partículas. A intensidade do recalque é relativamente elevada imediatamente após a aplicação da carga, reduzindo-se gradualmente com o tempo. Recalques totais podem ser assumidos como proporcionais ao quadrado da altura da barragem e inversamente proporcionais ao módulo de deformabilidade. Quanto maior o módulo, melhor graduada e são a rocha, e menor o índice de vazios resultante do aterro compactado.

Nas Barragens de Enrocamento com Núcleo Argiloso (BENA) são também utilizados medidores de deslocamento, tanto no núcleo quanto nas abas de enrocamento, como indicado na Figura 9. Neste tipo de barragem, é altamente recomendável a instalação de medidores de poropressão (piezômetros) em pontos do núcleo e da fundação. Além destes, são ainda consideradas as células de tensão total e os medidores de vazão (Oliveira e Sayão, 2004).

Barragens de Enrocamento

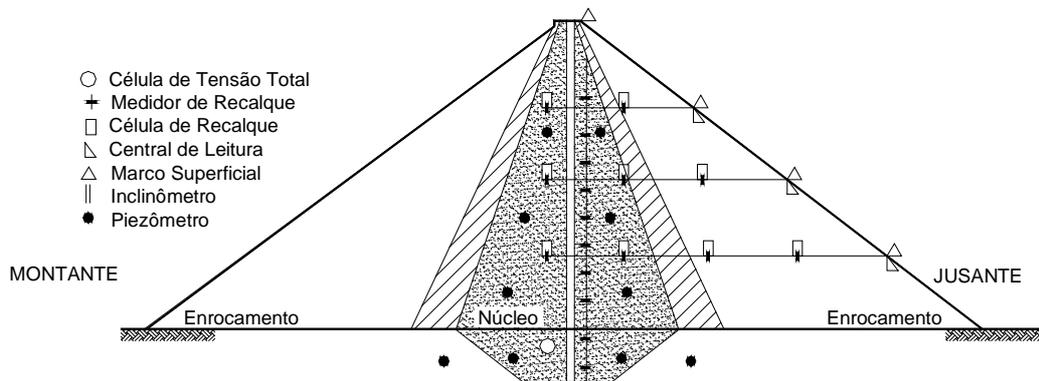


Figura 9 - Esquema de uma seção instrumentada de BENA (Oliveira e Sayão, 2004).

2.5. Compressibilidade de Enrocamentos

Dados obtidos de instrumentação de barragens, durante o período de alteamento, indicam valores do módulo de deformabilidade vertical variando de 27 a 128 MPa, em função de características tais como a natureza da matriz rochosa, a granulometria do enrocamento, a espessura das camadas, o grau de compactação (Cooke, 1990). Foram ainda observados valores em torno de 15 MPa para o enrocamento de Foz do Areia (Pinto et al., 1982).

Cooke (1984) cita que o módulo de deformabilidade de enrocamentos é usado como base para avaliação do comportamento de barragens constituídas por este material. Usando o valor de $22,3 \text{ kN/m}^3$ como correspondente à densidade média do enrocamento da barragem de Shiroro (Nigéria), Bodtman e Wyatt (1985) estimaram o módulo secante de deformabilidade, através da formulação empírica:

$$E(\text{MPa}) = \frac{22,26 \cdot (9,806) \cdot h}{1000 \cdot \left(\frac{S}{d}\right)} = 0,0218 \cdot \frac{hd}{S} \quad (1)$$

onde:

E é o módulo de deformabilidade, em kPa;

h é a altura de material disposto acima de um determinado nível do aterro, em metros;

d é a profundidade de material abaixo do nível considerado, em metros;

S é o valor do recalque medido, em metros.

Barragens de Enrocamento

Deve-se notar que o valor de S da equação (1) é obtido através da instrumentação de campo, comprovando a importância da instrumentação na definição dos parâmetros geotécnicos do enrocamento.

Os valores de E obtidos a partir das leituras logo após o início do enchimento do reservatório variaram de 55 a 103 MPa. Os menores valores foram, em geral, obtidos nos níveis mais baixos do aterro, contradizendo a expectativa natural de que o módulo de enrocamento compactado aumentaria com o confinamento. Entretanto convém notar que uma tendência de comportamento similar ao encontrado no material da barragem de Shiroro foi previsto por FUMAGALLI (1969), a partir de ensaios com o modelo reduzido de uma barragem de enrocamento, construída em um vale de forma trapezoidal.

Pinto et al. (1982) atribuem o valor baixo do módulo de deformabilidade da barragem de Foz do Areia à granulometria desfavorável, mais uniforme, do enrocamento, em comparação à do material das barragens de Cethana (Tasmania, 110 m de altura) e Alto Anchicaya (Colombia, 140 m de altura). Além disso, a barragem de Foz do Areia está assentada em um vale aberto. A forma do vale pode influenciar de maneira considerável o módulo de deformabilidade de um enrocamento compactado, devido à redistribuição de carga por arqueamento para as ombreiras, nas seções próximas a essas extremidades.

2.6. Instrumentação da Barragem de Foz do Areia

A deformação interna do enrocamento de Foz do Areia, estudada por Marques Filho et al. (1985), foi monitorada através de células hidrostáticas de recalque, denominadas como “Caixas Suecas”. Foram instrumentadas duas seções (13+20,00 e 14+20,00), que forneceram resultados semelhantes. A Figura 10 apresenta a configuração da instrumentação na seção 13+20,00 m.

A distribuição das células hidrostáticas foi planejada para atender aos dois estágios da construção do enrocamento. Outras células foram locadas sob a mesma vertical, para definir o módulo de compressibilidade das camadas entre as células. Em alguns pontos de medição foram instaladas duas células adjacentes para efetuar a conferência das leituras.

Barragens de Enrocamento

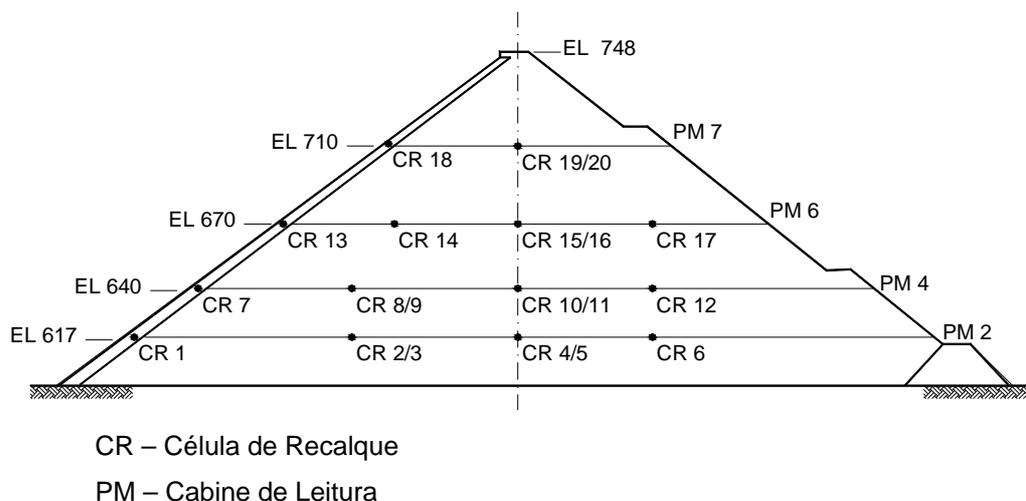


Figura 10 - Localização das células de recalque na seção 13+20,00 da Barragem de Foz do Areia (Marques Filho et al., 1985).

Recalques, curvas tensão-deformação, módulo de compressibilidade e outros parâmetros representativos foram analisados em diferentes estágios da evolução da barragem.

Nestes cálculos, o efeito da posição relativa de cada célula foi corrigido, possibilitando a determinação de tensões verticais utilizando-se dos coeficientes fornecidos por Poulos e Davis, (1973), admitindo-se comportamento homogêneo e elástico do enrocamento.

Tanto o recalque total (considerando a espessura total da camada de enrocamento) quanto o recalque das camadas entre as células (considerando deslocamentos verticais das camadas entre duas células superpostas) foram analisados.

Para o recalque das camadas entre células, os valores representativos foram computados considerando forças verticais aplicadas no ponto médio da espessura da camada, segundo recomendações de Mello (1979). O padrão de recalque observado no final da construção é mostrado na Figura 11.

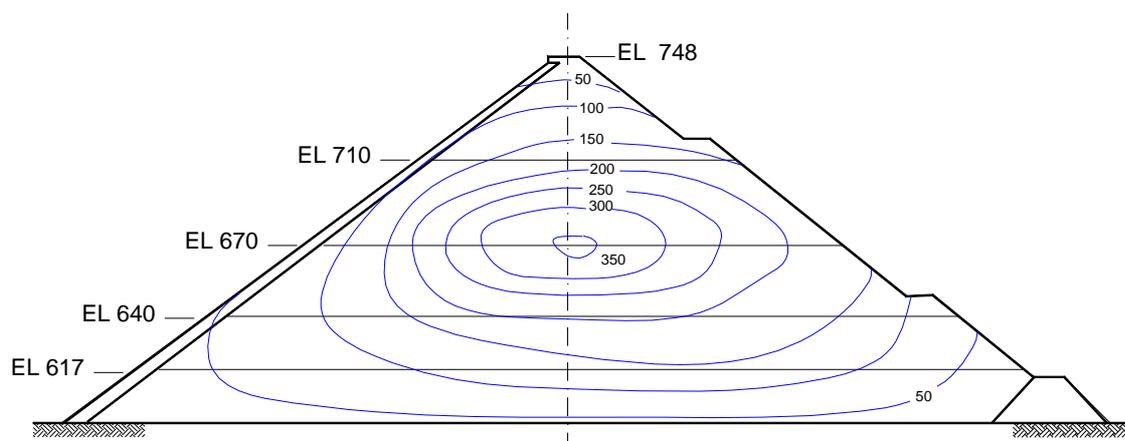


Figura 11 - Curvas de recalque equivalente (em centímetros), antes do enchimento
(Marques Filho et al., 1985).

O valor máximo de 358,0 cm, medido no centro do aterro, comparado aos 45,0 cm da barragem de Cethana e aos 63,0 cm da barragem de Alto Anchicaya, fornece uma boa referência da grande deformabilidade do enrocamento de Foz do Areia.

A Figura 12 mostra o módulo secante para o período final de construção. Os valores são uma média dos resultados nas duas seções instrumentadas. Tanto os módulos referentes aos recalques totais quanto os referentes ao recalque entre células estão representados. A tendência predominante é de um padrão irregular de valores maiores nas células centrais e inferiores, e valores menores nas células exteriores e superiores. Este comportamento refere-se à melhor compactação do enrocamento na metade superior da barragem.

Curvas tensão-deformação para um número limitado de células, considerado representativo dos vários tipos de enrocamento, são mostradas nas Figuras 13 e 14. As curvas foram traçadas por interpolação gráfica, pois os gráficos originais traçados por computador tornaram-se irregulares, devido ao complexo esquema de construção da barragem.

Barragens de Enrocamento

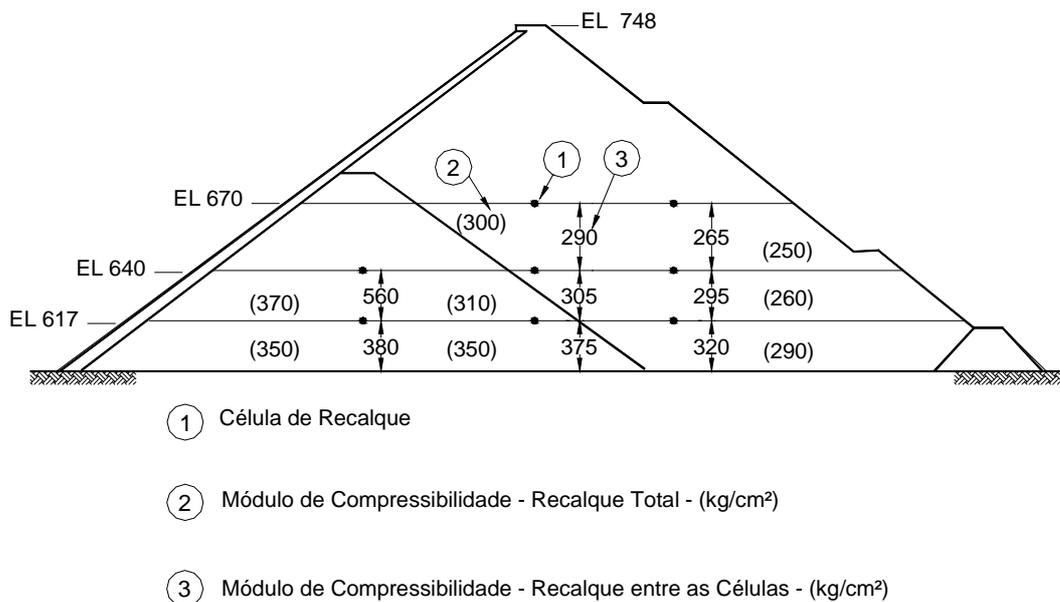


Figura 12 - Módulo de compressibilidade antes do enchimento do reservatório (Marques Filho et al., 1985).

Estes resultados confirmam as propriedades tensão-deformação não-lineares dos materiais de enrocamento, mais evidente para células externas e um pouco menor para células locadas no eixo da barragem. Para o módulo secante o comportamento é semelhante, com as células centrais e inferiores repetindo a tendência de valores maiores.

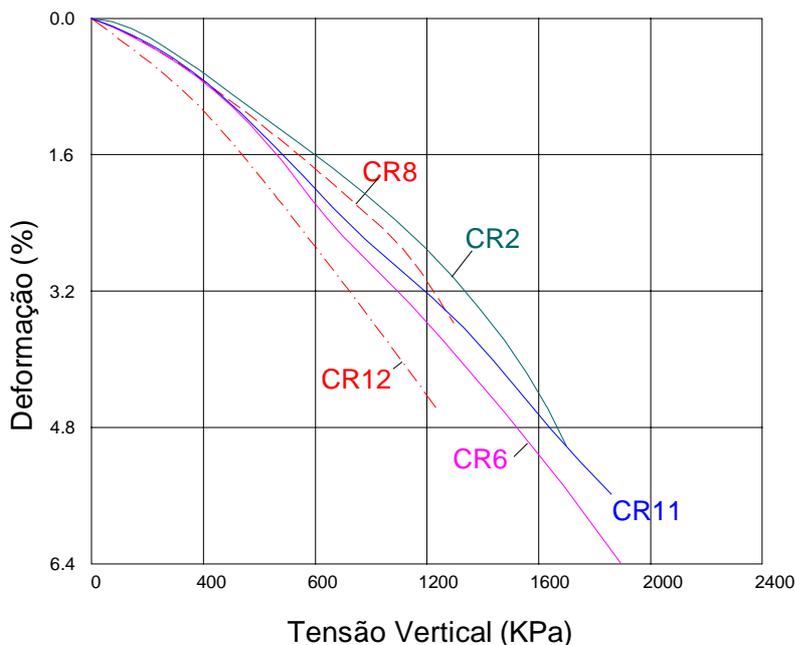


Figura 13 - Recalques totais - Curvas tensão x deformação para o período de construção (Marques Filho et al., 1985).

Barragens de Enrocamento

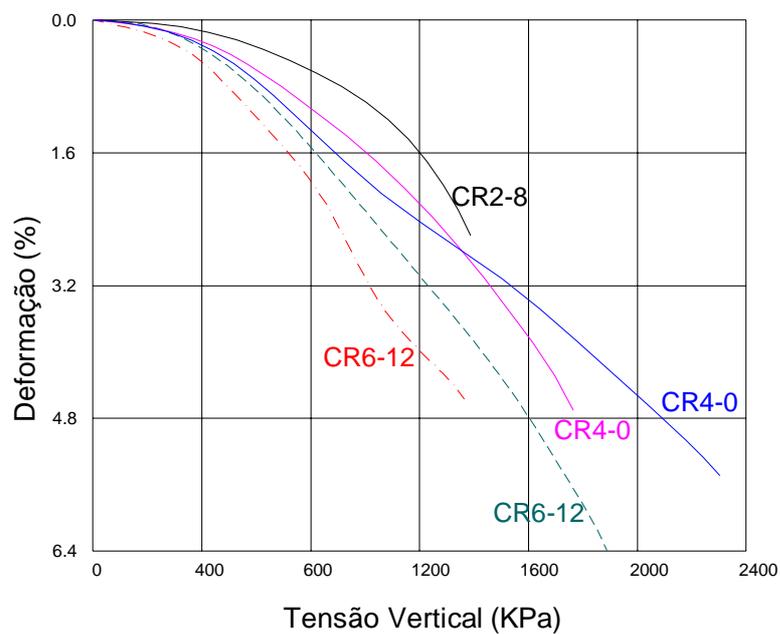


Figura 14 - Recalques entre células - Curvas tensão x deformação para o período de construção (Marques Filho et al., 1985).

3. INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS

3. INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS

3.1. Definição e Histórico

As primeiras aplicações de instrumentação em obras geotécnicas de grande porte ocorreram entre 1930 e 1940. Durante os primeiros 50 anos de atividades de instrumentação, constatou-se um desenvolvimento acelerado. Nos primeiros anos, predominaram instrumentos simples, mecânicos e hidráulicos. Com o avanço tecnológico das décadas seguintes, surgiram instrumentos mais sofisticados, como transdutores pneumáticos e elétricos. Ao final do século XX, registrou-se o aparecimento de sistemas automatizados de aquisição de dados (ADAS - *Automated Data Acquisition System*), alguns dos quais utilizam satélites espaciais para transmissões dos dados (U.S. Army Corps of Engineers, 1995).

Segundo Dunicliff (1988), a instrumentação geotécnica envolve a união das capacidades dos instrumentos de medida e das capacidades das pessoas. A prática da instrumentação não se restringe apenas à seleção de instrumentos, sendo na verdade um processo que começa com a definição do objetivo e termina com a análise rigorosa dos dados coletados. Cada passo neste processo é relevante para o sucesso do programa de instrumentação.

Dunicliff (1988) classifica os instrumentos de medida em duas categorias, dependendo da finalidade:

a) Instrumentos usados para determinar as propriedades de solos e rochas *in situ*: medem parâmetros geotécnicos como resistência, compressibilidade e permeabilidade, sendo usados normalmente durante a fase de projeto das obras (ex. piezocone, palheta, pressiômetro).

b) Instrumentos usados para monitorar o comportamento da obra durante construção/operação: podem envolver medidas de pressão da água subterrânea, tensão total, deformação e/ou carregamento aplicado (ex. piezômetros, células de carga, extensômetros, inclinômetros).

Como o presente trabalho visa abordar a medição de deslocamentos em barragens de enrocamento, considera-se apenas a segunda categoria de instrumentos citada.

Torna-se oportuno distinguir a “instrumentação” dos “ensaios de campo”, uma vez que ambos medem grandezas. Enquanto na instrumentação observa-se e medem-se os eventos conforme ocorrem naturalmente no campo, os ensaios correspondem à medição de eventos propositadamente provocados (Kanji, 1990).

Uma leitura cuidadosa dos anais do II Simpósio sobre Instrumentação de Barragens (CBDB, 1996) permite considerar que a instrumentação de barragens de terra no Brasil passou a existir, de maneira efetiva e criteriosa, somente a partir do final da década de 50 e início de 60. Nesta época, foram instrumentadas as barragens de Santa Branca (Light), Euclides da Cunha, Limoeiro e Graminha (CESP) e Três Marias (CEMIG). A instrumentação utilizada nestas barragens consistia basicamente da instalação de medidores de recalque de placa (única) na superfície da fundação, medidores de vazão do sistema de drenagem e piezômetros instalados no maciço e na parte mais superficial da fundação, refletindo desta forma a preocupação básica da época, que era com as poropressões durante o período construtivo.

No final da década de 60, os medidores de recalque passaram a ser do tipo USBR ou telescópico (IPT), possibilitando a observação do recalque em vários pontos, tanto no interior da fundação quanto do aterro compactado (CBDB, 1996).

No início da década de 70, merecem destaque a instrumentação da Barragem de Ilha Solteira, onde foram utilizados aparelhos de diversos fabricantes, muitos deles instalados lado a lado para verificar seus desempenhos, tais como: piezômetros (Casagrande, Maihak, Warlam, Silva e

Carlson), células de pressão total (Gloetzi e Carlson), medidores de recalque (USBR, KM, IPT) e inclinômetros (SINCO).

Este trabalho foi um marco na instrumentação nacional, pois possibilitou descartar o emprego de instrumentos cujo desempenho se mostrava deficiente. As atenções passaram a ser concentradas em outros aspectos relevantes do comportamento das barragens de terra, quais sejam: recalques diferenciais, deslocamentos horizontais concentrados em camadas de baixa resistência, zonas tracionadas no interior do maciço compactado, interação entre o núcleo, as abas de enrocamento, interface solo-concreto, possibilidade de "*pipping*" pela fundação, etc. (CBDB, 1996).

A década de 70 teve como uma de suas principais características as dificuldades para importação de instrumentos, o que resultou em grande incentivo ao desenvolvimento de instrumentos de procedência nacional. Nesta área, destacaram-se o Laboratório Central de Engenharia Civil da CESP, em Ilha Solteira, e a Divisão de Engenharia Civil do IPT, em São Paulo.

Na Tabela 3 apresenta-se de forma resumida as características da instrumentação de barragens de terra e enrocamento no Brasil, nas últimas décadas.

3.2. Conceitos Básicos em Instrumentação

Entre as principais características dos equipamentos de instrumentação, pode-se citar:

a) Sensibilidade: capacidade do instrumento de acusar as variações iniciais da grandeza que está sendo medida, e não somente quando uma variação significativa já ocorreu;

b) Acurácia: aproximação dos valores medidos ao valor real da grandeza, podendo ser considerado sinônimo de grau de correção. A acurácia de um instrumento é avaliada durante sua calibração, quando o valor medido pelo instrumento é comparado a um valor padrão conhecido. É usual expressar a acurácia como uma faixa centrada no valor zero. Uma acurácia de $\pm 1\text{mm}$ significa que o valor medido difere no máximo 1mm do valor real;

Tabela 3 - Evolução da Instrumentação em Barragens de Terra-Enrocamento no Brasil.

Década	Principais características da Instrumentação
Até 1920	Instrumentação praticamente inexistente.
1920 e 1930	Observação eventual de subpressões, vazões de drenagem e deslocamentos superficiais.
1940 e 1950	Medições de pressão neutra e de deformação, porém com instrumentos de pouca confiabilidade.
1960	Primeiras obras com medição de deslocamentos horizontais com inclinômetros e com instalação de células de pressão total em aterros.
1970	Medições de tensão e deformação. Os instrumentos de medição ganham confiabilidade. O método dos elementos finitos passa a ser aplicado em análises paramétricas de projeto e na análise dos dados.
1980	Desenvolvimento de instrumentos nacionais, exceção feita aos inclinômetros e piezômetros de corda vibrante. Início da aplicação generalizada dos recursos da informática para projeto e análise.
1990	Aperfeiçoamento dos instrumentos de medição e informatização das fases de coleta, transmissão, processamento e análise dos dados. Automatização da instrumentação de algumas barragens.
2000	Aperfeiçoamento das técnicas de medição. Aquisição remota de dados, com uso de satélites espaciais.

c) Precisão: aproximação de cada número do seu valor aritmético. A precisão pode ser considerada sinônimo de *reprodutibilidade* e de *repetibilidade*. Também é comum expressar a precisão através do sinal \pm ;

A diferença entre acurácia e precisão está ilustrada na Figura 15. O centro do alvo representa o valor real. No caso A, a medida é precisa, mas não acurada. No caso B, a medida não tem precisão mas, se forem feitas leituras suficientes, a média será acurada. No caso C, a medida é tanto precisa quanto acurada.

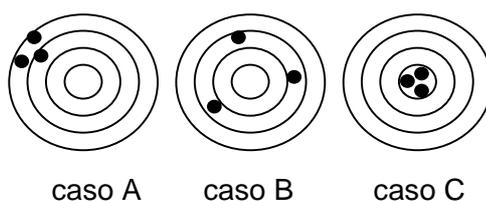


Figura 15 - Comparação entre acurácia e precisão (Dunncliff, 1988).

d) Curso: significa a extensão da faixa de valores que pode ser medida; alguns medidores precisam ser “zerados” periodicamente, por não oferecerem o curso adequado ao valor total a ser medido ou registrado. O inconveniente da “zeragem” está na possibilidade de perder-se o registro de algumas operações e na necessidade de correção dos valores medidos, levando a eventuais erros nas grandezas medidas;

e) Robustez: o equipamento de instrumentação geotécnica deve ser robusto o bastante para resistir ao transporte, montagem, manuseio e instalação na obra;

f) Durabilidade: a vida do instrumento deve ser no mínimo igual ao do período de vida útil da obra, devendo ser resistente à corrosão e a outros fatores de deterioração, tais como umidade e variações de temperatura;

g) Confiabilidade: esta característica depende de praticamente todos os fatores acima, e corresponde ao grau de certeza de que o equipamento funcionará adequadamente.

Cada um destes requisitos para os instrumentos geotécnicos é indispensável ao sucesso de um programa de instrumentação, portanto não seria adequado eleger os requisitos mais importantes. Ao selecionar os equipamentos para a instrumentação de uma obra, deve ser considerado que cada instrumento atenda a todas as exigências listadas acima, minimizando a possibilidade de erros de leitura, quebras e imprecisão das grandezas medidas.

3.3. Critérios para execução

Como critérios para executar uma instrumentação de qualidade, pode-se citar trabalho de Kanji (1990). O autor levanta uma série de questões, visando esclarecer a importância e a necessidade da instrumentação de obras geotécnicas. A primeira destas questões envolve os motivos que levam à adoção da instrumentação, ou seja, “por que instrumentar?”. As respostas para esta pergunta são dadas a seguir:

a) Para garantir a adequação do projeto à realidade da obra: as amostras utilizadas em ensaios laboratoriais são, na grande maioria das vezes, de pequenas dimensões. Por isso, ao comparar a escala da obra com a escala da amostra, certamente ocorrerão incertezas quanto à representatividade do ensaio laboratorial. Ao efetuar-se instrumentações de campo, diminui-se este efeito de escala, garantindo o acompanhamento da obra progressivamente, durante sua construção e operação. Desta forma, torna-se possível comparar as hipóteses de projeto com o comportamento real da obra. Incluem-se neste caso as poropressões de período construtivo, as pressões de terra no maciço e em suas interfaces com estruturas de concreto, as deformações verticais e horizontais do maciço e também nas fundações. Este tipo de investigação é de importância ainda maior nos casos de enrocamentos, em que a dimensão dos fragmentos de rocha dificulta a possibilidade prática de ensaios laboratoriais.

b) Para garantir a segurança da obra durante o período construtivo e durante a operação: existe a possibilidade de que os maciços apresentem comportamentos não previstos, devido às novas condições a que estão submetidos nas fases de construção e operação. A finalidade da instrumentação, nestes casos, é detectar problemas com suficiente antecedência, permitindo a intervenção com medidas corretivas. Ocorrências locais como vazamentos por fissuras em barragens podem refletir-se no comportamento do material. Se houver instrumentação e observação adequadas, o problema pode ser detectado e corrigido antes da ocorrência de um colapso.

c) Para promover economia de recursos: embora nos projetos de instrumentação seja dada grande ênfase à segurança, um dos objetivos principais é o de obter maior economia global do empreendimento. A instrumentação permite determinar quando uma segurança mínima aceitável é alcançada, garantindo que o dimensionamento de equipamentos, materiais e mão-de-obra serão adequados.

O segundo questionamento feito por Kanji (1990) acerca dos critérios para a instrumentação diz respeito aos equipamentos a serem utilizados.

Para determinar os equipamentos que atendam às necessidades da instrumentação de campo, torna-se necessário conhecer as grandezas

usualmente medidas: deslocamentos (que, quando referidos a um comprimento conhecido, podem ser convertidos em deformações), pressões (que podem ser convertidas em forças, conhecendo-se a área de aplicação), vazão, topografia, temperatura, vibração. Os principais tipos de equipamentos para cada tipo de grandeza a ser medida são listados a seguir:

i) Medidas de deslocamentos internos no corpo do maciço:

i.1) medidores de deslocamentos verticais ou de recalques:

medidor hidrostático de recalque (caixa sueca);
medidor magnético de recalque (MMR);
medidor de recalque de hastes tipo KM;
medidor de recalque tipo USBR;
medidor de recalque telescópico IPT.

i.2) medidores de deslocamentos horizontais:

extensômetros horizontais;
extensômetros magnéticos;
extensômetros de hastes múltiplas;
inclinômetros;

ii) Medidas de deslocamentos de superfície:

medidor de movimento angular (eletrônicos);
medidor de abertura das juntas;
medidor triortogonal da junta perimetral;
marcos topográficos.

iii) Medidas de pressões/cargas:

piezômetros;
medidor de NA (pneumático, hidráulico, elétrico, corda vibrante);
células de pressão total;
células de carga;
tensiômetros (para poropressões negativas).

iv) Outros:

vazão (hidrômetros, medidores em canal - Parshall);
vibração: vibrógrafos, sismógrafos.

Num programa de instrumentação, deve-se também dimensionar a quantidade de instrumentos necessários aos objetivos que se deseja alcançar, ou seja, o quanto instrumentar.

Segundo Kanji e Figueira (1990), dada a grande diversidade das situações locais e de tipos de soluções, os projetos de instrumentação variam muito, não sendo aplicável uma receita única. Pode-se, entretanto, de uma forma estatística, configurar qual tem sido a prática comum adotada na instrumentação de barragens de terra e/ou enrocamento, de onde se poderia observar tendências e fatores comuns.

Percebe-se na literatura uma tendência a correlacionar altura das barragens ao número de instrumentos utilizados, como um critério para avaliar a quantidade de instrumentação empregada. Esta relação altura x número de instrumentos obviamente varia para cada tipo de instrumento empregado. No entanto, ao se fazer a correlação entre altura da barragem em metros (H) e número (N) total de instrumentos (piezômetros, células de pressão total, medidores de deslocamentos horizontais e verticais, marcos topográficos e inclinômetros), observa-se o seguinte:

Casos de barragens estrangeiras:

Barragens baixas (menor que 20 m): correlação H:N=1:3

Barragens altas (maior que 200 m) : correlação H:N=1:1

Casos de barragens nacionais

Barragens baixas (menor que 20m): correlação H:N=1:1

Barragens altas (até 100 m): correlação H:N=1:1,3

Barragens muito altas (maior que 100 m): correlação H:N=1:1

A partir destes dados, Kanji e Figueira (1990) concluíram que, de forma geral, existe uma correlação da ordem de 1:1, ou seja, a altura da barragem em metros é igual ao número total de instrumentos instalados.

As exceções a esta regra no Brasil, quando existem, são motivadas por projetistas com menor tradição em barragens, os quais adotam critérios de projeto reconhecidamente conservadores e a ocorrência de obras pertencentes a

clientes não tradicionais da área hidroelétrica. (destinadas à mineração, irrigação, abastecimento de água), com menor uso da instrumentação.

Kanji e Figueira (1990) estudaram ainda a relação entre o número total de instrumentos instalados e a quantidade de cada um dos tipos de instrumentos específicos (Figura 16) em obras de barragens. Com este gráfico, pode-se obter os valores médios indicados na Tabela 4.

Tabela 4 - Porcentagens usuais dos principais instrumentos em projetos de instrumentação.

Instrumento	Média	Faixa de Variação
Piezômetros:	50%	(20% a 80%)
Marcos Topográficos	30%	(20% a 40%)
Medidores de Deslocamento (horiz/vert)	20%	(10% a 30%)
Inclinômetros	5%	(0% a 8%)

Assim, pode-se considerar que, em média, 50% dos instrumentos em barragens de terra são piezômetros. Já os inclinômetros têm sido utilizados em número bem menor, ou seja, cerca de 5% dos instrumentos de barragens de terra e enrocamento.

Após considerar os motivos pelos quais instrumentar, os tipos de instrumentos utilizados, a quantidade a ser empregada, torna-se necessário avaliar o momento ideal para utilizar cada instrumento na obra.

A necessidade da implantação da instrumentação está usualmente associada ao período de construção. Entretanto, parte da instrumentação já é instalada previamente à construção, com objetivo de registrar as condições iniciais no campo. Este é o caso da implantação de referências topográficas, medidores de nível d'água e piezômetros para auscultação das ombreiras em locais potencialmente instáveis, já nas fases de viabilidade ou de projeto básico.

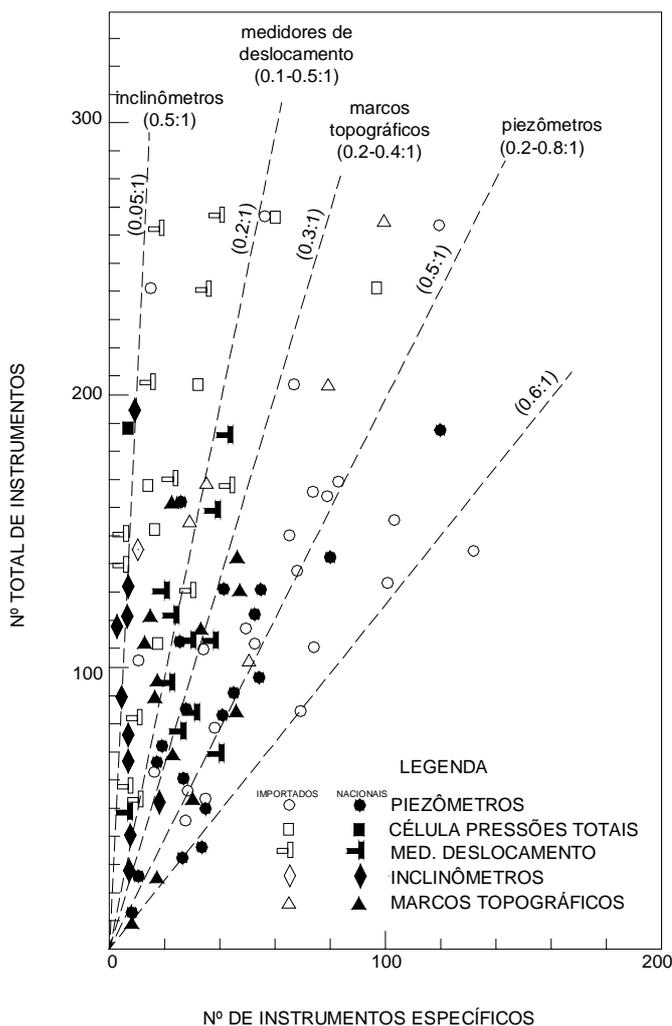


Figura 16 - Relação entre o número de instrumentos específicos e o total de instrumentos instalados (Kanji e Figueira, 1990).

Considerando as fases de projeto usuais como: Estudos Preliminares, Estudos de Viabilidade, Anteprojeto (eventual), Projeto Básico e Projeto Executivo, pode-se estabelecer, em termos conceituais, uma correlação entre objetivos da auscultação, tipo de observação, tipo de instrumentação e fase da obra, conforme apresentado na Tabela 5. Desta maneira, pretende-se enfatizar o conceito de que o tipo da instrumentação pode variar durante a vida da obra, e que os instrumentos podem ser implantados muito antes do início da construção.

Tabela 5 - Correspondência entre fase de projeto, objetivos e tipo de instrumentação de barragens (adaptado de CBDB, 1996).

FASES DA OBRA: 1 - ESTUDOS PRELIMINARES / VIABILIDADE 2 - PROJETO BÁSICO 3 - PROJETO EXECUTIVO 4 - CONSTRUÇÃO 5 - OPERAÇÃO		PORO-PRESSÕES			CÉLULAS DE PRESSÕES TOTAIS	CÉLULAS DE CARGA	DESLOCAMENTOS				
		MEDIDOR DE N.A.	PIEZOMETRO CASAGRANDE	PIEZOMETRO PNEUMÁTICO			SUPERFICIAIS		INTERIORES		
							MARCOS TOPOGRÁFICOS	MEDIDOR DE JUNTAS	MEDIDOR DE CONVERGÊNCIA	MEDIDOR DE DESLOCAMENTOS	INCLINÔMETROS
TIPO DE OBSERVAÇÃO		OBJETIVO	NATUREZA								
DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS REGIONAIS	HIDROGEOLOGIA DO REPRESAMENTO	2, 3									
	ESTABILIDADE DE TALUDES ESPECÍFICOS					1, 5	5	3, 4		3	3
DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS LOCAIS	HIDROGEOLOGIA DAS FUNDAÇÕES	2, 3	2, 3	3							
	ESTABILIDADE DE TALUDES VIZINHOS		2, 3								
	REFERÊNCIA TOPOGRÁFICA					1, 2					
VERIFICAÇÃO DE PARÂMETROS DE PROJETO	REDE DE FLUXO E PERMEABILIDADE	3	3	3							
	PRESSÕES NO MACIÇO OU NAS INTERFACES				3						
	COMPRESSIBILIDADE								3	3	3
	ESTABILIDADE DA BARRAGEM		3	3	3		3	3	3	3	3
	COEFICIENTE DE PRESSÃO DE TERRA				3						
	TENSÕES NAS ESTRUTURAS					3					
CONTROLE DE CONSTRUÇÃO	ATERROS EXPERIMENTAIS (AJUSTE DE PROJETO)		3	3	3, 4		3, 4			3, 4	
	CARGAS EM TIRANTES E ESTRUTURAS					4	4				
	CONTROLE DE EFICIÊNCIA DE INJEÇÕES	4	4								
	CONTROLE DE DESLOCAMENTOS						4	4	4	4	4
	PRESSÕES DE TERRA				5						
	CONTROLE DE POROPRESSÕES		4	4							
CONTROLE DE OPERAÇÃO	PERCOLAÇÃO	5	5	5							
	POROPRESSÕES	5	5	5							
	DESLOCAMENTO (MACIÇO E FUNDAÇÕES)					5	5	5	5	5	5
	ESTABILIDADE DE TALUDES VIZINHOS		5			5	5	5		5	5
	CARGAS NAS ESTRUTURAS					5					

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0221066/CA

Finalmente, os custos de um programa de instrumentação devem ser avaliados em detalhe, pois sabe-se que em obras de engenharia custos elevados podem ser fatores restritivos à utilização de tecnologia mais avançada. Cada instrumento componente de um programa de instrumentação no campo deve ter uma justificativa clara e objetiva.

De acordo com a literatura, pode-se considerar que a razão entre os custos usuais da instrumentação e da construção de barragens deve situar-se

entre 0,5 e 1,0%. Desvios significativos em relação a esta faixa podem ser aceitos em função dos problemas locais e da filosofia de projeto.

Deve-se também atentar para o fato de que um orçamento de instrumentação não pode se restringir ao mero custo de aquisição e instalação dos instrumentos, mas deve incluir os custos de equipes especializadas e habilitadas para o acompanhamento e interpretação dos dados medidos. Nessas condições, considera-se que investimentos em programas de instrumentação da ordem de 1 a 3% do custo da obra são normais em obras de barragens (CBDB, 1996).

3.4. Frequência de leitura

As frequências das leituras da instrumentação devem ser adequadas aos desempenhos previstos no projeto para as fases de construção da barragem, primeiro enchimento do reservatório e operação. Deve-se possibilitar o acompanhamento das velocidades de variação das grandezas medidas, considerando a precisão dos instrumentos e a importância dessas grandezas na avaliação do desempenho da obra.

A literatura recomenda frequências mínimas de leituras, devendo ser intensificadas ou ajustadas quando da ocorrência de fatores especiais, tais como:

- tendências desfavoráveis à segurança da obra;
- fenômenos naturais desfavoráveis à segurança;
- alterações nos procedimentos construtivos;
- subida ou rebaixamento muito rápido do reservatório;
- alteração das condições geológicas ou geotécnicas previstas em projeto.

Deve-se assegurar que os leituristas atuem também como inspetores visuais, percorrendo os diversos trechos e galerias da barragem, no mínimo uma vez por semana. Esta recomendação é especialmente válida para o período operacional.

Após a fase de instalação é recomendável que cada instrumento seja lido preferencialmente na mesma hora do dia: os instrumentos devem então ser divididos em grupos de observação em um mesmo dia e suas leituras devem ser programadas com seqüência e itinerário fixo.

Outra recomendação importante é que os leituristas de um determinado tipo de instrumento sejam sempre os mesmos, evitando-se trocas freqüentes nas equipes de leitura, o que acaba tendo reflexo na precisão dos dados adquiridos. Em caso de substituições programadas do leiturista, é recomendável que o substituto o acompanhe por algumas campanhas de leituras, de forma a minimizar a possibilidade de erro.

Na Tabela 6, as freqüências recomendadas para o período de enchimento do reservatório basearam-se em condições normais, ou seja, que demandam cerca de dois a seis meses para se completar. No caso de enchimentos muito rápidos, ou muito lentos, os valores recomendados poderão variar.

Tabela 6 - Freqüências mínimas recomendadas para a instrumentação de barragens de terra-enrocamento (CBDB, 1996).

Tipo de Observação	Período Construtivo	Enchimento Reservatório	Início de operação	Período de operação
Deslocamentos superficiais (topografia)	mensal	semanal	mensal	semestral
Deslocamentos internos (verticais e horizontais)	semanal	semanal	quinzenal	mensal
Deformação	semanal	semanal	quinzenal	mensal
Pressão total/efetiva	semanal	2 semanais	semanal	mensal
Poropressão	semanal	2 semanais	semanal	quinzenal
Subpressão	semanal	3 semanais	2 semanais	quinzenal
Nível d'água	semanal	3 semanais	semanal	quinzenal
Vazão de Infiltração	-	diárias	3 semanais	semanal

3.5. Projeto de Lei para Segurança de Barragens

Nos últimos anos, a quantidade e a gravidade dos acidentes com barragens no Brasil tem aumentado de forma preocupante. Para comprovar esta afirmativa, basta citar os seguintes fatos:

- Rompimento da barragem de rejeitos da Mineração Rio Verde, em São Sebastião das Águas Claras, distrito de Macacos, Minas Gerais, 22 de Janeiro de 2001. Deixou um rastro de cinco quilômetros de destruição e cinco operários mortos. A lama e os resíduos, depositados pela mineradora, danificaram uma das adutoras da Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA), que abastece parte da região metropolitana de Belo Horizonte, além de assorear extensas faixas dos ribeirões Taquaras e Fechos, contribuintes do Sistema Alto Rio das Velhas;
- Colapso da barragem de rejeitos da Cia. Florestal Cataguazes, Minas Gerais, em 29/03/2003. O acidente ambiental trouxe graves prejuízos financeiros e econômicos;
- Rompimento da barragem de Camará, na cidade de Alagoa Grande, Paraíba, em 17 de Junho de 2004. A barragem, em concreto, rompeu com um orifício de 20 metros de altura por 15 metros de largura no seu ponto mais extenso, provocando um vazamento de cerca de 17 milhões de metros cúbicos de água, ou seja, 64% da capacidade total do reservatório. O saldo final foi de 06 mortos, 4 mil desabrigados e milhões de reais em prejuízos financeiros.

Entende-se que estes acidentes poderiam ter sido minimizados, ou mesmo evitados, caso houvesse um acompanhamento adequado do comportamento dos maciços das barragens, através da instrumentação geotécnica usual.

A partir desta motivação, um Projeto de Lei está em fase de elaboração, para estabelecer uma política nacional de segurança de barragens para fins de acumulação de água, em aproveitamentos de potenciais hidráulicos, para disposição de estéril e de rejeitos de mineração e para acumulação de resíduos industriais líquidos. Este projeto foi redigido por deputados federais, em conjunto especialistas do CBDB e de outras entidades ligadas ao tema.

Tal projeto estabelece o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB), coordenado pelo Conselho Nacional de

Segurança de Barragens (CNSB), o qual atuará como organismo de articulação entre os órgãos licenciadores de barragens no país.

Dentre os instrumentos de controle instituídos pelo Projeto de Lei, reportado pelo Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 2004), destacam-se:

- Classificação das barragens por categorias de risco;
- Elaboração, por parte do proprietário da barragem, de projeto final como construído (*as built*);
- Plano de operação e manutenção da barragem, que deve compreender a definição da equipe de manutenção, a capacidade técnica dos profissionais envolvidos, a identificação dos instrumentos empregados e os manuais de procedimento;
- Vistorias anuais que consistem na verificação visual das condições de segurança da barragem por equipe especializada;
- Inspeções de segurança, conduzidas por engenheiro civil, para verificação da estabilidade e condição de segurança da barragem, cuja periodicidade será determinada pelo CNSB de acordo com a categoria de risco da barragem;
- Revisões de segurança, realizadas por empresa sem vínculo com o proprietário da barragem, observada a periodicidade máxima de 10 anos para barragens classificadas como de risco muito baixo. A periodicidade e o conteúdo mínimo da revisão de segurança também serão estabelecidos em função da categoria de risco da barragem;
- A implantação de barragens somente será permitida caso o processo esteja instruído por estudos e projetos que contemplem as normas aplicáveis e que detalhem o plano de monitoramento da obra por intermédio de instrumentação e inspeção visual.

Cabe à população em geral e aos profissionais militantes nesta área acompanhar a tramitação deste Projeto de Lei, cobrando sua aprovação no Congresso, para criar um instrumento legal de garantia da segurança das grandes barragens.

4. INSTRUMENTAÇÃO PARA MEDIDA DE DESLOCAMENTOS

Neste capítulo, são citados inicialmente os principais métodos utilizados para instrumentação de barragens, com breve explicação dos respectivos princípios de funcionamento. Em seguida, são detalhados os principais instrumentos utilizados nas medidas de deslocamentos em barragens de enrocamento.

4.1. Conceitos de Instrumentos

Sistemas pneumáticos: são utilizados por piezômetros pneumáticos e células de pressão. O arranjo básico é o mostrado na Figura 17, onde P é a pressão de interesse a ser registrada. Uma pressão crescente de gás é aplicada ao tubo de entrada e, quando a pressão do gás excede P , o diafragma se deforma, permitindo que o gás circule para o tubo de saída. Um detector de fluxo de gás é instalado no sistema, comprovando a ocorrência de fluxo. O suprimento de gás é interrompido na válvula de entrada, e qualquer pressão nos tubos maior que o valor de P é dissipada. Isto faz que o diafragma volte à sua posição original, garantindo a pressão nos tubos igual a P . Esta pressão é lida em um medidor elétrico.

Sistemas de corda vibrante: são utilizados em sensores de pressão para piezômetros, células de pressão, medidores hidrostáticos de recalque e em medidores de deformação. Os equipamentos de corda vibrante são basicamente compostos de um fio de aço grampeado e tensionado, o qual fica livre para vibrar em sua frequência natural. Tal como uma corda de piano, a frequência de vibração do fio de aço varia. O fio pode então ser usado como sensor de pressão como, mostrado na Figura 18. Uma espiral elétrica é presa magneticamente próxima à metade do fio, sendo esta espiral utilizada para medir o período ou a frequência de vibração. A frequência f depende da curvatura do diafragma e da pressão P .

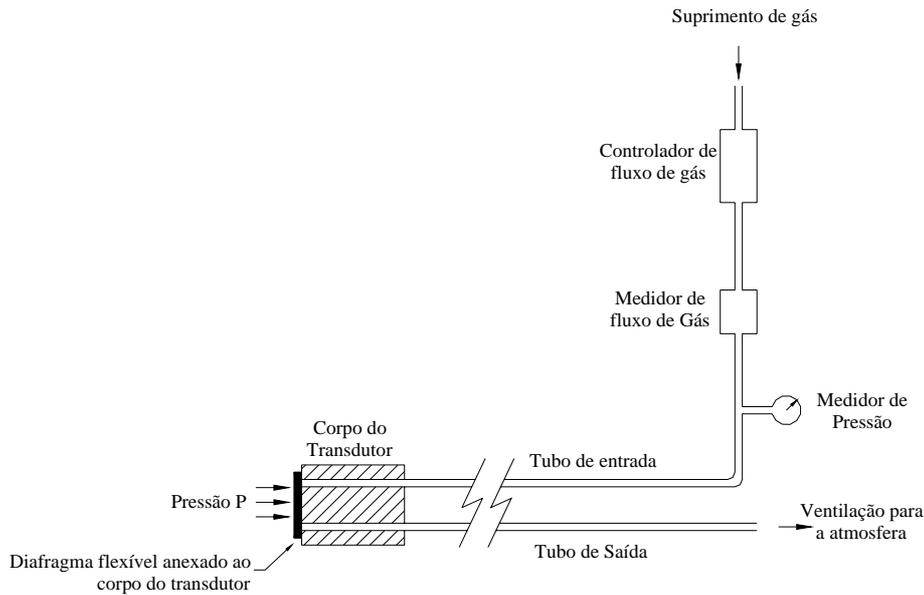


Figura 17 - Transdutor pneumático fechado com dois tubos e leitura de fluxo de gás (Dunnicliff, 1988).

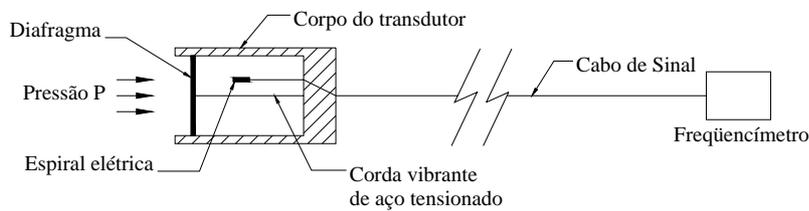


Figura 18 - Esquema do sensor de corda vibrante (Dunnicliff, 1988).

Sistemas de medição de deformações por resistência elétrica: a maior parte dos métodos eletro-eletrônicos de medida consiste de três componentes: um transdutor, um sistema de aquisição de dados e uma sistema de ligação entre estes dois componentes.

Um transdutor eletrônico é um componente que converte alterações físicas em um sinal elétrico de saída. Sistemas de aquisição de dados vão desde simples unidades portáteis até complexos sistemas automatizados.

Um medidor de deformações por resistência elétrica é um condutor com a característica básica de modificar sua resistência em proporção direta com a mudança em seu comprimento. A relação entre variação unitária de resistência ΔR e variação unitária de comprimento ΔL é dada pelo fator de medição GF onde:

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{\Delta L}{L} \times GF \quad (2)$$

A resistência medida pode ser fortemente influenciada por fatores como comprimento do cabo, contato, umidade e temperatura. Entretanto, a correção para estes fatores pode ser feita através da medição individual da resistência de vários componentes do sistema (cabo, contato, etc...).

Transdutores elétricos para medição de deslocamento linear: um transformador variável diferencial linear, ou LVDT (*linear variable differential transformer*) consiste em um núcleo magnético móvel passando através de uma bobina primária e de duas bobinas secundárias. Uma tensão alternada é aplicada à primeira bobina, induzindo uma tensão alternada à segunda bobina, com magnitude que depende da proximidade do núcleo magnético de cada bobina secundária. Esta voltagem secundária é conectada em série, e a saída do LVDT é a diferença entre estas duas voltagens. Quando o núcleo está na posição média, a voltagem é zero. Quando o núcleo se afasta do centro, a voltagem de saída cresce linearmente com a magnitude, com polaridade dependendo do sentido do movimento do núcleo. A Figura 19 ilustra o esquema de funcionamento do LVDT.

Desde que o núcleo do LVDT não toque nas bobinas, não há atrito. Não há histerese e os LVDTs são particularmente capazes de medir movimentos dinâmicos e deslocamentos muito pequenos. Muitos tipos de LVDTs têm excelente resistência à umidade e corrosão e boa estabilidade de longo prazo nas leituras. Porém, a transmissão de correntes alternadas através de cabos longos introduz efeitos indesejáveis, que podem degradar seriamente o sinal de saída.

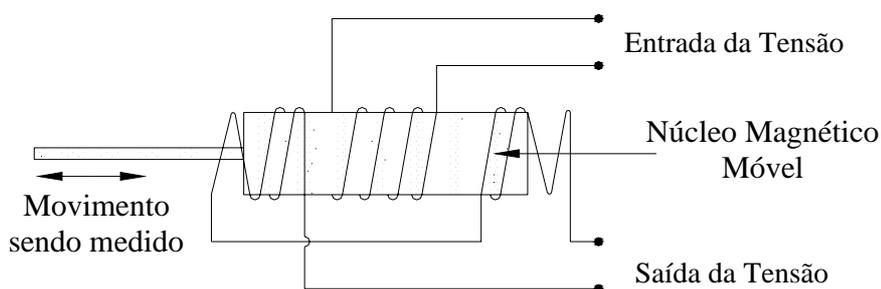


Figura 19 - Esquema de LVDT (Dunnicliff, 1988).

4.2. Medidas de Deslocamentos

A seguir serão apresentados os principais medidores de deslocamentos utilizados para a instrumentação de barragens.

4.2.1. Medidores internos de deslocamentos verticais

4.2.1.1. Medidor Magnético de Recalque (MMR)

É constituído por um conjunto de placas dotadas de orifício na posição central e de um ímã permanente tipo ferrite. Estas placas são dispostas ao longo de um tubo de PVC vertical, com emendas telescópicas, conforme ilustrado na Figura 20. O sensor utilizado para realizar as leituras desce ao longo do tubo de PVC, suspenso por uma trena metálica milimetrada. Ao atingir a posição do ímã de uma placa, o campo magnético aciona um contato existente dentro do sensor. Esta condição é percebida pelo leitorista através do deslocamento do ponteiro de um galvanômetro, ou de sinal sonoro emitido por um circuito apropriado.

Cada placa com ímã fornece em geral duas posições de leitura, uma logo acima e outra logo abaixo da placa. Pode-se optar pelo uso do ponto superior ou do inferior, ou ainda por ambos, adotando-se neste caso a média das duas leituras. As medições da posição do sensor são sempre referidas à posição do ímã de referência (indeslocável) na base do tubo.

As principais vantagens do MMR são: a facilidade de construção, de instalação e de manutenção (eventuais reparos); baixo custo; durabilidade e não limitação do número de placas. É possível a instalação de medidores magnéticos

no solo de fundação, sendo neste caso normalmente denominados “aranhas magnéticas”. Como limitações podem-se citar a dispersão de leituras, com precisão da ordem de milímetro em função da profundidade da placa. Além disso, o procedimento de leitura é relativamente demorado. A Figura 21 ilustra uma operação de leitura deste instrumento.

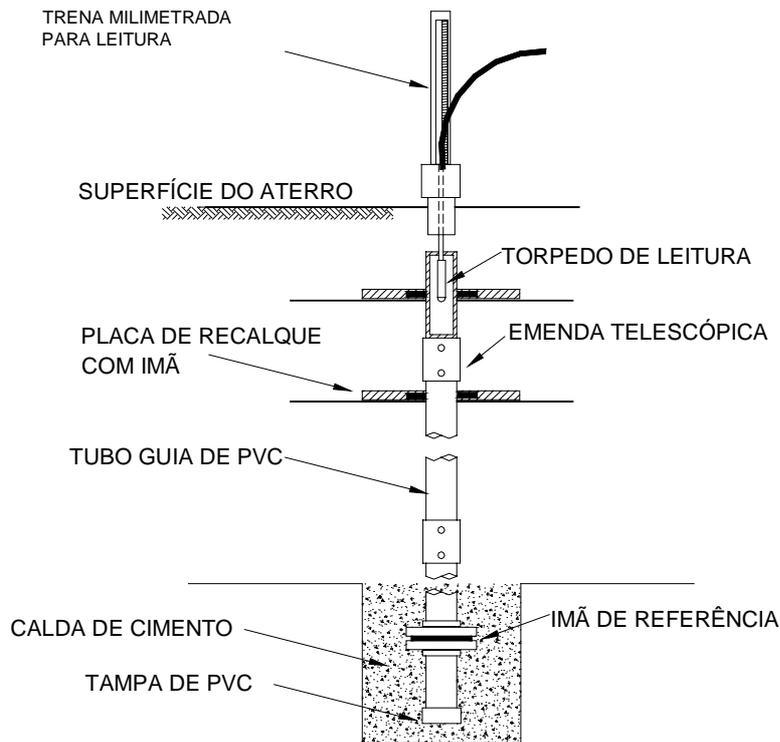


Figura 20 - Medidor Magnético de Recalque (Cruz, 1996).



Figura 21 - Operação de Leitura no Medidor Magnético de Recalque.

4.2.1.2. Medidor de recalque tipo KM

É construído e instalado de tal modo que cada placa fica solidária a uma haste de aço trefilado (usualmente de diâmetro igual a 10mm). O medidor é composto por vários segmentos adicionados à medida que o aterro sobe. A referência consiste de um tubo galvanizado de 25mm de diâmetro, fixado na rocha. As hastes correspondentes a cada placa, dispostas em torno do tubo de referência, são mantidas na posição vertical por meio de discos perfurados que funcionam como espaçadores. As placas são mantidas livres do contato com o solo através de um conjunto de segmentos de tubos galvanizados emendados por juntas telescópicas, e que as envolve totalmente, conforme a Figura 22.

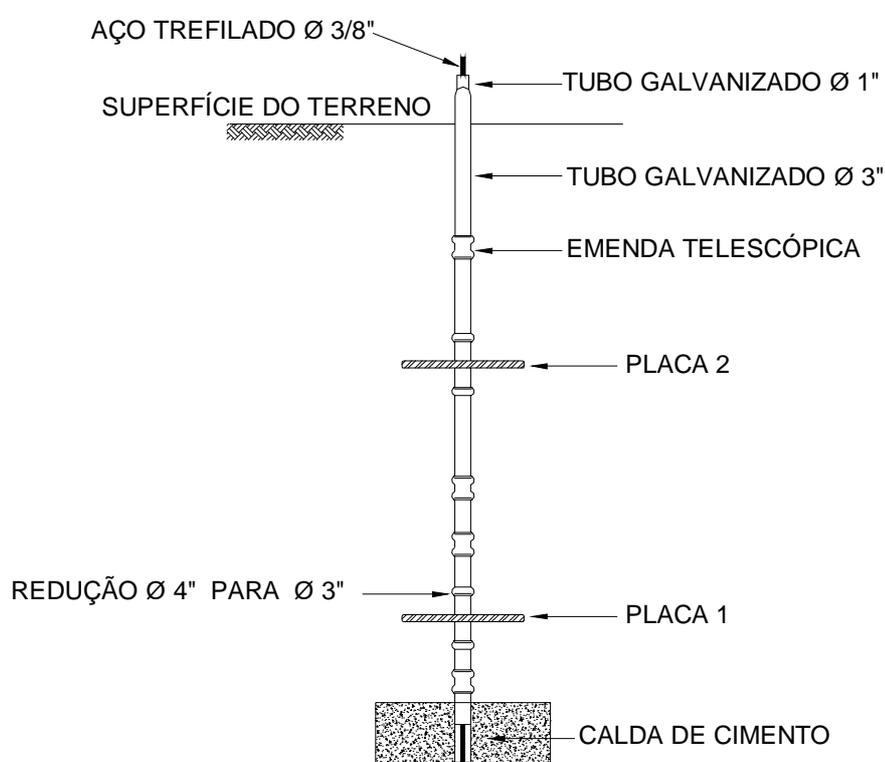


Figura 22 - Medidor de Recalques tipo KM (Cruz, 1996).

As medidas são efetuadas através de um paquímetro adaptado, cujo corpo se encaixa adequadamente no tubo de referência, e cujo bico móvel é apoiado na extremidade superior de cada haste.

Como principais vantagens devem ser mencionadas a reduzida dispersão de leituras (com precisão da ordem de décimos de milímetros), a facilidade de leitura e a possibilidade de número de placas da ordem de uma dezena. A

durabilidade está em grande medida associada à proteção contra oxidação (galvanização), aplicada às hastes e aos espaçadores. A confiabilidade é em geral regular, tendo porém sido constatados alguns casos de deslocamentos repentinos ou mesmo expansões, de difícil interpretação.

Outras limitações são as complexidades de construção, de instalação e de reparos a danos causados por acidentes, além do elevado custo.

4.2.1.3. Medidor de Recalque Telescópico (IPT)

Na década de 1960, este foi o medidor mais utilizado em obras de barragem de terra no país. Consiste de um tubo galvanizado de diâmetro 25mm, chumbado em rocha sã (considerada como incompressível, em termos práticos), e de uma ou mais placas solidárias a tubos também galvanizados. Os tubos são instalados de tal modo que os de maior diâmetro são associados às placas situadas em cotas mais elevadas, conforme indicado na Figura 23.

A leitura é realizada da seguinte maneira: na extremidade superior de cada tubo é feito um punçionamento. A leitura de cada placa, numa determinada data, é obtida ajustando um compasso metálico com pontas secas nas punções do tubo de referência (diâmetro 25mm) e do tubo correspondente à placa em questão, e medindo a distância entre as pontas do referido compasso numa escala milimetrada. O recalque de cada uma das placas é obtido através variação de leitura de cada placa.

Deve-se lembrar que durante a construção do aterro são acrescentados vários conjuntos de tubos concêntricos, à medida que sobe a barragem, procedendo-se em cada conjunto da forma acima indicada.

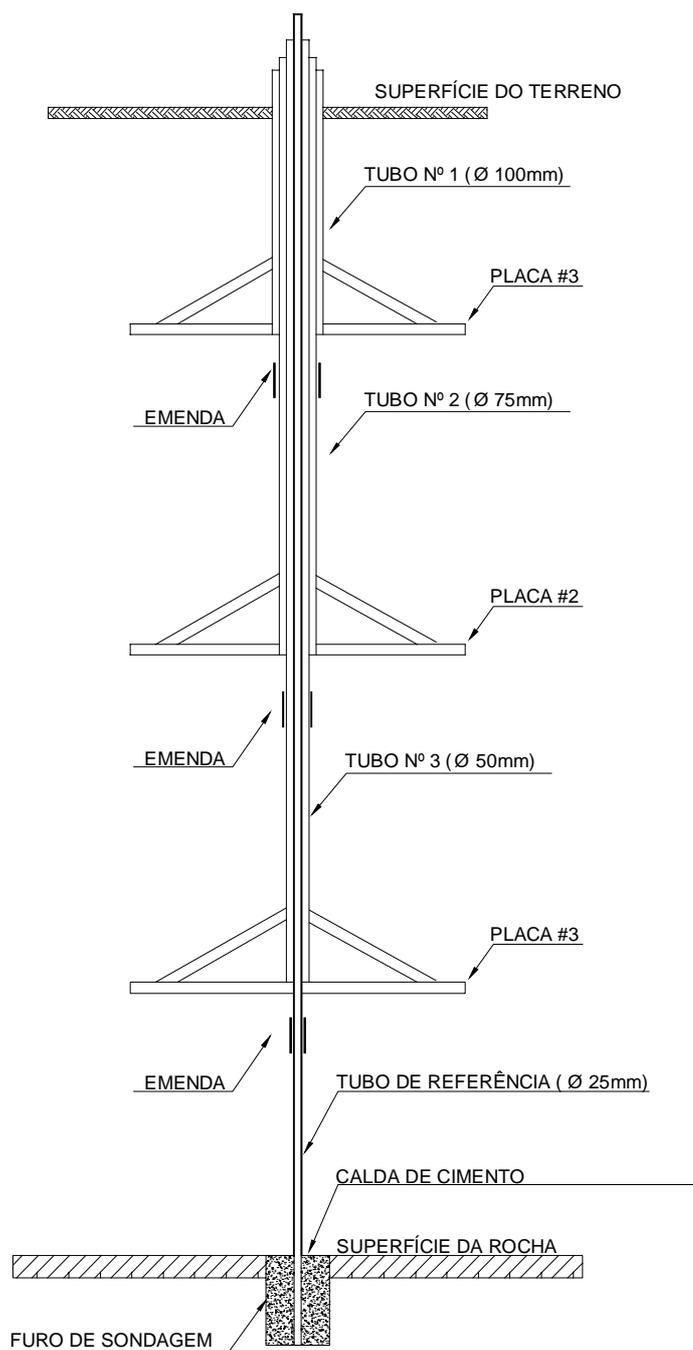


Figura 23 - Medidor de Recalques Telescópico IPT (Cruz, 1996).

Para os recalques das camadas tem-se:

Recalque da camada 0/1 = recalque da placa 1;

Recalque da camada 1/2 = recalque da placa 2 – recalque da placa 1 + recalque da placa 1 quando a placa 2 foi instalada

Recalque da camada $i-1/i$ = recalque placa i – recalque placa $i-1$ + recalque placa $i-1$ quando a placa i foi instalada.

O medidor telescópico apresenta como principais vantagens a simplicidade de construção e de leitura, a durabilidade e a confiabilidade (nas condições em que é aplicável). As maiores limitações são quanto ao número máximo de placas (quatro), diferenças de cotas entre placas consecutivas, em função da necessidade de se evitar atrito lateral entre tubos. Deve-se observar que, com a evolução do aterro, aumentam as tensões de compressão nos tubos em contato com o solo. Ainda como limitações, pode-se citar a interferência na praça, o manuseio difícil das placas devido ao peso, a dificuldade de eventuais reparos e a dispersão de leituras (com precisão da ordem de milímetros).

Os esforços axiais de compressão nos tubos externos deste medidor podem ser minimizados através do recobrimento dos mesmos por uma camada de graxa e da colocação de anel de material deformável (por exemplo, isopor) envolvendo as luvas de emenda dos vários segmentos de tubo.

4.2.1.4. Medidor hidrostático de recalques (caixa sueca)

O medidor hidrostático de recalques, também conhecido no meio técnico de instrumentação de barragens por caixa sueca, utiliza o princípio dos vasos comunicantes para efetuar a medida de recalques no interior do aterro. O método de medida é semelhante, porém mais preciso, ao popular “nível de mangueira” (ou de pedreiro), largamente difundido em obras de pequeno porte.

O equipamento é formado por tubos de leitura, instalados no interior do maciço em pontos onde se deseja conhecer o deslocamento vertical. Estes tubos são protegidos por uma caixa (caixa sueca) e levados até a face de jusante, onde um painel de leitura possibilita a medição dos recalques. Para cada painel de leitura, costuma-se instalar várias caixas suecas, aproximadamente na mesma cota.

É importante ressaltar que para, para barragens do tipo BEFC, pode-se instalar caixas suecas ao longo de todo o corpo do aterro. Em contrapartida, para as BENA, deve-se restringir a instalação das caixas suecas ao núcleo e à porção de enrocamento de jusante, como mostra a Figura 24. Este procedimento é obrigatório para impedir que a água percole da porção de enrocamento de montante para o núcleo argiloso, o que ocorreria pela interface da tubulação da caixa sueca com o aterro, causando *piping* no núcleo argiloso.

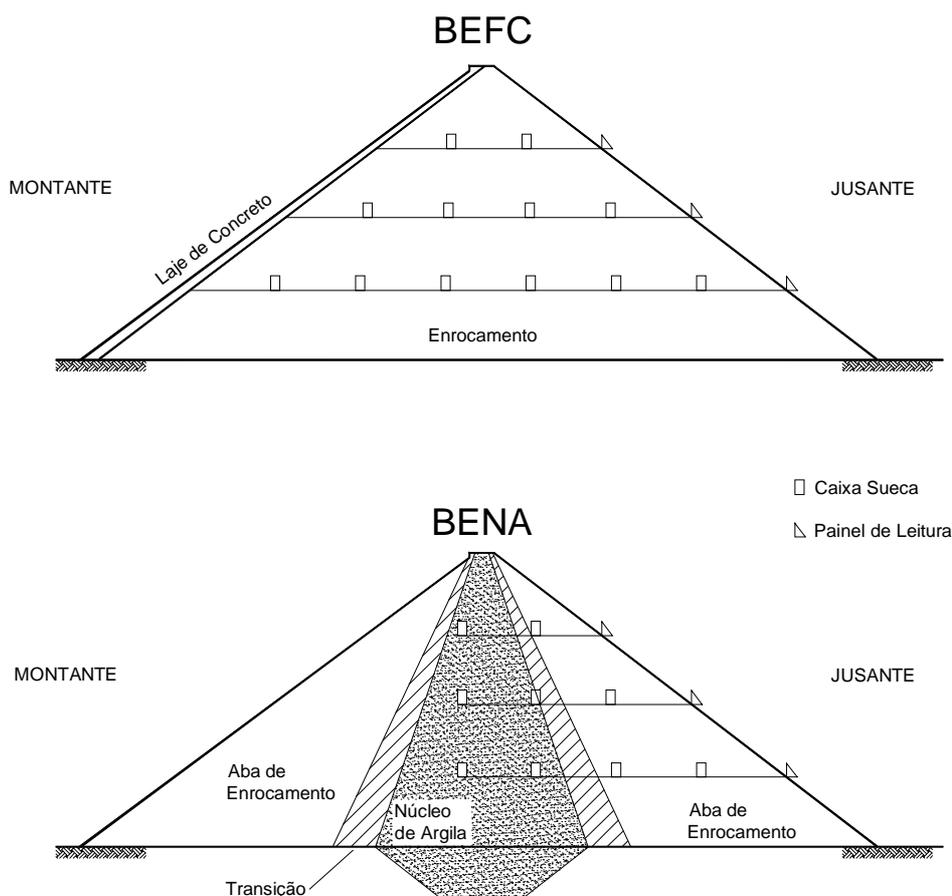


Figura 24 - Seções de barragens instrumentadas com caixas suecas (Oliveira e Sayão, 2004).

A configuração atual do equipamento consiste em uma caixa que encerra 4 tubos, conforme ilustra a Figura 25:

- Tubo A - de aeração: responsável pela manutenção da pressão atmosférica dentro da caixa sueca. Pode ser levado até o painel de leitura no caso de barragens de terra. Ao trabalhar com enrocamentos, não há necessidade de levá-lo até o painel, uma vez que os vazios do

enrocamento permitem a manutenção da pressão. O material utilizado comumente é o polietileno;

- Tubos B e C – de leitura e circulação: no início do emprego deste instrumento, utilizava-se apenas um tubo de leitura. Com o avanço da técnica, adotou-se configurações com dois tubos para verificar a ocorrência de bolhas de ar na tubulação e outras causas de erros de leitura. O material utilizado na tubulação é o polietileno. Ao instalar-se o equipamento, realiza-se a circulação de água destilada e deaerada no sistema. Pelo princípio dos vasos comunicantes, e com a pressão atmosférica mantida na caixa sueca pelo tubo de aeração, garante-se que o nível d'água fique estabilizado no painel de leitura, enquanto não ocorrerem deslocamentos verticais no maciço;
- Tubo D – de drenagem: a função desta tubulação é escoar o excesso de água que porventura ocorra dentro da caixa sueca. Há duas situações: para barragens do tipo BENA, o tubo de drenagem é levado até a cabine de leitura, para evitar infiltrações no núcleo argiloso. Já para barragens do tipo BEFC, o tubo de drenagem pode ser disposto no enrocamento por não apresentar riscos ao maciço.

Uma questão relevante sobre as caixas suecas refere-se ao diâmetro das tubulações. Dunnicliff (1988) considera que o diâmetro ideal é de 6mm para leitura e circulação. O Comitê Suíço de Barragens (SNCLD, 1991) menciona que o tubo de leitura deve ter de 3 a 4 mm de diâmetro interno, fabricados em nylon, e os tubos de ventilação devem ter de 6 a 7mm de diâmetro. No Brasil, cada fabricante adota diâmetros comercialmente acessíveis, normalmente dentro da faixa determinada na literatura. Um dos objetivos desta pesquisa, realizada em colaboração com FURNAS, e que será posteriormente detalhada neste estudo, é a determinação de um diâmetro adequado que garanta precisão das leituras e facilidade de operação do instrumento.

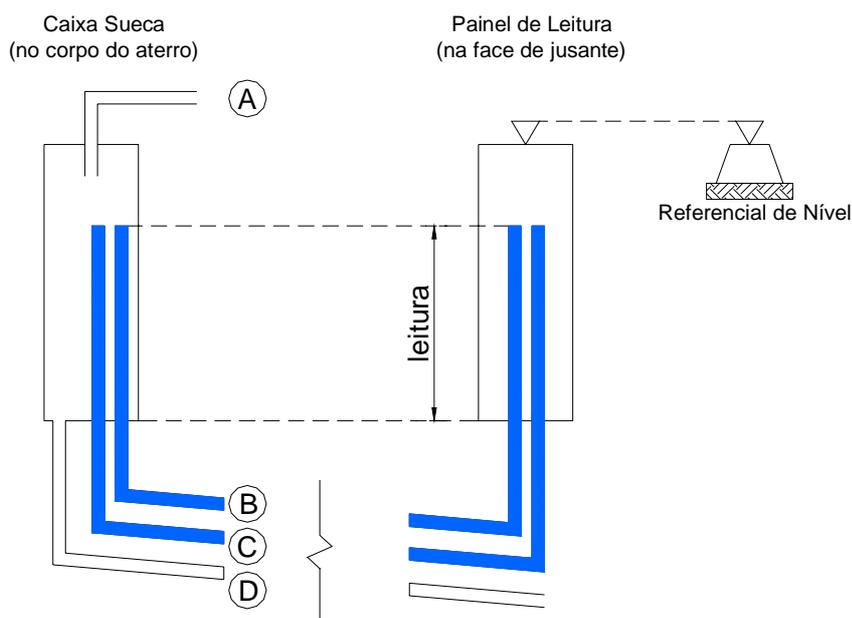


Figura 25 - Esquema de funcionamento do medidor hidrostático de recalques (Oliveira e Sayão, 2004).

Sobre a água utilizada para as medidas, duas exigências são feitas: inexistência de bolhas de ar, para não falsear as leituras de nível e inexistência de impurezas e microorganismos, o que é obtido através da destilação. Com o passar do tempo, a água destilada e deaerada deve ser trocada, para garantir a confiabilidade das leituras. Como esta troca ou circulação de água é um processo lento, devido à grande extensão da tubulação (a qual atravessa todo o maciço da barragem) e ao seu pequeno diâmetro, recomenda-se uma periodicidade de 6 a 12 meses para a troca.

O painel de leitura, encerrado na cabine de leitura, a jusante da barragem, é o local por onde se realiza a operação de circulação de água. Para calcular o deslocamento vertical, devemos considerar o recalque do Painel de Leitura, obtido através de nivelamento topográfico em relação ao referencial de nível, somado ao recalque da caixa sueca.

Isto requer que todo o sistema que compõe a caixa sueca esteja montado e as tubulações saturadas, para que se obtenha a leitura inicial. Quando não é possível, devido a atrasos na montagem dos sistemas, o levantamento topográfico inicial da extremidade do tubo na caixa sueca deve ser realizado

rigorosamente, com leituras repetidas e determinação estatística da confiabilidade dos resultados (Oliveira e Sayão, 2004).

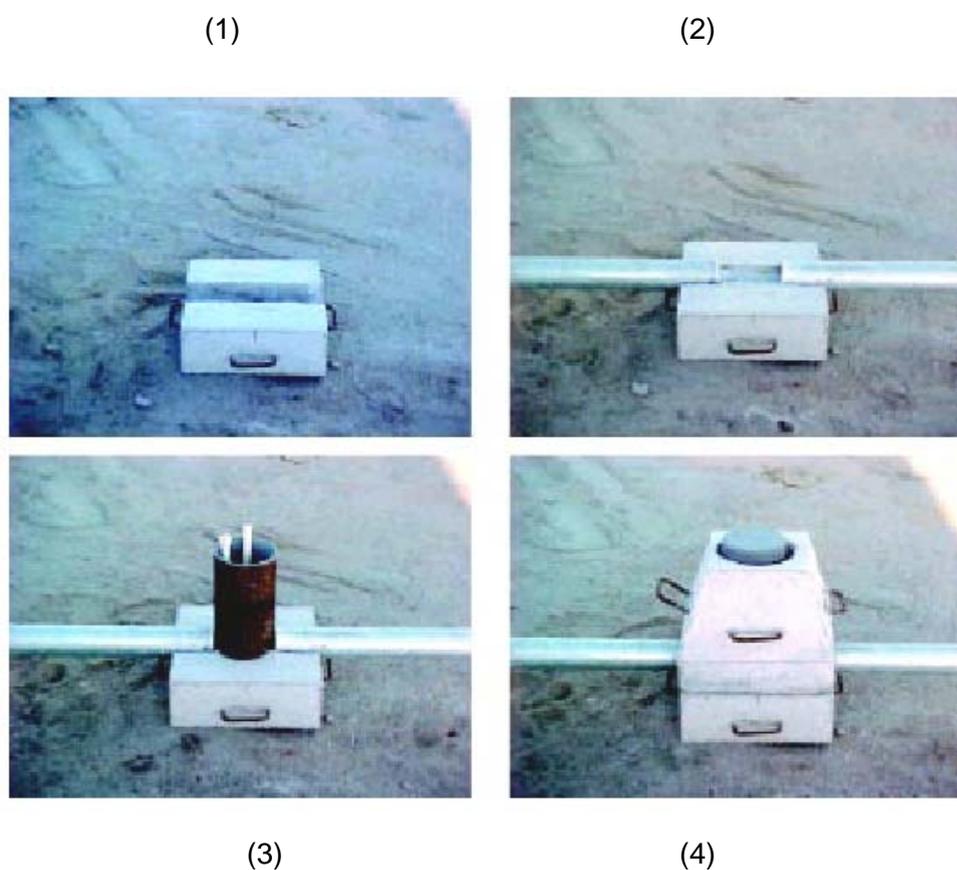
Aspectos construtivos e instalação

Segundo estudos apresentados no II Simpósio sobre Instrumentação de Barragens (CDBD, 1996), a caixa sueca pode ser construída com um tubo de aço com 110mm de diâmetro por 300mm de comprimento, vedado nas extremidades por chapas de aço com espessura de 6mm. Em sua parte inferior ficam conectados tubos de leitura e drenagem e na parte superior o tubo de aeração. Os tubos de ligação entre a caixa sueca e o painel de leitura podem ser de PVC rígido, polietileno ou nylon. Para a proteção do instrumento, o cilindro metálico é envolvido em uma caixa de concreto pré-moldado e as tubulações são envolvidas por tubulação de aço galvanizado que segue pelo corpo do aterro até o painel de leitura.

Em casos de obras onde o construtor está contratualmente apto a introduzir modificações no projeto dos instrumentos, visando uma redução de custos e prazos, mas sem comprometer o bom funcionamento dos equipamentos, é possível alterar as dimensões e os materiais da caixa sueca. A Figura 26 mostra a seqüência de montagem da célula de recalque de um medidor hidrostático, no campo.

A instalação da caixa sueca consiste em abrir uma vala na barragem até a cota onde foi projetada a instalação do instrumento, fixando sua base em concreto. A partir do ponto de instalação, elabora-se um “berço” com cascalho para proteger os tubos e conduzi-los ao painel de leituras.

Outro método utilizado, ao invés da abertura de vala na barragem, é a construção de uma berma, na cota de projeto para instalação do instrumento. Este método interfere menos na praça de aterro e permite maior rapidez na execução do serviço (Oliveira, 2004). A Figura 27 mostra a instalação da instrumentação no campo.



- (1) Instalação da base da caixa de concreto no local e na cota de projeto;
- (2) Instalação dos tubos-guia em aço galvanizado;
- (3) Instalação do cilindro metálico e das tubulações;
- (4) Fechamento do cilindro e instalação do topo da caixa de concreto;

Figura 26 - Seqüência de montagem da célula de recalque no campo
(Belitardo e Pereira, 2001).



(a) Locação topográfica da caixa sueca



(b) Instalação de uma linha de caixas suecas ao lado de uma linha de extensômetro horizontal de hastes múltiplas

Figura 27 - Detalhes de instalação de caixas suecas e extensômetros.

As Figuras 28 e 29 mostram o painel de leitura e a cabine de leitura, instalados à jusante da barragem. O painel consiste em duas tubulações com graduação para medida dos recalques, a saída do tubo de drenagem e a saída do tubo de aeração, quando for o caso.

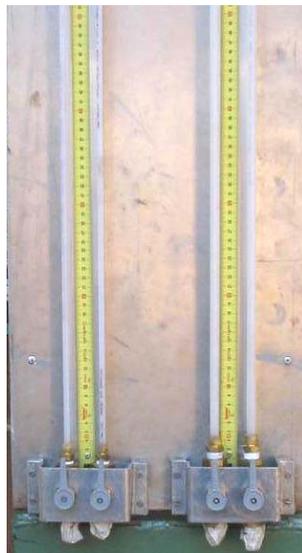


Figura 28 - Painel de leitura de caixas suecas.



Figura 29 - Cabine de leitura em concreto pré-moldado, concentra os pontos de leitura de caixas suecas e extensômetros horizontais de hastes múltiplas.

Os estudos atualmente em andamento nos laboratórios de FURNAS têm por objetivo o aprimoramento tecnológico desses medidores hidrostáticos. Simulações diversas do funcionamento de células de recalque, com tubos de até 380 m de extensão, estão sendo procedidas. Estes estudos, realizados sob condições controladas no laboratório, visam identificar as causas mais prováveis de discrepâncias nas leituras de caixas suecas em obras no campo. Dentre as principais causas, pode-se citar:

- Decréscimo rápido da coluna d'água, durante a leitura, causando o refluxo e a conseqüente estabilização em nível inferior ao topo do tubo de leitura;
- Presença de ar na tubulação de leitura;
- Vazamento de água ou rompimento da tubulação de leitura que fica enterrada no maciço;
- Entupimento ou colmatação do tubo suspiro, provocando o desequilíbrio dos níveis d'água;
- Entupimento ou colmatação do tubo dreno, provocando inundação no interior da célula;
- Entupimento ou colmatação da tubulação de leitura, por desenvolvimento de musgo ou microorganismos na água.

Finalmente, como características principais das caixas suecas, pode-se citar: interferência na praça de construção apenas durante a instalação; terminal

de leituras aproximadamente à mesma cota que a caixa para a determinação dos recalques absolutos, necessidade de associação com referência profunda de nível (*benchmark*) ou outro sistema.

4.2.2. Medidores internos de deslocamentos horizontais

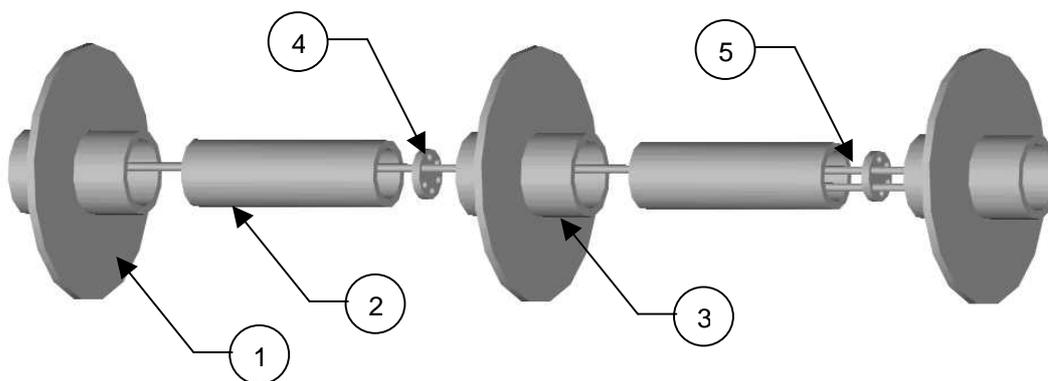
4.2.2.1. Extensômetros de hastes múltiplas

Objetiva a determinação da deformabilidade de maciços rochosos e/ou deslocamentos dos blocos de estruturas de concreto na direção horizontal.

Este equipamento é constituído por placas de deslocamento (circulares ou quadradas), acopladas a hastes de leitura em aço inóx, conforme indicado na Figura 30. As placas são instaladas nos pontos de interesse do maciço e as hastes, solidárias às respectivas placas, são conduzidas até a cabine de leitura à jusante da barragem. Para permitir deslocamentos das placas no interior do maciço, são instaladas luvas de emenda na tubulação que conduz as hastes para a cabine de leitura. A referência das leituras é feita a partir da medição inicial (logo após a instalação) de cada haste, sendo medidos os deslocamentos a partir de uma placa fixada na saída das hastes na cabine de leitura. As medidas são feitas com uma régua graduada em milímetros.

As principais vantagens a serem citadas são a facilidade de leitura, a possibilidade de instalação de um número razoável de placas de deslocamento e a reduzida dispersão de leituras.

Como limitações, pode-se citar a complexidade construtiva, a necessidade de proteção contra a oxidação das peças galvanizadas, a dificuldade para se executar reparos no conjunto e a possível ocorrência de deslocamentos repentinos de difícil interpretação.



- 1 – Placa de deslocamento horizontal (aço galvanizado)
- 2 – Tubo de emenda para prolongamento (aço galvanizado)
- 3 – Luva de emenda (aço galvanizado)
- 4 – Flange guia das hastes (aço inox)
- 5 – Haste de leitura (aço inox)

Figura 30 - Componentes do Extensômetro Horizontal de Hastes Múltiplas (Belitardo e Pereira - 2001, com modificações).

4.2.2.2. Inclínômetros

Estes instrumentos são utilizados com o objetivo de determinar deslocamentos horizontais, superficiais e em subsuperfície. Consistem de um conjunto de segmentos de tubos de plástico ou de alumínio, confeccionados especialmente para esta finalidade, montados através de luvas telescópicas em posição subvertical. Tais tubos possuem dois pares de ranhuras, diametralmente opostas, com os dois diâmetros assim formados perpendiculares entre si, dispostos na barragem nas direções montante/jusante e ombreira esquerda/ombreira direita. As ranhuras servem de guia para as rodas do sensor introduzido para efetuar as leituras, conforme mostra a Figura 31.

A instalação do tubo de inclinômetro pode ser feita em furo de sondagem, o qual deve se prolongar até camadas de alta rigidez ou até alcançar profundidades não afetadas pela construção do aterro da barragem.

Quando instalados em furo de sondagem, o espaço entre o furo e os tubos deve ser preenchido com mistura de solo, cimento e bentonita, e não com areia, pois esta última alternativa causa maior dispersão de resultados.

À medida que o aterro sobe, os tubos de inclinômetro são simplesmente emendados, procedendo-se a compactação cuidadosa (manual) no entorno dos tubos.

Os equipamentos de leitura mais utilizados são da marca SINCO (Slope Indicator Company), existentes em dois modelos – série 200-B (mais antigo) e Digitilt (mais moderno).

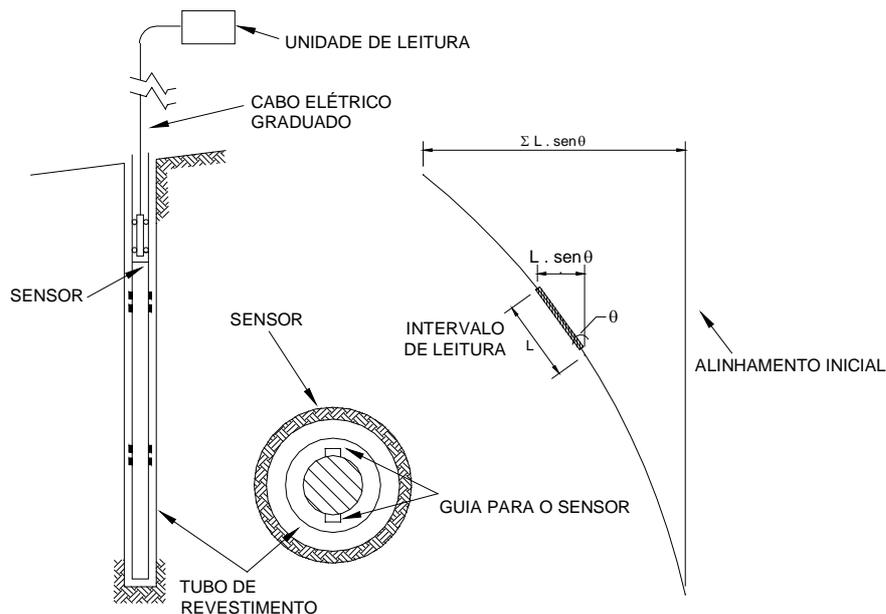


Figura 31 - Princípio de operação do inclinômetro (Dunnicliff, 1988).

Os inclinômetros apresentam como principais características: a possibilidade da determinação dos componentes dos deslocamentos horizontais em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do instrumento; leitura e cálculo (manual) relativamente demorados; interferência na praça de trabalho; a possibilidade de instalação em furos verticais ou inclinados.

4.2.3. Medidores de deslocamentos de superfície

4.2.3.1. De movimento angular (eletrônicos)

Segundo Wha (1999), os eletrônicos são sensores elétricos que indicam a rotação ou a distorção angular através da variação da resistência elétrica entre

os pinos que constituem o elemento de medição. Este elemento é em geral uma ampola preenchida com um líquido eletrolítico.

Os eletrônives foram desenvolvidos para a indústria aeronáutica há mais de 50 anos. Os primeiros trabalhos com esta técnica de instrumentação aplicada à geotecnia foram desenvolvidos na Inglaterra, no estudo do comportamento de estacas submetidas a carregamento lateral (Cooke e Price, 1974).

Posteriormente, a instrumentação com eletrônives foi aplicada na medição da convergência dos túneis do metrô de Londres e também na medição de recalques dos edifícios ocasionados pelo processo construtivo dos túneis.

No Brasil, a primeira utilização do eletrônível foi na medição de deformações de corpos de prova em ensaios triaxiais instrumentados. Em obras geotécnicas, os eletrônives foram aplicados pioneiramente para a determinação da deflexão da face de concreto durante o enchimento do reservatório da barragem de Xingó (Rocha Filho, 1995).

O eletrônível pode ser considerado como um sensor elétrico equivalente ao tradicional nível utilizado na construção civil, como ilustrado na Figura 32. Entretanto, ao invés de se usar dentro da ampola um álcool com um bulbo de ar que é nivelado visualmente, o eletrônível contém uma solução condutora de eletricidade. O nível líquido consiste de um eletrólito selado em uma cápsula de vidro sendo que os projetos mais recentes envolvem o uso de cápsulas de plástico ou de cerâmica. Três eletrodos coplanares penetram a cápsula e são parcialmente imersos neste líquido. A resistência entre o eletrodo central e os eletrodos da extremidade varia em função da inclinação à qual é submetida a cápsula.

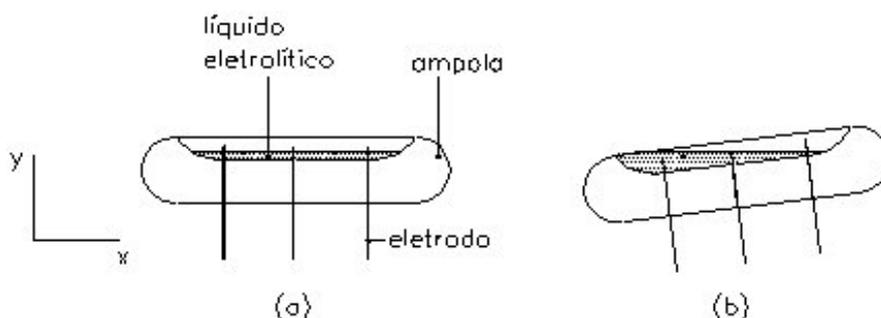


Figura 32 - Variação da altura do líquido eletrolítico entre os eletrodos (Wha, 1999).

A ampola, ao sofrer uma inclinação, no plano dos eletrodos, provoca uma variação na tensão decorrente da variação angular do eletrônível. Assim, ao se induzir uma variação angular do eletrônível, obtém-se uma variação de tensão elétrica. A ampola e os eletrodos ficam protegidos por um cilindro metálico, constituído por material resistente e que garante vedação ao sistema, ou seja, não permite o contato da ampola e dos eletrodos com água. Um cabo elétrico, que mede a variação da tensão, é conectado a uma leitora digital ou analógica que permite registrar a variação angular. A Figura 33 exibe o funcionamento do eletrônível. As Figuras 34 e 35 mostram fotografias do instrumento pronto para utilização.

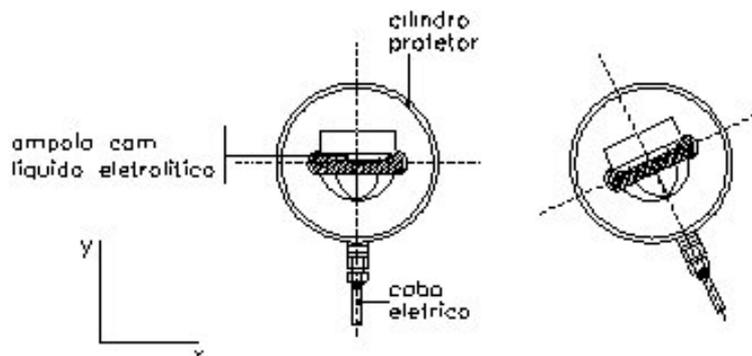


Figura 33 - Funcionamento do eletrônível (Wha, 1999).



Figura 34 - Cilindro metálico para proteção da ampola, cabos elétricos e leitora.



(a) Vista externa do cilindro



(b) Vista interna do cilindro

Figura 35 - Detalhes da proteção da ampola do eletrônível.

O conjunto de eletrôníveis a ser utilizado para instrumentação de barragens deve ser previamente calibrado. A finalidade do procedimento de calibração é a determinação do coeficiente de calibração (C_f) para cada um dos eletrôníveis empregados. Objetiva-se determinar uma curva que forneça a variação das leituras dos eletrôníveis em função da variação angular. Com isso, é possível determinar um coeficiente de calibração para cada eletrônível, o qual

poderá ser utilizado na determinação das rotações e deflexões durante a fase de monitoramento no campo.

Os eletrôníveis podem sofrer rotações com relação à linha normal vertical que passa pelo eixo do eletrônível de até $\pm 6^\circ$, ou podem assumir outra faixa de valores dependendo do fabricante. Esta variação angular é tomada em relação à linha normal ao eletrônível. Para rotações superiores à especificada pelo fabricante, o eletrônível pode apresentar um comportamento não linear. A Figura 36 mostra a instalação de eletrôníveis na face de concreto de um BEFC.

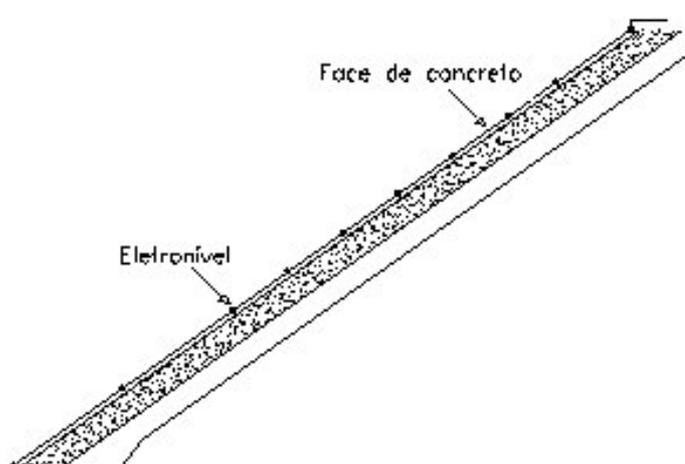


Figura 36 - Localização dos eletrôníveis na face de concreto de barragem de enrocamento (Wha, 1999).

4.2.3.2. De abertura de juntas

Este medidor é um instrumento elétrico, embutido no concreto da laje em barragens de enrocamento com face de concreto. Deve ser resistente às pressões hidrostáticas do reservatório, necessita de calibração prévia e de proteção contra sobrecargas elétricas.

Durante a instalação, deve-se adotar cuidados adicionais para que o lançamento e a vibração do concreto não danifiquem o instrumento. A Figura 37 ilustra o instrumento instalado na laje de uma barragem.

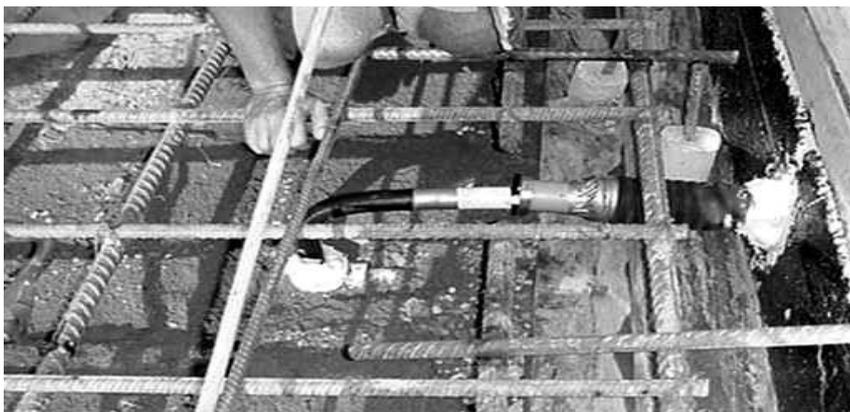


Figura 37 - Medidor de abertura de juntas.

4.2.3.3. Triortogonal de junta perimetral

Estes medidores são geralmente instalados nas juntas de contração e fissuras mais significativas, para o acompanhamento dos deslocamentos diferenciais entre blocos ou da movimentação diferencial entre os lados opostos de uma fissura. A Figura 38 ilustra a instalação deste medidor. A grande vantagem dos medidores triortogonais é possibilitar a medição dos deslocamentos diferenciais segundo um sistema de eixos ortogonais entre si, a saber:

- Eixo X – deslocamento abertura/fechamento;
- Eixo Y – deslocamento cisalhante horizontal;
- Eixo Z – deslocamento cisalhante vertical.

Através dos acompanhamentos dos deslocamentos diferenciais entre blocos ou da movimentação das fissuras mais significativas, pode-se ter uma indicação da continuação do processo de fissuração.



Figura 38 - Medidor triortogonal.

4.2.3.4. Marcos topográficos

Distribuídos sobre a superfície do aterro, estes instrumentos são utilizados como referências para obtenção de deslocamentos horizontais e verticais, através de topografia de precisão. Devido à nova tendência de utilização de distanciômetros eletrônicos em sistemas geodésicos, FURNAS e PUC-Rio estão iniciando uma pesquisa para a utilização destes aparelhos com vistas à instrumentação de barragens.

A principal característica deste tipo de instrumento é a facilidade de instalação e manutenção. Os marcos são constituídos de uma haste metálica, simplesmente fixada em uma base de concreto, e posicionados em pontos de interesse da barragem.

Por serem de fácil acesso e por ficarem expostos ao ambiente, há o risco de danos aos marcos topográficos. Mesmo com sinalização da área onde estão instalados, nota-se com frequência a destruição deste instrumentos, seja por acidentes, seja por atos de vandalismo. O projeto de instrumentação de barragens deve contemplar a possibilidade de perda ou inutilização de 10 a 20% dos marcos superficiais instalados durante a construção.

5. PROTÓTIPOS DE MEDIDORES DE DESLOCAMENTO

5. PROTÓTIPOS DE MEDIDORES DE DESLOCAMENTOS

As medidas de deslocamentos internos em obras geotécnicas são em geral realizadas com os instrumentos citados no Capítulo 4. Dentre estes instrumentos, o medidor hidrostático de recalques é o mais utilizado em barragens de enrocamento no Brasil. Da mesma forma, o extensômetro horizontal de hastes múltiplas é um dos principais aparelhos utilizados para medir deslocamentos horizontais em projetos de instrumentação.

Uma das semelhanças entre os dois instrumentos citados é o fato de serem instalados no corpo do aterro da barragem. Sendo assim, a possibilidade de calibração e manutenção após a instalação fica severamente comprometida. Com a instalação durante o período de construção, muitos destes instrumentos têm sua vida útil limitada, devido a falhas de montagem ou de projeto.

Com vistas a incrementar o conhecimento sobre a influência de detalhes de projeto e instalação destes dois instrumentos, foram montados dois protótipos em escala natural, compatível com as dimensões das barragens de enrocamento atualmente existentes. A montagem foi realizada no Laboratório de Solos de FURNAS, em Aparecida de Goiânia – GO.

5.1. Protótipo do Medidor Hidrostático de Recalques

O princípio de funcionamento deste instrumento foi apresentado no Capítulo 4. A montagem dos protótipos foi realizada sobre estrutura metálica, coberta com lona plástica, com 5,50 metros de altura. Foram construídos dois suportes em barras de ferro em “U” soldadas (metalon), ambos com perímetro de 10,0 metros e altura de 5,0 metros. A tubulação para circulação de água, fabricada em polietileno semitransparente, foi fixada no metalon através de suportes apropriados. A declividade dos tubos foi da ordem de 1%, semelhante à usual em obras de barragens.

As células de recalque foram fabricadas obedecendo aos mesmos critérios adotados para os instrumentos instalados em barragens. Foi construído também um suporte, com cabo de aço e roldana, que permite a movimentação vertical das células. A Figura 39 exibe o protótipo construído como parte do projeto de pesquisa.



Figura 39 - Protótipo do Medidor Hidrostático de Recalques.

No primeiro suporte, foi instalada tubulação de circulação de água, com comprimento de 380 metros. No segundo suporte, a tubulação, constituída do mesmo material, contava com 50 metros de comprimento. Esta diferença de

comprimentos objetivou determinar as diferenças de comportamento do instrumento para distâncias grandes e pequenas entre a célula de recalque e o painel de leitura.

No suporte maior, com 380 metros de tubulação, foram instaladas duas células de recalque. A primeira célula contava com tubulação de diâmetro interno igual a 6,4mm, duplo tubo de leitura, tubo de aeração e tubo de drenagem, simulando a situação na qual o tubo de drenagem é levado até o painel de leitura na barragem. Este caso é típico de instalação da célula em solos argilosos (núcleo de barragens). A outra célula de recalque contava com tubulação de diâmetro interno igual a 4,3mm, porém sem os tubos de aeração e drenagem.

No suporte com 50 metros de tubulação, foram instaladas também duas células de recalque, contando apenas com duplo tubo de leitura. Para a primeira célula foi utilizada tubulação de diâmetro interno igual a 6,4mm e para a segunda célula o diâmetro interno da tubulação foi de 4,3mm.

Os painéis de leitura, para ambos os suportes, foram confeccionados a partir de um suporte em metalon, com chapa de alumínio para fixação de trenas metálicas milimetradas, e registros para escoamento controlado da água.

A água, destilada e deaerada, foi bombeada para a tubulação a partir do conjunto de saturação usualmente adotado no campo, constituído por bomba de pressão e vácuo, câmaras de pressurização de ar e água, manômetro e vacuômetro. A Figura 40 mostra o conjunto para circulação de água, enquanto que o esquema apresentado na Figura 41 exhibe a configuração de montagem de todo o sistema do protótipo.

Na série de testes efetuados, a água foi injetada com a mangueira de abastecimento conectada na extremidade superior do tubo. A adoção deste procedimento procurou reproduzir as condições de injeção de água no campo, onde a água é injetada na parte superior do painel de leitura.

A tenda montada para abrigar o protótipo era fechada na parte superior. Por isso, havia um gradiente de temperatura. Na parte inferior a temperatura era

semelhante à temperatura ambiente, em campo aberto. Já na parte superior, observou-se um acréscimo de 5 a 8 graus centígrados de temperatura.

A condição de exposição dos tubos das caixas suecas a grande variação de temperatura causou significativa oscilação do nível da água, nas extremidades dos tubos de leitura, devido à dilatação e à retração do material dos tubos. O gráfico da Figura 42 ilustra este efeito. Observa-se que após acrescentar uma coluna de água no tubo de leitura ocorreu o retorno do nível d'água até a cota do topo do tubo. Mas a seguir, o nível continuou rebaixando até cerca de 150mm, enquanto a temperatura encontrava-se em elevação. A partir daí ocorreu a elevação do nível d'água, com a queda da temperatura no interior da tenda que abrigava os protótipos.

Para reduzir este efeito ao mínimo compatível com a situação de campo, onde os tubos embutidos no aterro não sofrem variação térmica significativa, recomenda-se a montagem dos protótipos em ambientes com temperatura aproximadamente constante ou controlada.

Da série de testes de circulação de água e das leituras efetuadas, constatou-se que o tempo de estabilização da leitura, após o acréscimo de uma coluna d'água da ordem de 30 a 40 centímetros, foi da ordem de 3 minutos para os tubos de 6,4mm de diâmetro interno e de 5 minutos para os tubos de 4,3mm de diâmetro interno.

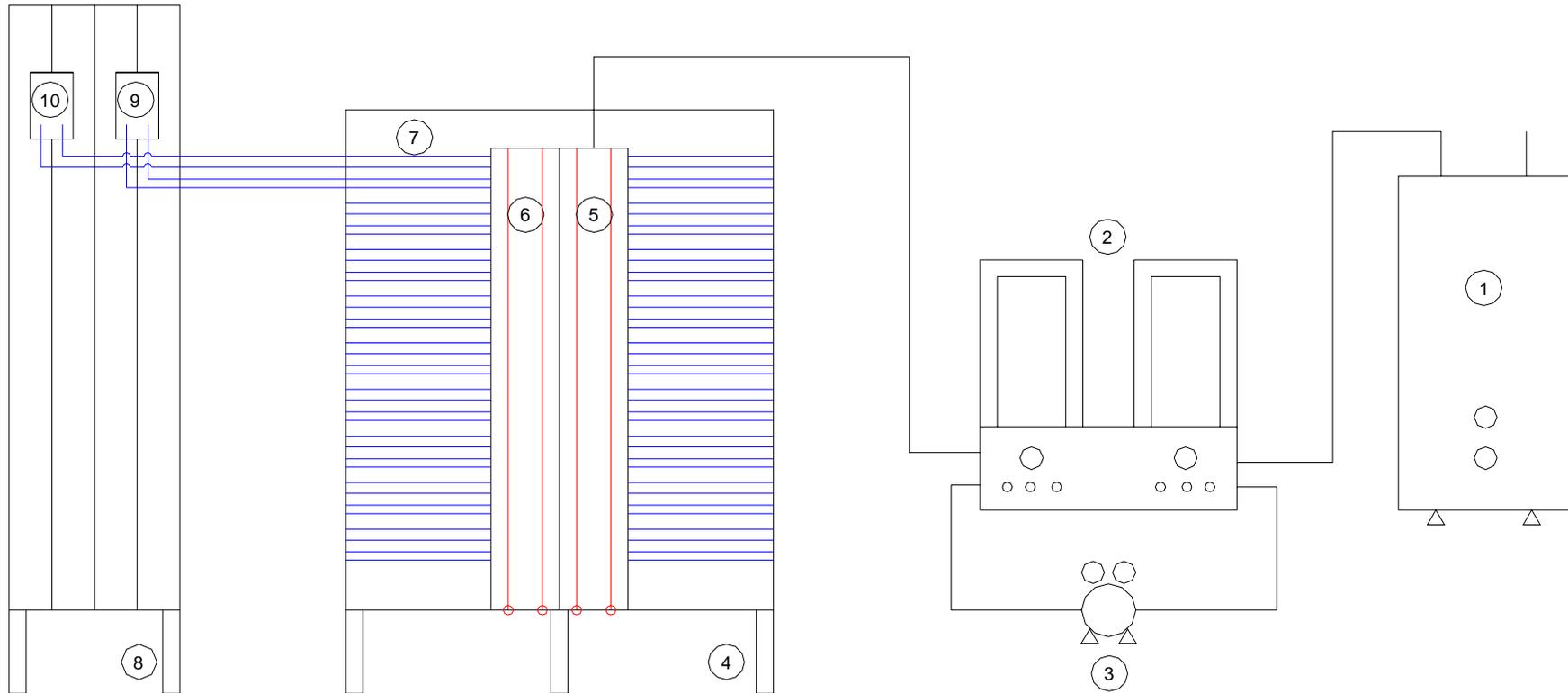
Para tempo de observação maior, constatou-se o rebaixamento do nível da água nas duas extremidades da tubulação, ficando abaixo do topo do tubo no interior da célula de recalque.

Na Figura 43, apresentam-se os gráficos relativos à recuperação do nível d'água em tubo de leitura com 6,4mm de diâmetro interno. Na Figura 44, apresentam-se os gráficos para tubo de leitura com 4,3mm de diâmetro interno.



Figura 40 - Aparelho composto de bomba de pressão e vácuo e câmaras pressurizadas para circulação de água.

5. PROTÓTIPOS DE MEDIDORES DE DESLOCAMENTO



1) Reservatório de água destilada e deaerada

2) Aparato para circulação da água (capacidade 4 litros)

3) Bomba de pressão e vácuo

4) Estrutura de suporte da tubulação

5 e 6) Painéis de leitura das tubulações de 3/8" e 1/4"

7) Tubulação de água (380 metros, 2 tubos de 3/8" e 2 tubos de 1/4")

8) Estrutura de suporte das células de recalque

9 e 10) Células de recalque para tubulação de 3/8" e de 1/4"

Figura 41 - Esquema do Sistema do Protótipo do Medidor Hidrostático de Recalques.

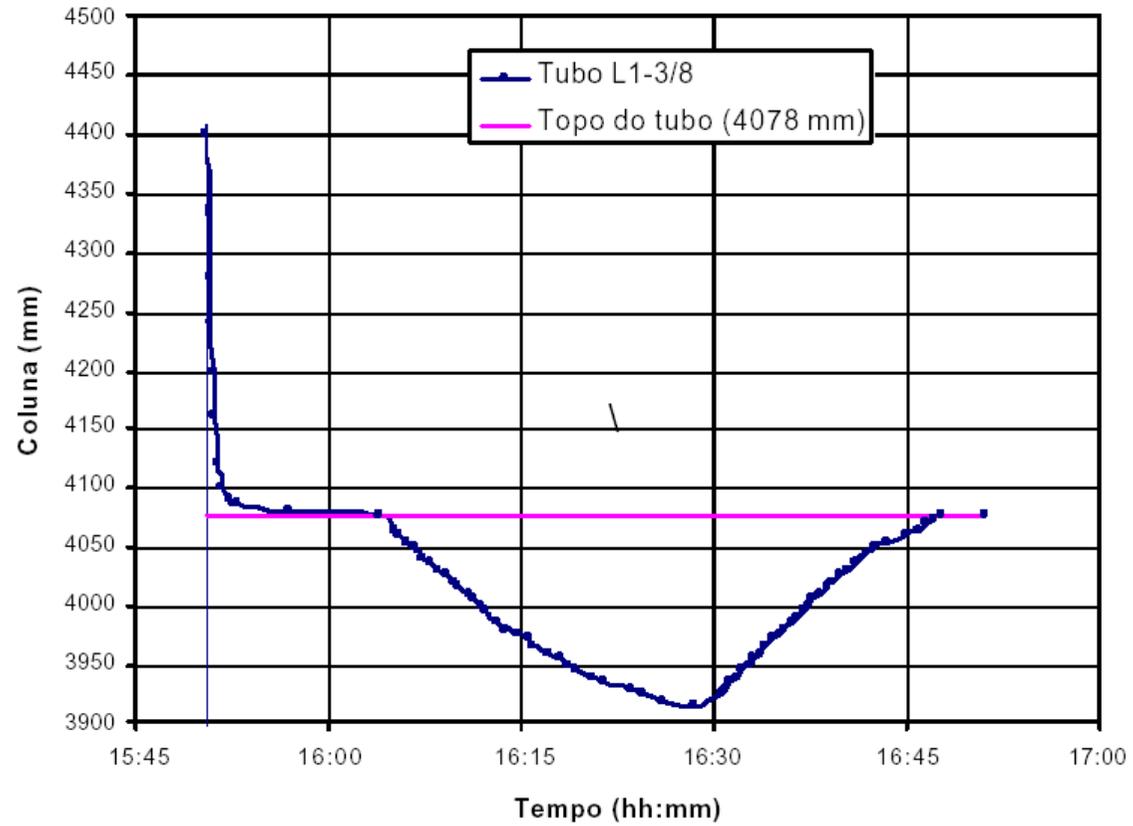


Figura 42 - Variação na leitura causada pela dilatação térmica dos tubos (Oliveira, 2004).

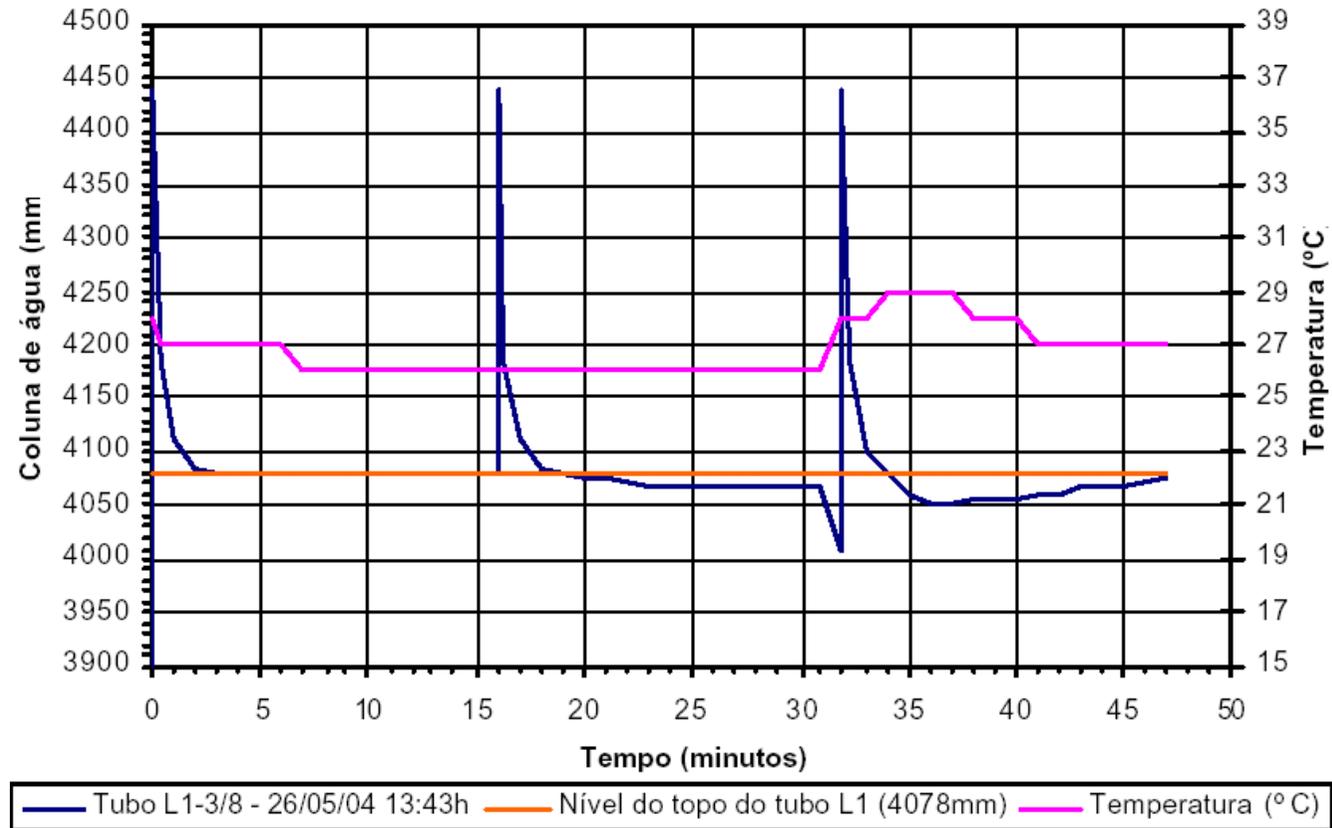


Figura 43 - Teste de estabilização do nível d'água em tubo com DI=6,3mm (Oliveira, 2004).

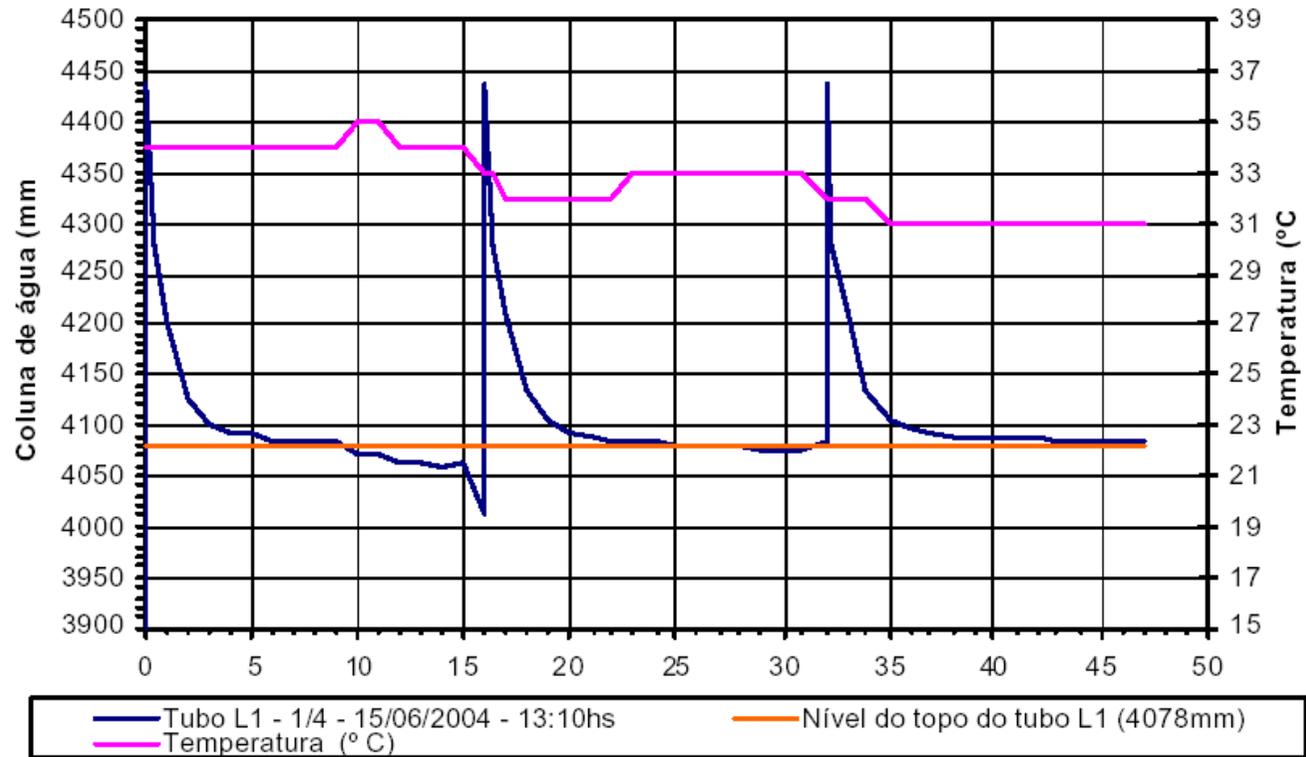


Figura 44 - Teste de estabilização do nível d'água em tubo com DI=4,3mm (Oliveira, 2004).

5.2. Protótipo do Extensômetro de Hastes Múltiplas

O protótipo do extensômetro de hastes múltiplas aqui estudado é similar ao modelo adotado nas barragens de enrocamento de Xingó, Machadinho, Itá e Itapebi. O funcionamento deste instrumento foi descrito no item 4.2.2.1 desta dissertação.

Uma faixa de terreno com 160,0 metros de extensão e 1,20 metros de largura, regularizada com brita, foi selecionada para a instalação do protótipo, conforme Figura 45. O processo de montagem foi iniciado a partir do painel de leituras, a partir do qual foram instaladas as placas cilíndricas e o aparato para a movimentação das mesmas.



a) instalação do protótipo

a) detalhe do disco espaçador

Figura 45 - Instalação e detalhe do protótipo.

Durante a montagem, houve dificuldade para manter as hastes separadas e distribuídas paralelamente. Algumas hastes se entrelaçaram no espaço entre dois discos espaçadores. Desta forma, houve a necessidade de se desenvolver um dispositivo para servir de guia durante a montagem, garantindo o correto posicionamento das hastes no interior do tubo.

Foi também desenvolvido um dispositivo de movimentação das hastes (Figura 46), com relógios comparadores acoplados a duas hastes diametralmente opostas, as quais foram responsáveis pela movimentação do disco. Este sistema apresentou limitações, pois a movimentação baseada em manivela e a diferença de deslocamento das hastes causaram pequenas imprecisões no deslocamento das placas.



Figura 46 - Detalhes do dispositivo de movimentação das hastes e painel de leitura.

As simulações efetuadas com este protótipo foram:

- a) Comparação dos deslocamentos lidos no terminal de leituras com o deslocamento imposto às hastes;
- b) Movimentação das placas e respectivas hastes com o auxílio dos simuladores de deslocamento.

Com as hastes posicionadas corretamente, e alinhadas em paralelo, o sistema apresentou desempenho adequado no que se refere ao deslocamento manual das placas em ambos os sentidos de deslocamento horizontal.

Os valores de deslocamento impostos às placas foram determinados pela média dos deslocamentos dos dois relógios comparadores, posicionados um de cada lado da placa. O deslocamento medido foi obtido através do painel de leitura. A Figura 47 apresenta um gráfico do comportamento da placa EH-06.

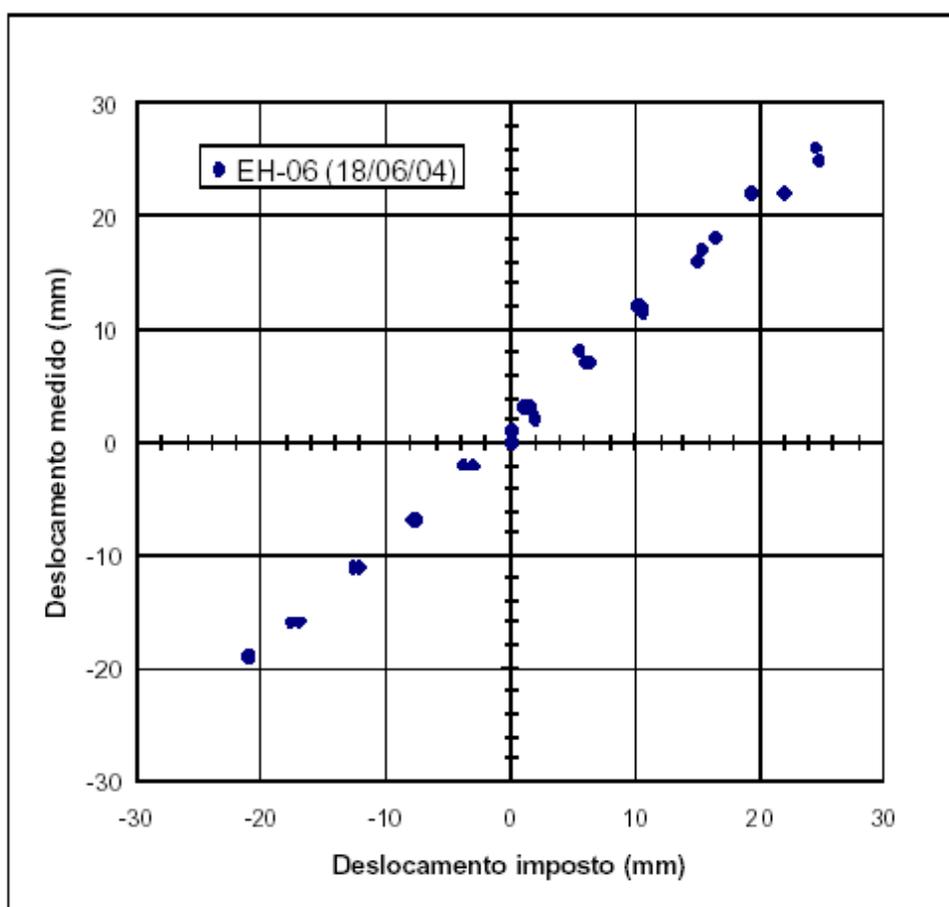


Figura 47 - Relação entre os deslocamentos impostos e medidos para o protótipo.

As simulações mostraram boa compatibilidade entre deslocamentos impostos às placas e deslocamentos observados no terminal de leitura.

Devido a montagem do protótipo em local exposto ao sol, observou-se influência da temperatura nas hastes. Em situações reais, esta influência é mínima, pois o extensômetro fica sob o aterro.

6. CONCLUSÕES

6. CONCLUSÕES

O trabalho aqui apresentado buscou associar uma revisão das técnicas de medida de deslocamentos em barragens de enrocamento com o desenvolvimento de protótipos de instrumentos. A partir da construção de dois protótipos, procurou-se otimizar procedimentos de instalação e simular situações reais de campo.

A metodologia adotada possibilitou adotar as seguintes etapas: (a) revisão bibliográfica sobre barragens de enrocamento, permitindo estudar seções típicas, aspectos construtivos, compressibilidade de enrocamentos e influência da instrumentação para a determinação de parâmetros geotécnicos; (b) revisão sobre sistemas de instrumentação, critérios para seleção de instrumentos e definição de frequência de leituras; (c) estudo sobre instrumentos específicos para medida de deslocamentos verticais, horizontais e superficiais em barragens; (d) simulação em laboratório do comportamento de protótipos de dois instrumentos de medida de deslocamentos – medidor hidrostático de recalques e extensômetro horizontal de hastes múltiplas.

Devido à limitação de tempo da pesquisa, com a montagem do protótipo em Aparecida de Goiânia – GO, algumas das simulações planejadas no programa inicial foram redimensionadas ou canceladas.

Protótipo do Medidor Hidrostático de Recalques (Caixa Sueca)

A configuração de montagem da tenda que abrigou o protótipo induziu um gradiente de temperatura que influenciou o comportamento do protótipo. Recomenda-se que a montagem seja procedida em ambiente com temperatura aproximadamente constante ou controlada.

O tempo de estabilização de leitura, para os tubos de 6,4mm de diâmetro foi da ordem de 3 minutos. Para os tubos com diâmetro interno de 4,3mm, o tempo de estabilização aumentou para 5 minutos.

A partir deste protótipo, pode-se recomendar a adoção de tubulação em polietileno, com diâmetro interno de 6,3mm para o instrumento, por apresentar melhores respostas em relação ao tempo de leitura.

Extensômetro Horizontal de Hastes Múltiplas

As simulações mostraram uma compatibilidade aceitável entre os deslocamentos impostos às placas e deslocamentos no terminal de leitura. O dispositivo para movimentação das hastes do protótipo precisa sofrer modificações, aprimorando o sistema de manivela para não permitir que a placa sofra deslocamentos diferentes nas extremidades onde são fixadas as hastes de movimentação.

O projeto de um sistema que simule também deformações verticais, associadas às deformações horizontais, pode fornecer outras maneiras de avaliar o comportamento do instrumento, reproduzindo situações reais de campo.

Este protótipo também deve ser instalado em local com temperatura constante ou controlada, para simular situações reais de campo.

Sugestões para pesquisas futuras

Além de dar continuidade às iniciadas nesta dissertação, pode-se também sugerir as seguintes atividades:

- No protótipo de Caixa Sueca: implementar transdutores (elétricos, pneumáticos ou de corda vibrante) para medição de pressão de coluna d'água na célula de recalque e no painel de leitura;

- No protótipo de Extensômetro Horizontal: utilizar células de carga para medir qual a força necessária para promover o deslocamento das placas.
- Efetuar medidas ao longo do tempo, para determinar a variação de leitura em função da deterioração da instrumentação.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albuquerque Junior, F. S. (1993). "Análise de barragens de enrocamento com face de concreto durante o período de construção e enchimento". Tese de doutorado, PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil. 261p.

AMBS/ABGE – "Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo", (1990), "SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro.

Bodtman, W. L. & Wyatt, J. D. (1985), "Design and Performance of Shiroro Rockfill Dam", Proc. Symp. on CFRD – Design, construction and performance, ASCE Convention, Detroit, pp. 231-251.

Belitardo, G.; Pereira, R. F. (2001). "Projeto e Instalação da Instrumentação da Barragem EFC do AHE Itapebi", XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens - Tema 3, CBDB, Fortaleza, pp 345-356.

Cardia, R. J. R. (1990). "Deficiências de inclinômetros e metodologia de instalação", Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro.

Cardia, R. J. R. (1990), "Instalação de piezômetros na fundação da UHE Ilha Solteira", Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro.

Cardia, R. J. R.; Yendo, M. (1990). "Desempenho de medidor magnético de recalques", Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro.

Castro, C. H. (1996). "Comportamento da Barragem de Serra da Mesa durante o período de construção". Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil, 178p.

- Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB (1996). "II Simpósio sobre Instrumentação de Barragens", Volume I 123p., Volume II, 155p.
- Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB (1999). "Simpósio de Barragens de Enrocamento com face de concreto", CBDB, Florianópolis.
- Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB (2004). Comunicação pessoal, tratando do Projeto de Lei de Segurança de Barragens.
- Cooke, J. B. (1960). "Symposium on rockfill dams", Trans. ASCE, Vol. 104.
- Cooke, J. B. (1984). "Progress in rockfill dams", 18th Terzaghi Lecture, JGED, ASCE, 110(10), pp. 1381-1414.
- Cooke, J. B. (1990). "Rockfill and Rockfill Dams", Stan Wilson Memorial Lecture, Univ. of Washington.
- Cooke, R. W. e Price, G. (1974). "Horizontal inclinometers for the measurement of vertical displacement in the soil around experimental foundations.", Field instrumentation in geotechnical engineering, pp. 112-125.
- Cruz, P. T. (1996). "100 Barragens Brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto. São Paulo, Editora Oficina de Textos. 648p.
- Davis, C. V, e Sorensen, K. E. (1974) "Concrete face rockfill dam", Ch. 19, I.C. Steel and J.B. Cooke, eds., Handbook of Applied Hydraulics, 3rd Ed., McGraw Hill Book Co. Inc., New York.
- Dunncliff, J. (1988). "Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance", New York, John Wiley & Sons, Inc. 577p.
- Fumagalli, E. (1969). "Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams", Proc. of the ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Div., SM 1, January, pp. 313-330.

- Growdon, J. P. (1960). "The Nantahala dam". Report of Alumminium Co. of America.
- Kanji, M. A. (1990). "Algumas reflexões sobre a instrumentação de barragens", Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro.
- Kanji, M. A.; Figueira, P. C. da S. (1990). "Quantificação tentativa do uso de instrumentação em barragens", Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro, pp. 119-128.
- KULHAWY, F. H. (1981), Recent developments in geotechnical engineering for hydro projects: embankment dam instrumentation performance, engineering geology aspects, rock mechanics studies: proceedings. ASCE International Convention New York: ASCE. 247 p.
- Marques Filho, P. L. et al. (1985). "Deformation characteristics of Foz do Areia Concrete Face Rockfill Dam, as revealed by a simple instrumentation system", Comissin Internationale des Grands Barrages, Quinzième Congrès des Grands Barrages, Lausanne, 1985, Q.56 R.21, pp. 417-450.
- Marsal, R. (1973). Mechanical properties of rockfill. Embankment dam engineering. Casagrande Volume. New York: John Wiley & Sons.
- Materon, B. (1983). "Compressibilidade e comportamento de enrocamentos", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, ABMS.
- Maurer, E.; Toniatti, N. B.; Marques Filho, P. L. (1990). "Instrumentação em barragens de enrocamento com face de concreto", Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro.
- Mellios, G. A.; Lindquist, L. N. (1990). "Análise de medições de tensão total em barragens de terra", Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO'90", ABMS, Rio de Janeiro.

- Mello, V. F. B. de (1979). "Barragem de Foz do Areia – Interpretação do Comportamento das Células Medidoras de Recalque", Relatório para a COPEL, CFA-180979.
- Fraiha Neto, S. H. (1996). "Estudo do comportamento da barragem de Xingó objetivando uma contribuição à validação experimental de modelos teóricos de análise". Tese de Doutorado, PUC-Rio, Departamento de Engenharia Civil, 251p.
- Oliveira, T. C.; Sayão, A. S. F. J., (2004). "Experiência brasileira na medição de deslocamentos em barragens de enrocamento", 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, SPG/ABMS, Portugal. 10p.
- Oliveira, T. C. (2004). Comunicação pessoal sobre os protótipos em desenvolvimento no Laboratório de Furnas-GO.
- Penman, A. D. M., (1969). "Instrumentation for earth and rockfill dams", Ed. Garston: Building Research Station, England, 6p.
- Penman, A. D. M. (1971). "Rockfill", Ed. Garston: Building Research Station, England, 10p.
- Penman, A. D. M. (1972). "Constructional deformations in a rockfill dam", Ed. Garston: Building Research Station, England, 28p.
- Pinto, N. L. S. (1991), "Concrete face rockfill dams", Advances in Rockfill Structures, Kluwer Academic Publishers, Netherlands, pp.341-373.
- Pinto, N. L. S. et al. (1982). "Design and Performance of Foz do Areia Concrete Membrane as Related to Basalt Properties", 14th ICOLD Congress, Vol. IV, Q.55, R.51, pp. 873-905, Rio de Janeiro, Brasil.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1973). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley & Sons. 411p.

Rocha Filho, P.; Toniatti, N. B.; Penman, A.D.M. (1990). “Desenvolvimento de um sistema de medição de deslocamentos horizontais em barragens de terra e enrocamento”, Rio de Janeiro, Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo – SINGEO’90”.

Rocha Filho, P. (1995). “Slab deflection of a concrete faced rockfill dam”, *Dam Engineering – Journal of the British Dam Society*, Vol. VI, Issue 3, September, pp.185-197.

Swiss National Committee on Large Dams - SNCLD (1991). “Measuring installations for dam monitoring”. Special issue to the 17th International Congress on Large Dams, Vienna, 1991. Zurich: Wasser, energie, luft, 83p.

Terzaghi, K. (1960) “From theory to practice in soil mechanics”, selections from *Writings of Karl Terzaghi*, John Wiley & Sons Pub., New York.

Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1967) “Soil Mechanics in Engineering Practice”, 2nd Ed., John Wiley & Sons Pub., New York, 729p.

U.S. Army Corps of Engineers (1995), “Instrumentation of Embankment Dams and Levees”. Manual No. 1110-2-1908, Department of the Army, Washington, DC. 75p.

Wha, C. K. (1999). “Aplicabilidade dos eletrônicos na instrumentação geotécnica”. Dissertação de mestrado, PUC - Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. 52p.