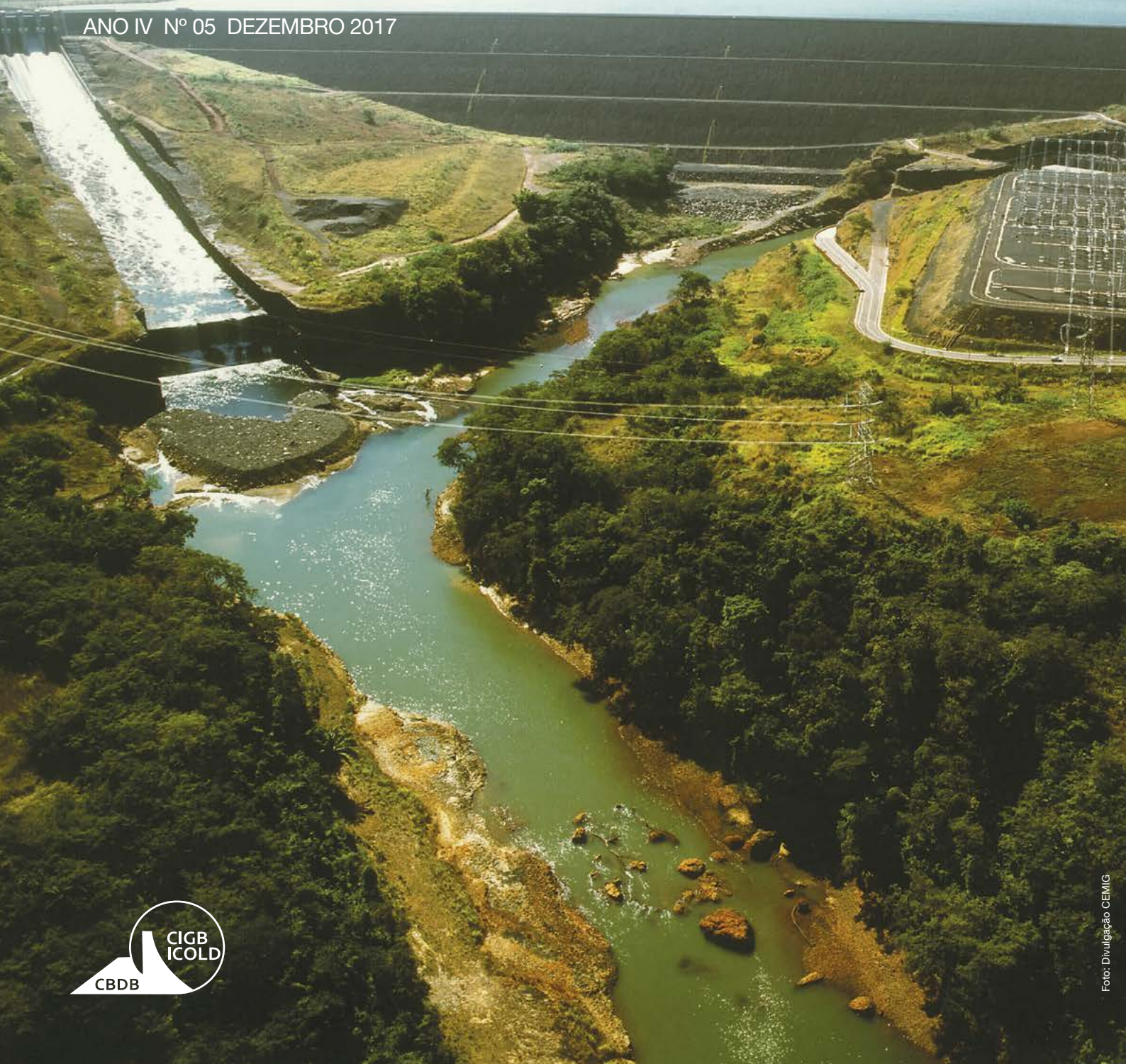


REVISTA BRASILEIRA DE ENGENHARIA E BARRAGENS

ISSN: 2594-7451


COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS

ANO IV Nº 05 DEZEMBRO 2017



Cemig.

Energia que
gera mais
oportunidades
para todos.



Neste exato momento, tem alguém utilizando a energia da Cemig no campo, na cidade, na indústria, a favor do meio ambiente e nas ações sociais da empresa, em cada canto de Minas Gerais. É com essa mesma energia que a Cemig está preparada para reduzir as desigualdades sociais e regionais por meio de programas como Eletrificação Rural, Energia Cidadã e Tarifa Social. **Em cada investimento em novas tecnologias, em cada ação cidadã, a Cemig está trabalhando para construir o presente com os olhos no futuro da nossa gente.**

- Em 2 anos, energia fornecida para 40 mil novas famílias na área rural
- R\$ 600 milhões investidos no uso racional da energia
- 110 mil famílias beneficiadas pelo programa Energia Cidadã
- Até 65% de desconto para consumidores de baixa renda pela Tarifa Social
- 100% de desconto na tarifa para indígenas e quilombolas



COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS - CBDB
REPRESENTANTE DA COMISSÃO INTERNACIONAL DE
GRANDES BARRAGENS (ICOLD-CIGB) NO BRASIL

DIRETORIA

PRESIDENTE - CARLOS HENRIQUE MEDEIROS
VICE-PRESIDENTE - JOSÉ MARQUES FILHO
DIRETOR-SECRETÁRIO - CELSO JOSÉ PIRES FILHO
DIRETOR DE COMUNICAÇÕES - RICARDO AGUIAR MAGALHÃES
DIRETOR TÉCNICO - DIMILSON PINTO COELHO
SUPERINTENDENTE PEDRO PAULO SAYÃO BARRETO

NÚCLEOS REGIONAIS - DIRETORES

BA - LÚCIO LANDIM FONSECA
CE - VANDA TEREZA MALVEIRA
GO/DF - HABIB SALLUM
MG - CLEBER JOSÉ DE CARVALHO
PR - ÉTORE FUNCHAL DE FARIA
PE - JOSÉ AQUINO DE SOUZA
RJ - GERALDO MAGELA PEREIRA
RS - LÚCIA WILHELM VÉRAS DE MIRANDA
SC - SÉRGIO CORRÊA PIMENTA
SP - PAULO VICTOR CASTELLO BRANCO BRAUM

COMISSÕES TÉCNICAS NACIONAIS - COORDENADORES

BARRAGENS DE CONCRETO
JOSÉ MARQUES FILHO
BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO
BAYARDO MATERÓN
BARRAGENS DE REJEITOS
JOAQUIM PIMENTA DE ÁVILA
BARRAGENS DE TERRA E ENROCAMENTO
RICARDO AGUIAR MAGALHÃES
**CONDICIONANTES REGULATÓRIOS À REALIZAÇÃO DE
BARRAGENS E RESERVATÓRIOS**
RAYMUNDO JOSÉ SANTOS GARRIDO
**FORMAS DE CONTRATAÇÃO DE SERVIÇOS DE ENGENHARIA
E CONSTRUÇÃO**
RICARDO ANDRZEJEWSKI
HIDRÁULICA EM BARRAGENS
DIEGO DAVID BAPTISTA DE SOUZA
IMPACTO AMBIENTAL DE BARRAGENS E RESERVATÓRIOS
SANDRA ELISA FAVORITO RAIMO
OBRAS DE PROTEÇÃO E CONTENÇÃO DE FLUXO DE DETRITOS
DIMITRY ZNAMENSKY
REGISTRO DE BARRAGENS
ÉTORE FUNCHAL DE FARIA
SEGURANÇA DE BARRAGENS
CARLOS HENRIQUE MEDEIROS
USOS MÚLTIPLOS DE RESERVATÓRIOS
FÁBIO DE GENNARO CASTRO

CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens

Rua Real Grandeza, 219 - Bloco C - Sala1007
Bairro Botafogo - Rio de Janeiro/RJ - Brasil
CEP 22281-900 **FAX** 055 21 2528 5959
TELEFONES 055 21 2528 5320 | 055 21 2528 5283
E-MAIL cbdb@cbdb.org.br **WEB** www.cbdb.org.br



RBEB passa a ser semestral

Por Dimilson Pinto Coelho* - Diretor Técnico do CBDB

Esta quinta edição da Revista Brasileira de Engenharia de Barragens (RBEB) é um marco para o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), pois, a partir desta publicação, a periodicidade da revista passa a ser semestral. A iniciativa evidencia nosso compromisso com a divulgação do conhecimento técnico, acadêmico e científico.

Parabenizo os autores que concluíram com qualidade e sucesso os trabalhos aqui veiculados! A interdisciplinaridade dos temas confirma o vasto campo de abrangência na área e corrobora a relevância para a Engenharia brasileira.

Um dos artigos demonstra o controle na gestão de recursos hídricos, o que é fundamental para propiciar e garantir o desenvolvimento e a vida organizada de populações. A questão é debatida por meio de uma proposta de avaliação diferenciada de reservatórios de acumulação no planejamento da expansão do sistema elétrico brasileiro. Outro aspecto apresentado é a utilização de novas tecnologias com a aplicação de drone na inspeção de barragens. A pesquisa indica a importância de complementação das inspeções de campo e traz ainda alguns exemplos práticos da região Centro-Sul do Brasil.

O trabalho referente ao manual de monitoramento e seu uso como ferramenta para a segurança de barragens ensina como elaborar este "guia" - que pode ser considerado o principal elo entre as fases de projeto, construção e operação de uma barragem. Além disso, o manual contribui para um diagnóstico mais preciso sobre o comportamento da barragem durante toda a sua vida útil.

O envelhecimento das estruturas mediante estudos e avaliações para aferir o comportamento estrutural das barragens é outro ponto de destaque na RBEB. A produção científica relaciona os efeitos do envelhecimento com a mudança de temperatura climática na abertura e no fechamento de fissuras. Já em Itaipu, um estudo de análises de fluxo e de estabilidade da barragem de terra (que avalia o efeito e o comportamento da barragem e sua respectiva fundação com um rebaixamento rápido do reservatório) mostra a importância de considerar as condições de compatibilidade entre as características da fundação e do maciço.

Por fim, você terá à disposição para leitura mais três trabalhos chineses, seguindo a colaboração entre as entidades parceiras, CBDB e CHINCOLD. As construções das barragens de enrocamento e suas tecnologias são detalhadas neste conteúdo internacional. Convido todos para uma excelente leitura e uma efetiva contribuição através de publicações de artigos que abrangem a Engenharia de Barragens.

* **Dimilson Pinto Coelho** é formado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Paraná (UFPR) e mestre em Desenvolvimento de Tecnologia pelo Instituto LACTEC. Trabalhou por dez anos na Companhia de Saneamento do Paraná (SANEPAR). Em 2009 passou a integrar a Divisão de Engenharia Civil e Arquitetura da Usina Hidrelétrica de Itaipu atuando como engenheiro e coordenador, por Itaipu, do Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens (CEASB). O órgão conta com mais de 21 pesquisas voltadas ao desenvolvimento de novas soluções estratégicas em segurança de barragens aplicadas em Itaipu.

ARTIGOS

06 ENERGIA HIDROELÉTRICA NO BRASIL - CENÁRIO PARA EXPANSÃO DE 50%*Tema: Energia | País / Edição: Brasil / 2017**Autor: José Marcos DONADON***10 INSPEÇÃO DE BARRAGENS UTILIZANDO DRONE COMO UM IMPORTANTE DISPOSITIVO AUXILIAR***Tema: Segurança de Barragens | País / Edição: Brasil / 2017**Autores: Arthur Couto MANTESE, Lucas de FARIA e João Francisco Alves SILVEIRA***15 ESTRUTURAÇÃO DO MANUAL DE MONITORAMENTO COMO FERRAMENTA PARA A SEGURANÇA DE BARRAGENS***Tema: Segurança de Barragens | País / Edição: Brasil / 2017**Autores: Teresa Cristina FUSARO, André Santos de Oliveira FURTADO, Victor Romeu Fernandes de OLIVEIRA, Isabelle Tanne Couto e SILVA***22 SEGURANÇA DE BARRAGENS DE CONCRETO: MONITORAMENTO ALTERNATIVO DE FISSURAÇÃO TÉRMICA***Tema: Concreto, Tecnologia e Materiais | País / Edição: Brasil / 2017**Autores: José MARQUES FILHO, Bruna GODKE, José Lucas Sobral MARQUES e Heloisa Fuganti CAMPOS***28 BARRAGEM DE TERRA DA MARGEM ESQUERDA DE ITAIPU: ESTUDO DE CASO PARA REBAIXAMENTO RÁPIDO***Tema: Barragens de Terra e de Enrocamento | País / Edição: Brasil / 2017**Autores: Rodrigo LIMA, Josiele PATIAS e Alberto SAYÃO*

INFORME ESPECIAL DO CHINCOLD

36 RESEARCH ON KEY TECHNOLOGIES FOR SUPER-HIGH CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS*Tema: Barragens de Terra e de Enrocamento | País / Edição: China / 2017**Autores: ZHOU Jianping, YANG Zeyan, WANG Fuqiang e LIU Chao***43 TECHNOLOGIES ON CONSTRUCTION OF EARTH CORE ROCKFILL DAMS***Tema: Barragens de Terra e de Enrocamento | País / Edição: China / 2017**Autores: Zeping XU e Guocheng JIANG***55 DISCUSSIONS ON THE TECHNICAL ISSUES OF THE CONSTRUCTION OF 300M HIGH CFRD***Tema: Barragens de Terra e de Enrocamento | País / Edição: China / 2017**Autores: Zeping XU*

CAPA

A Usina Hidrelétrica de Nova Ponte, com capacidade de geração de 510MW, está localizada em Minas Gerais, no município de Nova Ponte, às margens do rio Araguari. A estrutura foi inaugurada em 1994 e possui altura máxima de barragem de 141m com queda efetiva útil para geração de energia elétrica de 96m e comprimento de 1600m.

Muitos não sabem, mas Nova Ponte é a primeira usina brasileira construída de forma a cumprir todos os requisitos de proteção ambiental previstos na legislação. Seu volume útil de reservatório de água é de 10,375 bilhões de m³. Seu lago, quando cheio, inunda uma área de 449,24km² nos municípios de Iraí de Minas, Nova Ponte, Patrocínio, Perdizes, Pedrinópolis, Sacramento, Santa Juliana e Serra do Salitre.

Segundo o Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS), o lago da Usina Hidrelétrica de Nova Ponte é capaz de armazenar 11,39% do volume represável pelos reservatórios do Sistema Sudeste/Centro-Oeste, o que representa 30,04% do armazenamento de água da Bacia do Rio Paranaíba.

REVISTA BRASILEIRA DE

ENGENHARIA DE BARRAGENSPublicação de responsabilidade do CBDB
COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS

A Revista Brasileira de Engenharia de Barragens (RBEB) é uma publicação técnica aperiódica do Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), distribuída em todo o território nacional e direcionada aos profissionais que atuam na Engenharia de Barragens em geral e em obras associadas. Os artigos assinados são de expressa responsabilidade de seus autores e não refletem, necessariamente, a opinião do CBDB. Todos os direitos reservados ao CBDB. Nenhuma parte de seus conteúdos pode ser reproduzida por qualquer meio sem a autorização, por escrito, dos editores.

A Revista Brasileira de Engenharia de Barragens (RBEB) tem por objetivo a publicação de artigos científicos e de relatos técnicos inerentes à Engenharia de Barragens em geral, de modo a explicitar os conhecimentos técnicos atualizados, que sejam úteis tanto para a operação das empresas que projetam, constroem ou operam barragens, como para os centros de pesquisa e as universidades que se dedicam ao desenvolvimento da Engenharia de Barragens. O Conselho Editorial, abaixo nominado, é o órgão responsável pela definição da linha editorial e pela qualidade técnica dos trabalhos. Está composto por membros selecionados entre os sócios do Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB) com comprovada experiência profissional ou acadêmica em cada um dos 16 temas a seguir relacionados.

TEMAS E COMPOSIÇÃO DO CONSELHO EDITORIAL**HIDRÁULICA E VERTEDORES**

MARCELO GIULIAN MARQUES, NELSON LUIZ DE SOUZA PINTO

GEOTECNIA E FUNDAÇÕES

ALBERTO DE SAMPAIO FERRAZ JARDIM SAYÃO, MILTON ASSIS KANJI

GEOLOGIA DE ENGENHARIA

RICARDO ANTÔNIO ABRAHÃO

HIDROLOGIA

HEINZ DIETER OSKAR AUGUST FILL, MÁRIO CICARELI PINHEIRO

ENERGIA

FLAVIO MIGUEZ DE MELLO, JERSON KELMAN, FRANCISCO LUIZ SIBUT GOMIDE

CONCRETO, TECNOLOGIA E MATERIAIS

SELMO CHAPIRA KUPERMAN, WALTON PACELLI DE ANDRADE, JOSÉ MARQUES FILHO

EQUIPAMENTOS HIDROMECÂNICOS

PAULO CEZAR FERREIRA ERBISTI, JOÃO CARLOS MATHEUS

BARRAGENS DE TERRA E DE ENROCAMENTO

CIRO HUMES, PAULO TEIXEIRA DA CRUZ, CASSIO BAUMGRATZ VIOTTI

BARRAGENS DE FACE DE CONCRETO E DE NÚCLEO ASFÁLTICO

BAYARDO MATERÓN, CIRO HUMES

INSTRUMENTAÇÃO

ARSENIO NEGRO JR., JOÃO FRANCISCO ALVES SILVEIRA, RUBEN JOSÉ RAMOS CARDIA

BARRAGENS DE CONCRETO COMPACTADO A ROLO (CCR)

FRANCISCO RODRIGUES ANDRIOLO, WALTON PACELLI DE ANDRADE

MEIO AMBIENTE

MARÍLIA PIRONI SCOMBATTI, SÍLVIA HELENE MENEZES PIRES

SEGURANÇA DE BARRAGENS

CARLOS HENRIQUE DE A. C. MEDEIROS, TERESA CRISTINA FUSARO

TÚNEIS

TARCÍSIO BARRETO CELESTINO

RECURSOS HÍDRICOS

BENEDITO PINTO FERREIRA BRAGA JÚNIOR

MUDANÇAS CLIMÁTICAS

MARIA ASSUNÇÃO FAUS DA SILVA DIAS

COMITÊ EXECUTIVO

CARLOS HENRIQUE MEDEIROS

DIMILSON PINTO COELHO

RICARDO AGUIAR MAGALHÃES

GERÊNCIA DE PUBLICAÇÕES

PEDRO PAULO SAYÃO BARRETO

COORDENAÇÃO EDITORIAL

RICARDO AGUIAR MAGALHÃES

JORNALISTA RESPONSÁVEL

CLÁUDIA RODRIGUES BARBOSA

PROJETO GRÁFICO**E DIAGRAMAÇÃO**

URSULA FUERSTENAU

FOTOLITO / IMPRESSÃO

GRÁFICA PALLOTTI

TIRAGEM

800 EXEMPLARES



RESERVATÓRIOS E SEGURANÇA HÍDRICA: AS DEFICIÊNCIAS INFRAESTRUTURAIS BRASILEIRAS SÃO SUBSTANCIAIS

Por Francisco Luiz Sibut Gomide*

O fator água apresenta inúmeras complexidades decorrentes de demandas setoriais cruzadas e de usos múltiplos complementares. Por isso, há uma relação íntima entre segurança hídrica, segurança energética e segurança alimentar. Eventuais crises hídricas, energéticas e/ou de produção de alimentos poderão ter consequências econômicas e sociais importantes.

Enquanto formos um País pobre e desprovido de uma infraestrutura minimamente decente, estaremos expostos aos desastres naturais e sucessivas crises hídricas e/ou energéticas. As mais recentes ressaltaram a necessidade de enfrentarmos a gigantesca tarefa de recuperar o tempo perdido. Os recursos hídricos são abundantes na América do Sul (a pluviosidade é duas vezes maior que em qualquer outro continente) - especialmente no Brasil (destaque para a Amazônia). Mas eles serão cada vez menos baratos na medida em que os preços e tarifas reflitam a amortização dos inúmeros investimentos em infraestrutura que se farão necessários.

A oposição irracional às obras de infraestrutura

Há milhares de anos, a implantação de obras de retenção (barragens) - e a conseqüente criação de espaço para armazenamento de água (reservatórios) - tem possibilitado a atenuação dos efeitos indesejáveis dos extremos do ciclo hidrológico: as secas e as enchentes.

No entanto, ao longo dos últimos 40 anos, ao mesmo tempo em que, pelo lado positivo, a necessidade de preservação do meio ambiente se transformava em um grande consenso, surgiam, pelo lado negativo, visões extremadas e exaltadas, apresentando obras de infraestrutura, em geral, e barragens e reservatórios, em particular, como sérias ameaças ambientais.

É interessante lembrar a definição de sustentabilidade: satisfazer as necessidades das pessoas sem colocar em risco a satisfação das necessidades das gerações futuras. Pois bem: não é possível satisfazer as necessidades das pessoas sem garantir a sua segurança hídrica. E não é possível garantir segurança hídrica sem as obras de infraestrutura, indispensáveis para tanto.

Energias eólica e solar também precisam de reservatórios de água

O armazenamento necessário para “firmar” (assegurar, garantir) certa percentagem da energia renovável disponível em um sistema é proporcional ao desvio padrão das aflúncias (seja aflúncia de energia hidráulica, eólica ou solar fotovoltaica). Nesse sentido, energia eólica e energia solar equivalem a energia hidráulica de usinas a fio-de-água (desprovidas de reservatórios de regularização de vazões). Todo o armazenamento do sistema terá de estar na forma de água, nos indispensáveis reservatórios.

Assim, ironicamente, quando investimos em energias eólica e solar, aumentamos a necessidade de implantar reservatórios de água para “firmar” a produção total de energia elétrica a partir de fontes renováveis. Também ironicamente, a eventual ocorrência de mudanças climáticas, por aumentarem o desvio padrão das aflúncias, demandará que se aumente o armazenamento total do sistema.

Reservatórios de regularização não precisam estar na seção de captação

Outro aspecto importante é que os reservatórios não precisam estar necessariamente na seção de captação de água. Essa assertiva é relevante porque invalida o argumento simplista de que não cabem reservatórios na Amazônia, “que é plana”!

Deslocando-se para montante, sempre será possível encontrar o sítio adequado para implantação da obra de retenção e conseqüente reservatório. Devemos implantar muitos reservatórios, principalmente a montante, nas cabeceiras dos rios, local ideal para o estabelecimento de áreas de proteção de mananciais.

O aproveitamento não predatório dos recursos naturais recomenda que o armazenamento total não seja muito pequeno (imaginem o desperdício em um sistema hidrelétrico totalmente a fio-de-água). Por outro lado, a lei dos rendimentos marginais decrescentes não recomenda que eles sejam muito grandes. Por exemplo: não é incomum que com menos da terça parte do armazenamento necessário para 100% de regularização se consiga “firmar” mais de 85% da aflúncia média.

Quando se projetam sistemas hidrelétricos integrados, com linhas de transmissão que transferem blocos de energia de um lugar para outro, os reservatórios não necessitam estar no local de captação, nem a montante no mesmo rio.

A verdadeira grande crise nacional é política

Cabe perguntar: por que a nossa infraestrutura, em particular a relacionada à defesa contra desastres naturais, é tão deficiente? Em parte é porque as pessoas não têm sensibilidade para avaliar o impacto de eventos que demoram a se repetir (20, 30, 40 anos). Hidrólogos costumam chamar de “Ciclo Hidro Ilógico” o fenômeno de as pessoas só apoiarem a execução de obras de controle de cheias (e de estiagens) depois de sofrerem as consequências de sua falta!

Já os governantes, além de também incapazes de avaliar os riscos de eventos extremos e pouco frequentes, carecem de interesse por qualquer assunto que fuja do seu lamentável foco no curto prazo eleitoral.

Na verdade, o fato é que o Brasil é uma superpotência hídrica, energética e agrícola que não consegue se desenvolver por falta de instituições fortes. A verdadeira crise nacional é de representação política: nossas instituições são fracas porque nossas leis são mal feitas, e elas são mal feitas porque nossos representantes políticos são fracos.

O desafio político à frente da atual geração de brasileiros é descobrir uma maneira mais democrática e menos corruptível de fazer leis. O que já sabemos é que o atual sistema político está falido e que, graças à revolução digital, a chamada democracia representativa não passa de um mal desnecessário.

* **Francisco Luiz Sibut Gomide** - Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Paraná (UFPR, 1968), Economista (UFPR, 1968), Ph. D. em Recursos Hídricos (Colorado State University, 1975). Foi Ministro de Minas e Energia (2002), Presidente da Escelsa e Enersul (1995 - 2001), Diretor Geral Brasileiro da Itaipu Binacional (1993 - 1995), Presidente da Copel (1986 - 1993), Diretor de Administração e Finanças da Copel (1983 - 1986) e Professor Titular de Engenharia de Recursos Hídricos da UFPR. Foi também fundador (1977), Diretor (1977 - 1979) e Presidente (1985 - 1987) da Associação Brasileira de Recursos Hídricos (ABRH). Atualmente é Sócio Diretor da GMD Organização Industrial e Engenharia Ltda.

ENERGIA HIDROELÉTRICA NO BRASIL - CENÁRIO PARA EXPANSÃO DE 50%

José Marcos DONADON | Engenheiro Civil EPUSP/78 – CEF

RESUMO

O trabalho começa lembrando que o Brasil detém a terceira matriz energética mais limpa do mundo: 59,45% em comparação à média mundial de 13,30%. Após, mostra que apenas 42,6% do potencial total estão implantados, e que as Usinas Hidrelétricas de Energia (UHEs) inundam 1/400 do Brasil e respondem por 1,2% do desmatamento. São investidos no setor socioambiental porcentagens e cifras que não possuem paralelo em outra parte do planeta. O estudo compara o preço da energia hidroelétrica com o de todas as outras fontes disponíveis – é ela a mais barata. A seguir, ele traça um cenário de expansão que atinge 50% da atual potência outorgada. O artigo alerta sobre o socioambientalismo exacerbado, sugerindo aprofundamento radical nos estudos e refazimento dos estudos de inventários hidroenergéticos à fim de que os novos aproveitamentos hidroelétricos possam ter reservatórios de regularização plurianual que convergem para a necessidade de água do planeta.

ABSTRACT

The paper begins by remembering that Brazil has the third cleanest energy matrix in the world: 59.45% compared to the world average of 13.30%. It shows that only 42.6% of the total potential is implanted. UHEs flood 1/400 of Brazil and account for 1.2% of deforestation. They invest in socio-environmental percentages and figures that have no parallel in another part of the planet. It compares the price of hydroelectric power with that of all other available sources, the cheapest, reaching 9.4 times less than thermal. Next, it traces an expansion scenario that reaches 60% over the current power granted. Beware of an exaggerated socio-environmentalism, suggesting a radical deepening in the studies and re-study of hydroenergetic inventories so that the new hydropower plants may have pluriannual regularization reservoirs that converge to the need of water of the planet.



1. INTRODUÇÃO

Brasil tem a terceira matriz energética mais limpa do mundo. São 110.905 MW hidroelétricos outorgados pela Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), em um total de todas as fontes de 186.555 MW, ou 59,45% [1] em comparação à média mundial de 13,30%.

O percentual indica que a marca brasileira perde apenas para dois países: Dinamarca e Noruega. A Dinamarca estabeleceu a meta de energia 100% limpa até 2050, e a Noruega possui o índice de 95% hidroelétrica.

Para especialistas, medidas adotadas pelo governo dinamarquês podem servir de modelo para outros países europeus [2]. Entretanto, a população da Dinamarca é de 5.719.559 habitantes [3], ou 37 vezes menos que a do Brasil: 210.746.573 [4]. Já a da Noruega é ainda menor, com 5.233.412 habitantes. Somando os dados citados sobre a população destes dois países internacionais temos a população da cidade de São Paulo.

2. POTENCIAL

Segundo a ANEEL [5]:

“O potencial hidrelétrico brasileiro está ao redor de 260 GW. Contudo, apenas 68% desse potencial foram inventariados. Entre as bacias com maior potencial, os destaques são as do Amazonas e as do Paraná. Na Bacia do Amazonas, o Rio Xingu possui 12,7% do potencial inventariado no País. Outras sub-bacias do Amazonas com potenciais estimados como consideráveis são: a do Rio Tapajós (17%), a do Rio Madeira (15%) e a do Rio Negro (14%). Na Bacia do Tocantins, convém citar a sub-bacia do Rio Itacaiúnas e outros (6,1%). Na Bacia e nas sub-bacias do São Francisco estão concentrados mais 9,9% deste potencial.

Na Bacia do Paraná, a sub-bacia Paraná, Paranapanema e outros têm 8,1% do potencial hidrelétrico inventariado no País”.

Ora, conforme reportado acima, tendo sempre como base os números da ANEEL, é possível concluir que se o atual potencial outorgado é de 110.905 MW e o total está ao redor de 260.000 MW, o Brasil construiu apenas 42,6% das suas hidroelétricas. Fazendo a conta reversa: ainda podem ser desenvolvidas 57,4% das UHEs restantes no território nacional.

3. DESMATAMENTO

Os dois principais argumentos usados para justificar a não implantação de Usinas Hidroelétricas com seus providenciais Reservatórios de Regularização são a inundação e o desmatamento. Entre 1991 e 2000, a área total de floresta amazônica desmatada

aumentou de 415.000 km² para 587.000 km² – uma área mais de seis vezes maior do que Portugal – ou seja, 17.200 km² de área desmatada por ano.

Em 2005, a área desmatada foi de 27.423 km². Os motivos foram:

- Exploração de “madeira legal”.

- Plantio de soja (menor produtividade do mundo e a soja tem baixo valor específico).

- Criação de gado na taxa de 33 cabeças por hectare (a pior pecuária do mundo).

Em 2013, a floresta amazônica teve um aumento na área desmatada em 28%. E, o que é ainda pior, foi a primeira vez, desde 2004, que houve aumento do “corte raso” - eliminação da mata com o uso de correntes de navio presas entre dois tratores que arrancam a árvore pela raiz. É o aperfeiçoamento do desmatamento, sua evolução, seu aumento, seu progresso, sua prosperidade. No estado do Amazonas, a área de desflorestamento mais que triplicou em 2013: aumentou 223%.

O desmatamento no período de agosto de 2015 a julho de 2016 foi de 7.989 km², 29% maior que o período anterior [6], o que fez a Noruega reduzir de R\$ 400 para R\$ 200 milhões a contribuição ao Fundo de Proteção da Amazônia. É vergonhoso que um diminuto país europeu tente proteger a Floresta da destruição feita pelos próprios brasileiros.

As 73 maiores hidroelétricas do Brasil, construídas com reservatórios de regularização ao longo dos últimos 60 anos inundaram 21.207 km² (0,25% ou 1/400 – um quatrocentos avos do território nacional). Isto representa menos de um ano do desmatamento ilegal, como foi o registrado em 2005. Outra maneira de avaliar é dividir os 21.207 km² inundados pelas barragens durante um período de 60 anos. O resultado da operação é de 353 km² por ano, o que equivale a quatro dias e 16 horas de desmatamento ilegal.

Tradução: o desmatamento das hidroelétricas durante seis décadas representa menos de cinco dias por ano do desmatamento da Amazônia, o que em números fica em 1,2%.

Qual é então a explicação da perseguição às Hidroelétricas com Reservatórios de Regularização? Atua-se fortemente contra 1,2% enquanto correntes de navio deitam e rolam sobre os outros 98,8%. “É que madeireiro mata”, conforme diz a política Marina Silva.

O desmatamento ilegal atinge hoje 118 campos oficiais de futebol (70 x 110 m) por hora, ou dois campos por minuto. Ao considerar dia e noite, o desmatamento na floresta amazônica é igual a quatro campos de futebol por minuto durante o dia.

4. ASPECTO SOCIOAMBIENTAL

O tratamento que os investidores em UHEs vêm fazendo no aspecto socioambiental, no Brasil, serve de exemplo para o mundo. Citamos dois exemplos:

- Salto Caxias, 1.240 MW no Baixo Iguaçu: construída entre 1994 e 1999, esta foi a primeira usina brasileira a seguir toda a legislação ambiental e a primeira a ter indenizado todas as propriedades um ano antes de formar o seu reservatório [8]. Com um custo total de R\$ 1 bilhão, a Salto Caxias aplicou R\$ 250 milhões (um quarto do orçamento) no aspecto socioambiental.

- Belo Monte: o orçamento base de 2010 era no valor de R\$ 25,8 bilhões. Belo Monte aplicou 14,3%, ou seja, R\$ 4,6 bilhões (valores atualizados) em investimentos socioambientais.

Os dois casos não possuem paralelo em nenhuma outra UHE do planeta.

5. PREÇO

Preço de geração de energia elétrica por fonte (em R\$/ MWh) [9]:

- 84,58 = Hidroelétrica de grande porte
- 99,58 = Eólica
- 147,46 = UHE de médio porte ou MCH
- 158,94 = UHE de pequeno porte ou PCH
- 165,61 = Térmica Nuclear (Usina Térmica de Energia - UTE)
- 328,43 = UTE a carvão (esta e as quatro abaixo contribuem no aquecimento global)
- 338,67 = UTE a biomassa
- 353,76 = UTE a gás natural
- 672,33 = UTE a óleo combustível
- 796,86 = UTE a óleo diesel
- (não informado) = Solar fotovoltaica

Então, o preço da energia de uma UTE diesel é 9,4 vezes maior que o de uma grande UHE com energia limpa, renovável e capaz de fazer frente a grandes cargas, como um parque industrial. Seriam necessários 375 imensos aerogeradores de 30 andares de altura para alimentar uma linha de produção de alumínio da Alcoa, que perderia os alto-fornos se o vento parasse. Uma das 25 turbinas da UHE Tucuruí dá conta dessa tarefa, sem intermitência.

6. CENÁRIO DE EXPANSÃO

Se as grandes UHEs no Brasil, conforme acabamos de mostrar, são:

- Abundantes (falta construir 57,4% do potencial total);
- Respondem por um quatrocentos avos (1/400) do desmatamento;
- Aplicam em socioambiental percentuais e cifras que são recordes mundiais;
- São a fonte de energia mais barata dentre todas as existentes;
- Limpas (não contribuem para o efeito estufa);
- Renováveis (combustível “grátis”);
- Constantes e confiáveis (não sofrem da intermitência das eólicas e solares)... Por que não construí-las? Seria por causa de uma

mídia e de Organizações Não Governamentais (ONGs) motivadas por interesses estranhos aos da nação brasileira?

Não no triste Brasil de hoje, atravessando a pior das recessões, com Produto Interno Bruto (PIB) engatado na marcha-a-ré e 16 milhões de desempregados (que o autor não duvida serem 18 ou 20 milhões até o final do ano).

Porém, uma grande UHE leva cerca de quatro a cinco anos para começar a gerar. Sendo assim, a seguir está um cenário simplificado para a expansão da geração:

- Salto Capanema, de 1.200 MW: para não inundar 7 km² do Parque Iguaçu foi mutilada para Baixo Iguaçu, de 350 MW, em construção. Pode ser resgatada a potência de 850 MW desperdiçada construindo a Baixo Salto Capanema, com máquinas Kaplan eixo horizontal. Total: 110.905 (existentes) + 850 = 111.755 MW.

- Oito vãos deixados nas UHEs da CESP: três em Três Irmãos, quatro em Porto Primavera, um em Rosana e um em Taquaruçu + 1.221 = 112.976 MW.

- 40 PCHs no estado de São Paulo + 700 = 113.676 MW.

- Santa Isabel do Araguaia + 1.070 = 114.746 MW.

- Marabá + 1.200 = 115.946 MW.

- Terceira etapa de Tucuruí (no Breu Branco) + 2.250 = 118.196 MW.

- Pão de Açúcar + 1.200 = 119.396 MW.

- Bacia do Xingu: Jarina, Kokraimoro, Ipixuna e Babaquara + 10.951 = 130.347 MW. Com a construção destas quatro, o fator de capacidade de Belo Monte sobe de 40 para 65% = 0,25 x 11.000 = + 2.740 = 133.087 MW.

- Complexo Hidroelétrico do Tapajós: São Luiz, Jatobá, Jamanxim, Cachoeira do Caí e Cachoeira dos Patos + 11.090 = 144.177 MW.

- Repotenciação: em andamento nos países desenvolvidos, acrescenta 20% à potência das máquinas. E isto ocorre sem qualquer investimento nos barramentos e reservatórios e sem nenhum novo investimento socioambiental. Com isso, o cálculo fica assim: 0,2 x 110.905 + 22.181 = 166.358 MW. Divididos por 110.905 = 1,5 MW.

7. CONCLUSÃO

Conforme se pode observar no cenário acima, há um incremento de 50% no atual Parque Gerador Hidroelétrico do Brasil através de empreendimentos viáveis. Há que se tomar muito cuidado com um socioambientalismo que ocupou o status de “inviabilizante”, tornando os empreendedores “espécie em extinção”. Porém, o ativismo reinante é soberano, e nada vai mudar isso. Então, a solução é, por exemplo, esquecer as 20 mil páginas de estudos da São Luiz do Tapajós, rejeitadas por unanimidade com ajuda de consultoria internacional, e aprofundá-los exagera e desmedidamente até atingir os limites, os mais elevados píncaros do

conhecimento humano. Após, apresentar 40, 60, 100 mil páginas de estudos, até conseguir as licenças. Mister que adicionalmente sejam refeitos os inventários remanescentes, considerando Reservatórios de Acumulação ou Plurianuais.

Gerações futuras certamente nos sentenciarão, por “crime de lesa pátria”, sobre o motivo pelo qual fomos coniventes/cúmplices em fazer usinas a fio d’água, como Belo Monte, mutilada para pífios 40% de fator de capacidade: 4.571 MW firmes contra 11.233,1 MW de potência instalada. Um dos itens do cenário de expansão aqui apresentado “conserta” Belo Monte.

Outrossim, nações avançadas enfatizam a necessidade de construção de imensos reservatórios de água doce de qualidade no mundo todo, já que os 2% inicialmente disponíveis (98% é salgada ou está nas calotas polares e geleiras permanentes) foram reduzidos para menos de 0,5% devido à poluição que o homem impôs aos mananciais nas últimas décadas. A água pura dos nossos reservatórios (construídos antes do “modismo” a fio d’água) abasteceria (com água de beber) a humanidade inteira durante 172 anos [7].

8. PALAVRAS-CHAVE

Energia, hidroelétrica, fonte, reservatório, cenário.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] <http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/capacidadebrasil/capacidadebrasil.cfm>
- [2] <http://www.dw.com/pt-br/dinamarca-estabelece-meta-de-energia-100-lim->

pa-at%2050/a-17613274

[3] <http://countrymeters.info/pt/Denmark>

[4] <https://www.google.com.br/arch?q=popu->

[la%C3%A7%C3%A3o+do+brasil+2017+atual&oiq=popula%C3%A7%C3%A3o+do+Brasil+2017&gs_l=psy-ab.1.2.014.3209.6776.0.12970.19.13.0.0.0.0.187.1548.0j10.10.0...0...1.1.64.psy-ab.9.10.1537...0i13k1j0i7i30k1.k3nehsZTIRg](https://www.google.com.br/arch?q=popula%C3%A7%C3%A3o+do+brasil+2017+atual&oiq=popula%C3%A7%C3%A3o+do+Brasil+2017&gs_l=psy-ab.1.2.014.3209.6776.0.12970.19.13.0.0.0.0.187.1548.0j10.10.0...0...1.1.64.psy-ab.9.10.1537...0i13k1j0i7i30k1.k3nehsZTIRg)

[5] [http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/atlas/pdf/04-Energia_Hidraulica\(2\).pdf](http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/atlas/pdf/04-Energia_Hidraulica(2).pdf)

[6] <http://www.greenpeace.org/brasil/pt/Noticias/Desmatamento-dispara-na-Amazonia/>

[7] Donadon, José Marcos – Aspectos Econômicos, Sociais e Ambientais no Aproveitamento Hidroelétrico Belo Monte sem Reservatório de Regularização – XXX Seminário Nacional de Grandes Barragens – Foz do Iguaçu/PR – maio/15

[8] https://pt.wikipedia.org/wiki/Usina_Hidrel%C3%A9trica_de_Salto_Caxias

[9] <http://www.brasil-economia-governo.org.br/2012/07/10/por-que-hidreletricas-com-reservatorio-sao-a-melhor-opcao-para-o-brasil/>

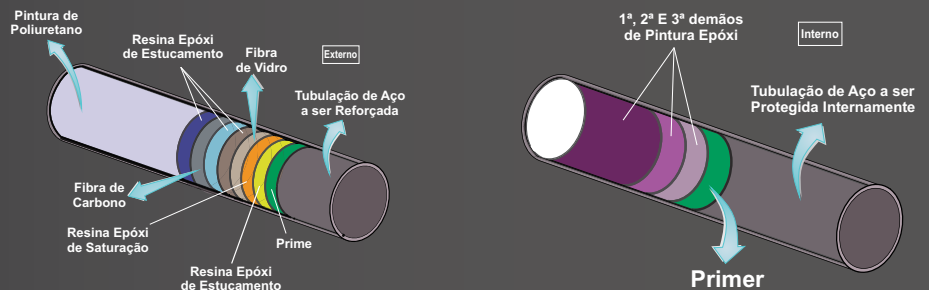


José Marcos DONADON

É Engenheiro Civil formado pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo em 1978. Trabalhou durante 39 anos na construção das Hidroelétricas de Itaipu, Porto Primavera, Salto Caxias, Passo São João e há cinco anos atua em Belo Monte.

É concursado desde 2010 e trabalha na área de Engenharia da Caixa Econômica Federal. Afiliiou-se ao CBDB em 1989 e tem 35 trabalhos publicados em Seminários Nacionais de Grandes Barragens.

ESTUDO DE CASO RECUPERAÇÃO, REFORÇO E PROTEÇÃO DE CONDUTOS FORÇADOS



Instalação de fibras de vidro e carbono



Aplicação de Tinta Epóxi



Trecho de conduto reforçado e protegido

INSPEÇÃO DE BARRAGENS UTILIZANDO *DRONE* COMO UM IMPORTANTE DISPOSITIVO AUXILIAR

Arthur Couto MANTESE | Engenheiro Civil - SBB ENGENHARIA

Lucas DE FARIA | Engenheiro Civil - SBB ENGENHARIA

João Francisco Alves SILVEIRA | Diretor Técnico - SBB ENGENHARIA

RESUMO

O trabalho apresenta exemplos da aplicação de *drone* na inspeção de barragens e usinas hidrelétricas. O dispositivo está constituindo uma ferramenta de análise de relevante importância, complementando as inspeções de campo com informações adicionais. O estudo que segue disponibiliza várias fotos que ilustram alguns exemplos práticos da utilização de *drone* na inspeção de Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCH's) na região Centro-Sul do Brasil.

ABSTRACT

This paper presents examples of drone application in dams and hydroelectric plants inspections, which constitutes a device of relevant importance for these works, complementing the field inspections with additional information of extreme importance. Several photos are presented illustrating some practical examples of drone use in inspections of Small Hydroelectric Power Plants (SHPP's) in the Central-Southern region of Brazil.



1. INTRODUÇÃO

Nosso primeiro contato utilizando um *drone* em uma inspeção de barragem ocorreu durante uma visita técnica à Hidrelétrica de Belo Monte, no estado do Pará, próximo de Altamira, importante cidade ao longo da Rodovia Transamazônica.

Durante essa visita, no início de 2017, surgiu a oportunidade de examinar algumas fotos e vídeos registrados pelo *drone* DJI, modelo Phantom3, na inspeção de grandes barragens de terra que precisaram ser construídas para formar o reservatório intermediário. Algumas dessas barragens apresentam 1.000 metros de comprimento, ou mais, e cerca de 40 a 60 m de altura, de forma que o *drone* está sendo utilizado para agilizar a inspeção periódica dessas estruturas.

Convém alertar que o *drone* vem para complementar as inspeções visuais, realizadas a partir da superfície. As imagens aéreas abrangem áreas bem mais extensas e registram tais imagens de outros ângulos, enriquecendo em muito as observações de campo.

2. AQUISIÇÃO E PERÍODO DE TREINAMENTO

Nossa empresa, a SBB Engenharia, tem seu escritório situado em São Carlos. A cidade possui 260 mil habitantes e fica no interior do estado de São Paulo (SP), cerca de 240 km de distância da capital. Atualmente, somos responsáveis pela supervisão de 42 Pequenas Centrais Hidrelétricas (PCHs) e cinco grandes usinas. Na figura 1 é indicada a localização das PCHs nos estados de Rio Grande do Sul, Santa Catarina, Paraná, São Paulo, Mato Grosso e Minas Gerais.

Nosso *drone* foi adquirido em Ribeirão Preto (SP). O modelo escolhido foi o Phantom4 com duas baterias. Junto com essa compra, foi feito um treinamento envolvendo aulas teóricas e práticas em campo, o que permitiu um primeiro contato com o equipamento e o consumo da bateria.

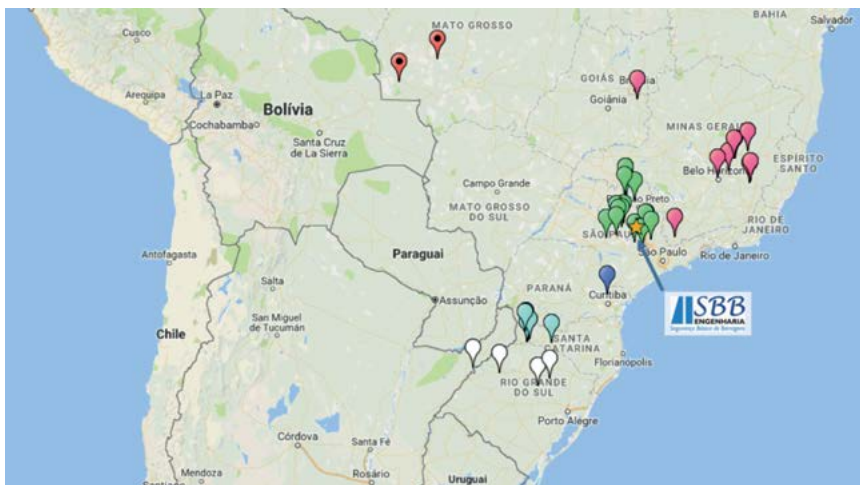


FIGURA 1 – Pequenas Centrais Hidrelétricas supervisionadas pela SBB Engenharia

Dentre as principais limitações na utilização de um *drone* na inspeção de barragens, é possível citar os seguintes pontos:

- Interferência com árvores, vegetação arbustiva e linhas de transmissão de energia, cabos de alta tensão;
- Possibilidade de quebra da lente da câmera pelo impacto de fragmentos de pedra na decolagem (ou pouso);
- Possibilidade de perda do equipamento sobre o reservatório pelo reflexo da água e perda do controle de altitude pelo equipamento;
- Limitação da carga da bateria (com cerca de 20% já deve ser trocada por uma com plena carga). A autonomia é da ordem de 25 minutos;
- Manter o equipamento sempre limpo e seco, especialmente após utilização durante um eventual período de chuva e umidade excessiva.

3. A IMPORTÂNCIA DE UM PLANO DE VOO PRÉVIO

Assim como na aviação civil, não se deve realizar um voo do dispositivo sem um plano antecipado e bem definido. Na utilização do *drone* na inspeção das estruturas civis de uma Usina Hidrelétrica (UHE) é preciso elaborar um plano antecipado das estruturas a serem inspecionadas, do melhor percurso e altura do equipamento para realização das fotos ou vídeos, e dos locais de maior interesse a serem inspecionados.

Assim, no dia anterior à realização das inspeções de campo, é necessário:

- Planejar quais as estruturas que deverão ser inspecionadas;
- Planejar o melhor local para decolagem e pouso do *drone*;
- Analisar todo tipo de interferência que possa existir no trajeto para evitá-las;
- Planejar em detalhes a altura de voo em cada uma das etapas de inspeção;
- Planejar o tempo que deverá ser dispendido nessas inspeções (e depois comparar com o tempo real).

Esse plano de voo prévio deverá ser submetido aos superiores para uma discussão e aprovação. Depois, os resultados coletados devem ser analisados.

Vale destacar que o plano de voo deve ser estudado/verificado em campo, avaliando a existência de algum ponto/observação não considerado previamente, mas que venha requerer alguma alteração do plano. Tal fato deve ser corrigido no plano de voo e relatado para que sejam considerados nas inspeções seguintes, assim como eventuais dificuldades ou interferências que venham ocorrer durante o voo.

4. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DAS INSPEÇÕES

Ao se proceder a inspeção de uma grande barragem de terra, em termos de sua extensão, o *drone* deverá se deslocar inicialmente até uma das extremidades da barragem (ombreira direita, por exemplo), gravando na sequência as imagens em vídeo, conforme se desloca longitudinalmente, um pouco a montante ou a jusante da crista. As imagens acima da crista não deverão ser realizadas, pois não fornecem um bom ângulo de observação em termos de perspectiva.

Muito cuidado deverá ser tomado com as imagens realizadas (eventualmente) com o *drone* sobre o reservatório, pois há sério risco de perda do equipamento em função do reflexo causado pela água. Aproximações até 50 m de altura sobre o reservatório têm sido realizadas sem problema.

A seguir está o esquema proposto para a inspeção de barragens de terra com o *drone*:

As imagens em vídeo ao longo do talude de jusante permitirão, posteriormente, no campo ou no escritório, a detecção de anomalias, tais como:

- Falhas na cobertura vegetal;
- Eventuais trincas sobre o talude;

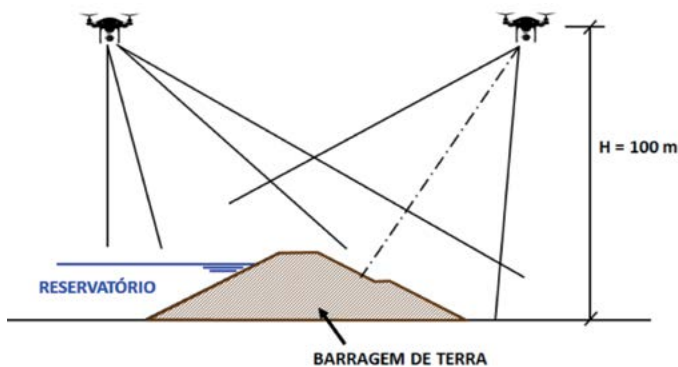


FIGURA 2 – Esquema proposto para o posicionamento do *drone* na inspeção de barragens de terra

- Eventual tendência de movimentação do talude;
- Irregularidades no alinhamento da crista e bermas;
- Eventuais erosões sobre o talude ou ombreiras, etc.

As imagens em vídeo ao longo do talude de montante (rip-rap) poderão permitir a detecção de eventuais anomalias, tais como:

- Irregularidades no acabamento superficial;
- Deslocamento eventual de blocos de rocha pela ação de ondas;
- Eventual tendência de movimentação do talude;
- Excesso de vegetação.

As imagens em vídeo ao longo de uma encosta na ombreira de uma barragem ou por onde desce o conduto forçado poderão permitir a detecção de anomalias, tais como:

- Deslocamento ou queda de blocos de rocha;
- Eventual tendência de movimentação do talude;
- Trincas de tração no topo do talude (eventual);
- Eventual formação de “cones de dejeção”.

5. RESULTADOS PRÁTICOS NAS INSPEÇÕES DE PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS

Os resultados a seguir são de maior interesse no emprego do *drone* na inspeção das estruturas civis da usina nº1. Essa usina está em operação há cerca de 90 anos, sendo que em 2002 ela passou por repotenciação e recuperação geral dos equipamentos de geração. A barragem, do tipo gravidade com 5 m de altura máxima e extensão de 290 m, era normalmente inspecionada em seu trecho até as proximidades da escada para peixes.

Na extremidade da barragem na ombreira direita tem início o canal de adução, com cerca de 3,0 km de extensão. Em seu trecho inicial, devido ao arranjo das estruturas, esse atravessa um pequeno canyon, mudando de concreto para uma estrutura metálica, conforme pode ser observado na Figura 3. O acesso entre as margens direita e esquerda do rio nesse trecho é realizado por uma pequena pista (com veículo) na parte superior dessa estrutura, na lateral do canal metálico.

A referida estrutura metálica, no trecho do canyon, apresenta, normalmente, um bom desempenho em seu trecho superior. Mas, possui problemas localizados de corrosão, particularmente no trecho lateral e inferior, em pontos onde ocorrem infiltrações de água, especialmente nas juntas de dilatação da estrutura. Esses locais só podiam ser inspecionados na região das encostas do canal do rio, pois não havia acesso à região mais central – o que é permitido com o *drone*.

Na usina (aqui designada de nº 2) apresentada na Figura 5, foi a primeira vez em que a SBB Engenharia empregou seu *drone* para a inspeção das estruturas. Tal usina está em operação há cerca de 60 anos, com uma barragem de concreto do tipo gravidade, com aproximadamente 5,0 m de altura e 87 m de comprimento, ligeiramente curva em sua parte central e dotada de alguns contrafortes. Ela funciona como um vertedor de superfície livre, conforme mostrado na Figura 5.

Nas proximidades da ombreira direita, com a utilização do *drone*, foi possível observar um fluxo d'água mais concentrado, conforme mostra a Figura 6. Está sendo causado, provavelmente, pela remoção de blocos de rocha junto à ombreira. Após sua constatação, foi recomendada a inspeção detalhada do local, a ser realizada no período de estiagem, para verificar a necessidade de eventual reparo.



FIGURA 3 – Vista aérea do canal adutor sobre estrutura metálica na região do canyon



FIGURA 4 – Foto feita com *drone* mostra locais com corrosão e crescimento de vegetação na lateral da estrutura metálica (setas)



FIGURA 5 – Vista geral da Barragem Principal e reservatório de uma PCH no Rio Grande do Sul



FIGURA 6 – Região do contato com ombreira direita, onde o fluxo é mais intenso

A usina (aqui designada de nº 3) apresentada na Figura 7, está em operação há 87 anos, sendo dotada de uma barragem do tipo gravidade, construída em blocos de rocha argamassados, com altura máxima de cerca de 3 m. O barramento se estende da Tomada d'Água até a metade do leito do rio, com comprimento da ordem de 230 m.

Conforme pode ser observado nas fotos a seguir, pela primeira vez foi possível realizar a inspeção do barramento principal ao longo de toda sua extensão, empregando o *drone*, podendo avaliar melhor as estruturas de barramento, assim como seu estado atual, conforme mostrado nas Figuras 7 e 8, a seguir.



FIGURA 7 – Vista geral da usina nº 3, com o barramento mais a montante, e a entrada do canal adutor mostrada pela seta



FIGURA 8 – Vista geral da barragem principal dessa usina, a qual anteriormente só podia ser inspecionada a partir da Tomada d'Água, e sua extremidade direita hidráulica

6. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A aquisição e o emprego do *drone* nas inspeções de barragens estão se mostrando uma ferramenta de grande utilidade para a SBB Engenharia, envolvida atualmente na supervisão da segurança de 42 PCHs e cinco grandes usinas. Esta supervisão compreende o recebimento, ao final de cada mês, dos dados da instrumentação das estruturas civis, assim como a realização de inspeções semestrais, ou anuais, das usinas em questão.

O emprego do *drone* está se revelando como de grande utilidade nas inspeções de campo, ao permitir a verificação de regiões da

barragem de difícil acesso, a inspeção de soleira vertente em degraus com infiltrações e encostas de difícil acesso, por exemplo. Apresenta, ainda, a grande vantagem de permitir uma visão geral das estruturas da usina, compreendendo a barragem, canal de aproximação, tomada d'água, condutos forçados, casa de força e canal de fuga, em uma única foto tirada a 100 ou 120 m de altura - o que também constitui uma ferramenta de grande utilidade, a qual não se dispunha anteriormente.

Uma boa recomendação é procurar adquirir o dispositivo com mais algumas baterias de reserva, pois uma das grandes limitações atuais no emprego do *drone* na inspeção de barragens é o consumo da bateria - o qual é relativamente alto, particularmente durante a ascensão do aparelho até a altura das inspeções (> 100m). O alcance do *drone* DJI Phantom 4 tem se limitado a um máximo de 3.500 m de afastamento em relação ao ponto de decolagem, justamente em função do tempo de utilização da bateria, para assegurar seu retorno até o local de decolagem, assim como evitar a perda de sinal entre o *drone* e o rádio (controle).

Destaca-se, finalmente, como principal vantagem da sua utilização na inspeção de barragens e usinas hidrelétricas, a possibilidade de verificar regiões de difícil acesso, as quais nas inspeções sem o *drone* eram inspecionadas apenas à distância, sem permitir a observação de detalhes ou anomalias importantes.

7. PALAVRAS - CHAVES

Inspeção, Barragem, Usina Hidrelétrica, *Drone*.



Arthur Couto MANTESE

Engenheiro Civil formado pela Escola de Engenharia de São Carlos (EESC USP). Tem atuado junto à SBB Engenharia nas áreas de Instrumentação e Segurança de Barragens desde 2010. Participou de inspeções e análise de instrumentação de cerca de 50 PCHs e mais de 10 UHEs, dentre elas as usinas do Complexo Ceran, Canoas I e II, Jurumirim, Chavantes, Jirau e Belo Monte.



Lucas DE FARIA

Engenheiro Civil formado pela Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP). Trabalha na área de Segurança de Barragens desde 2015 e participou de Inspeções Regulares e Análises de Instrumentação de mais de 30 Usinas Hidrelétricas em diversos estados brasileiros.



João Francisco Alves SILVEIRA

Atua na área de Instrumentação e Segurança de Barragens desde 1973, tendo participado do Projeto e Análise da Instrumentação das Usinas Hidrelétricas de Itaipu, Água Vermelha, Marimbondo, Três Irmãos, Xingó, Itá, Itapebi, Dona Francisca, Jirau e Belo Monte, dentre outras. É autor de cerca de 130 trabalhos técnicos e de dois livros dedicados à instrumentação e segurança de barragens. Presidiu a

Comissão Internacional "Ad Hoc Committee on Small Dams" do ICOLD no período entre 2005 e 2011.



GEOBRUGG
BRUGG
Safety is our nature

PIMENTA DE AVILA CONSULTORIA LTDA

Empresa Certificada ISO 9001

Engenharia e Consultoria



DESDE 1989 ATUANDO NAS ÁREAS DE MINERAÇÃO, INDÚSTRIA E GERAÇÃO DE ENERGIA

Geotecnia de Barragens e Maciços de Terra | Disposição de Resíduos de Mineração e Indústria | Sistemas de Desaguamento de Rejeitos | Gestão de Segurança de Barragens | Plano de Ações Emergenciais | Concepção de Obras Hidráulicas | Gestão de Recursos Hídricos | Controle de Qualidade de Obras | Plano de Fechamento | Engenharia Ambiental | Recuperação de Áreas Degradadas e Remediação Ambiental

Alameda Oscar Niemeyer, nº 420 | 2º andar | Bairro Vale do Sereno | Nova Lima-MG
pimentadeavila@pimentadeavila.com.br | www.pimentadeavila.com.br | Telefone: +55 31 3286-1711

ESTRUTURAÇÃO DO MANUAL DE MONITORAMENTO COMO FERRAMENTA PARA A SEGURANÇA DE BARRAGENS

Teresa Cristina FUSARO | Eng. Civil MSc. – Fusaro Engenharia e Consultoria Ltda.

André Santos de Oliveira FURTADO | Eng. Eletricista MSc. - Enemax Engenharia e Consultoria Ltda.

Victor Romeu Fernandes de OLIVEIRA | Eng. Civil – Enemax Engenharia e Consultoria Ltda.

Isabelle Tanne Couto e SILVA | Técnica em Edificações - Enemax Engenharia e Consultoria Ltda.

RESUMO

O Manual de Monitoramento pode ser considerado o principal elo entre as fases de projeto, construção e operação de uma barragem. Apresenta a visão do projetista sobre o comportamento esperado das estruturas, a ser confrontado com o observado em campo na fase de operação. Quando concebido com foco nos modos de falha específicos das estruturas, orienta as atividades de monitoramento para os principais pontos de sensibilidade, contribuindo para o diagnóstico mais preciso do comportamento.

O presente artigo apresenta sugestões para a estruturação desse documento, para que as equipes de monitoramento, mesmo que não familiarizadas com o projeto de maneira plena, possam atuar com a agilidade e confiabilidade necessárias logo após a entrega da obra pelo construtor e durante toda a vida útil da barragem, contribuindo eficazmente para sua segurança.

ABSTRACT

The Surveillance Manual can be considered the main link between the phases of design, construction and operation of a dam. Presents the designer's view on the expected behavior of the structures, to be confronted with what is observed in the field during the operational phase. When conceived focused on the specific failure modes of the structures, guides the surveillance activities to the main points of sensitivity, contributing to a more accurate diagnosis of the behavior.

This article presents suggestions for structuring this document, allowing the monitoring teams, even if not totally familiar with the project, to act with the necessary agility and reliability immediately after the end of construction and during the whole lifetime of the dam, contributing effectively to its safety.

1. INTRODUÇÃO

Embora as barragens venham sendo construídas há milhares de anos, apesar de reduzido, o risco de ruptura de uma barragem constitui uma realidade potencial para tais empreendimentos. De acordo com o Boletim 99 do ICOLD [1], a percentagem de ruptura de grandes barragens é de 2,2% para as barragens construídas antes de 1950 e de 0,5% para as após esta data. Sabendo-se então da existência de uma probabilidade, ainda que baixa, de ruptura de uma barragem e do alto impacto que este evento teria a jusante, a questão é: como este risco pode ser reduzido?

Biedermann [2] considera que a segurança de barragens pode ser obtida levando em consideração três pilares básicos: segurança estrutural, monitoramento e conceito de emergência, como representado na Figura 1.

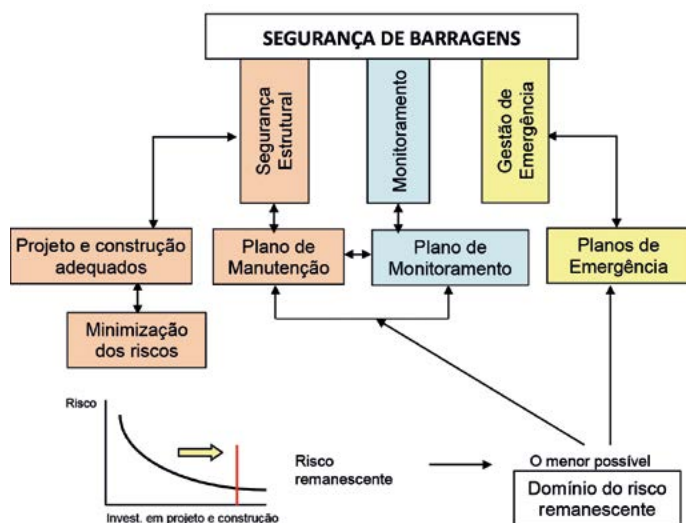


FIGURA 1 – Pilares básicos da segurança de barragens (Biedermann, 1997, adaptado)

No presente artigo, será dado foco ao pilar Monitoramento, que abrange as atividades de manutenção preditiva. As bases da segurança de uma barragem são constituídas nas fases de projeto e construção, quando são feitos investimentos (em investigações, ensaios, estudos, materiais, métodos construtivos adequados etc.) de forma que os riscos associados sejam minimizados [3]. Entretanto, é sabido que algumas incertezas são inerentes a esses empreendimentos, como, por exemplo, variabilidade nos parâmetros dos materiais de fundação e de construção e limitações de dados hidrológicos.

Assim, sempre existirá um risco remanescente a ser controlado

por meio de um processo de acompanhamento e avaliação permanentes do desempenho das estruturas, usualmente denominado Auscultação ou Monitoramento de Barragens (*Dam Surveillance*).

O Manual de Monitoramento é o documento que permite a estruturação e suporte para essas atividades. Adquire importância como um pilar da segurança, quando constitui uma ponte entre projeto e operação, assegurando a continuidade e a garantia da eficácia do monitoramento da barragem depois de finalizado o período de projeto e de construção e ainda durante toda sua vida útil.

2. ESTRUTURAÇÃO DO MANUAL DE MONITORAMENTO

O Manual de Monitoramento deve ter como objetivo principal contribuir para o diagnóstico oportuno e preciso do comportamento das estruturas civis de um barramento, permitindo a prevenção de consequências indesejáveis. Para que este objetivo seja atingido, o ICOLD [4] recomenda que o processo seja desenhado considerando os principais modos de falha da barragem.

Um modo de falha potencial é definido pela FEMA [5] como “um processo de falha fisicamente plausível, resultante de uma inadequação ou defeito relacionado a uma condição natural de fundação, ao projeto da barragem e estruturas associadas, à construção e materiais incorporados, à operação, à manutenção ou ao processo de envelhecimento, que possa levar a uma liberação descontrolada do reservatório”.

Assim, as atividades de monitoramento devem ser planejadas de forma a detectar sinais de atenção precoces associados aos modos de falha potenciais específicos para determinada estrutura, o que permite prover um contexto para sua avaliação e uma base para organizar o pensamento sobre o comportamento da barragem.

O bom entendimento dos modos de falha potenciais de uma barragem permite que a atenção seja dirigida para evidências visuais e para dados da instrumentação indicativos do início ou desenvolvimento de um processo de falha. Conduz às inspeções visuais com foco real na segurança das estruturas e para um plano de instrumentação mais objetivo, com a instalação de instrumentos para monitorar mecanismos de falha potenciais e parâmetros efetivamente necessários ao acompanhamento do desempenho das estruturas.

Isso é especialmente importante nos primeiros anos de operação das estruturas. Geralmente, após o final do enchimento do reservatório, a construtora e projetista desmobilizam suas equipes e o monitoramento das estruturas é assumido por equipes que, via de regra, não tiveram qualquer participação nas etapas de projeto e construção. Possuem, portanto, conhecimento “limitado” sobre as

estruturas num primeiro momento, devido ao conhecimento ainda insuficiente do projeto, ao acesso difícil a informações (indisponíveis ou dispersas em inúmeros documentos) e ao desconhecimento dos problemas ocorridos durante as fases anteriores. Desta forma, ao ser detectado um problema, as equipes de operação e manutenção podem não ter as informações necessárias para permitir a tomada de decisão correta e em tempo hábil para evitar possíveis acidentes [6].

Considerando este contexto, o ICOLD [4] divide as atividades de monitoramento em três elementos: Inspeção Visual, Instrumentação e Testes em Equipamentos Eletromecânicos, como apresentado na Figura 2.

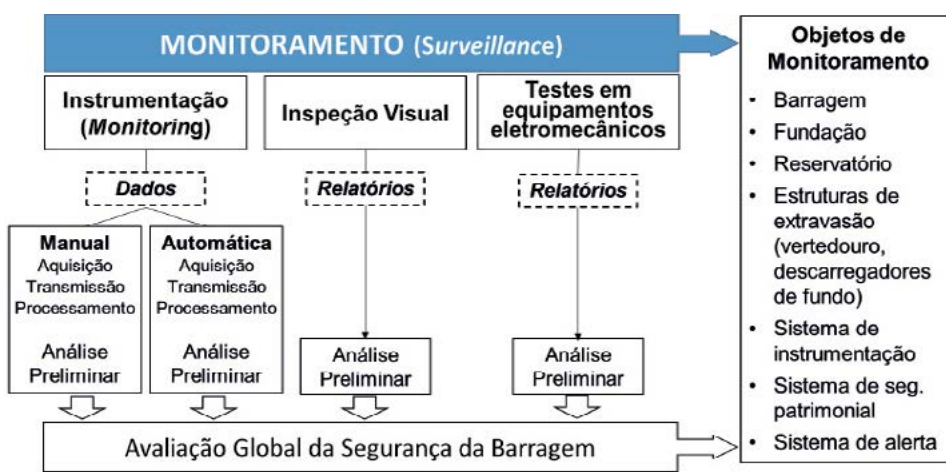


FIGURA 2 – Elementos do Processo de Monitoramento de Barragens (ICOLD, Boletim 158)

Tendo essas premissas em mente e considerando que reagir rapidamente ao desempenho inadequado ou aos sinais de perigo é um aspecto crítico contínuo para a segurança das barragens, um Manual de Monitoramento deveria contemplar os três elementos citados, como proposto nos itens a seguir.

3. INSTRUMENTAÇÃO

O planejamento da instrumentação deve refletir as necessidades individuais de cada barragem e ter objetivos específicos, para que sejam selecionados os tipos de dados necessários para suportar os objetivos pretendidos.

Segundo o *Corps of Engineers* [7], o primeiro passo para selecionar os tipos de dados a serem coletados é a identificação das fraquezas e áreas de sensibilidade da barragem, suas fundações e ombreiras. A partir daí, são desenvolvidas hipóteses de mecanismos hidráulicos, de tensão-deformação ou esforços passíveis de afetar o comportamento da barragem. Só então o plano de instrumentação pode ser concebido, tendo em mente estas hipóteses, que são nada menos que os modos de falha identificados.

Entretanto, “o melhor instrumento não aumenta a segurança se

não estiver funcionando, se estiver no lugar errado ou se não estiver sendo lido em intervalos de tempo adequados. Da mesma forma, os dados também não têm valor por si só. As pessoas que coletam os dados devem ser capazes de dar rapidamente significado aos números e tomar decisões” [7].

Assim, o Manual de Monitoramento no quesito instrumentação deverá conter:

- Descrição dos objetivos específicos pretendidos;
- Descrição da instrumentação e dados de instalação precisos;
- Programa de coleta das leituras (periodicidades mínimas);
- Procedimentos para calibração e manutenção dos instrumentos;
- Informações de projeto e construção relevantes para a análise dos dados;
- Valores de controle esperados para os parâmetros monitorados.

3.1 DESCRIÇÃO GERAL DA INSTRUMENTAÇÃO E OBJETIVOS

De forma geral, a instrumentação de estruturas tem como finalidade identificar possíveis condições críticas por meio da análise contínua de parâmetros selecionados.

Os parâmetros usualmente monitorados são o nível d’água, poropressão, vazão, tensão, deformação, deslocamento absoluto e relativo, subpressão e temperatura, sendo que a escolha dos instrumentos adequados para cada parâmetro deve ser baseada na velocidade que uma possível falha se desenvolveria, recursos disponíveis, precisão e exatidão desejados e localização [4].

O Manual de Monitoramento deve incluir uma descrição geral dos objetivos específicos pretendidos com o plano geral de instrumentação. Deve descrever claramente os objetivos da coleta de dados a curto e longo prazos, com base nos possíveis modos de falha identificados para a barragem considerando as condições geológico-geotécnicas locais, detalhes de projeto e aspectos construtivos relevantes.

Deve incluir as informações gerais dos instrumentos, tais como princípio de funcionamento, modelo, fabricante, convenções de sinais, instruções de operação e manuseamento, exatidão e precisão da leitura. Uma boa prática seria a elaboração de um anexo com os croquis de instalação e, no caso de instrumentos elétricos ou de corda vibrante, a inclusão dos certificados de calibração onde poderão ser obtidos o número de série do instrumento, fórmulas de cálculo e constantes de calibração específicas para cada um deles.

3.2 DESCRIÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO POR SEÇÃO

Para permitir a análise mais assertiva do comportamento da barragem e suas fundações, é sugerido que, além da descrição geral e planta com a localização das seções instrumentadas, o Manual de Monitoramento apresente o detalhamento da instrumentação por seção ou região instrumentada.

Para cada parâmetro monitorado, os instrumentos seriam apresentados por seção, mostrando sua localização e o material onde foram instalados. Para facilitar o acesso e a compreensão das informações, é indicado inserir uma tabela resumo para cada seção com as principais características do instrumento: localização, estaca, cota de instalação e valores de controle, dentre outros julgados pertinentes.

Com a finalidade de condensar as principais informações necessárias para a análise futura da instrumentação, é importante que aspectos geológico-geotécnicos e principais aspectos construtivos específicos sejam relatados.

Valores previstos e limites de comportamento aceitáveis devem ser apresentados, de modo a traduzir as expectativas do projetista em relação a determinado parâmetro a ser monitorado e permitir que as leituras coletadas adquiram significado e utilidade na avaliação da segurança das estruturas imediatamente após o enchimento do reservatório.

3.3 PROGRAMA DE COLETA DAS LEITURAS DA INSTRUMENTAÇÃO

O programa de coleta de dados tem como objetivo principal estruturar as atividades de leitura da instrumentação e reduzir os erros inerentes dessa atividade.

Deve indicar os procedimentos a serem seguidos para a realização das leituras, incluindo instruções para coleta dos dados em campo, periodicidade e modelo de formulário de leitura. Caso pertinente, poderá conter ainda orientações quanto à elaboração do banco de dados da instrumentação.

A periodicidade de leitura dos instrumentos deve ser determinada ainda durante a fase de desenvolvimento do plano de monitoramento e de acordo com os objetivos pretendidos. Geralmente são levados em consideração o estágio da vida da barragem (construção, primeiro enchimento, primeiros anos de operação e fase operacional) e os tempos de resposta dos diversos tipos de instrumentos [7].

Durante o enchimento do reservatório e os primeiros anos de operação, a frequência de leitura deve ser maior, visto a relevância dos dados para o monitoramento da barragem no período de estabelecimento do regime permanente de percolação e estatisticamente crítico para a sua segurança. Conforme as medidas se estabilizam e vão ficando coerentes com as expectativas de projeto, a periodicidade dessas leituras pode ser espaçada.

Os formulários de leitura de campo devem ser elaborados para facilitar a realização das leituras e minimizar erros de transcrição. Sugere-se que considerem a sequência de coleta dos dados pelo leitorista e incluam as informações básicas dos instrumentos: nome, localização e informações específicas (caso necessárias) como, por exemplo, a profundidade do tubo em medidores de nível d'água e piezômetros de tubo aberto. Além disso, deve conter um campo de observação para cada instrumento, onde o leitorista pode registrar comentários que terão importância na análise. Exemplo: instrumento obstruído, troca do equipamento de leitura etc.

As leituras, devidamente anotadas nos formulários de campo, devem ser transcritas para o banco de dados da instrumentação, que é o principal mecanismo de apoio para a análise do comportamento das estruturas. A partir da transdução das leituras de campo são obtidas as medidas dos instrumentos e, conseqüentemente, os gráficos que servirão de apoio para a análise.

É importante que todas as informações, ao longo do histórico do monitoramento da instrumentação, estejam contidas neste banco de dados. Por isso, as observações de campo e intervenções executadas nos instrumentos, que possam interferir em seus comportamentos, devem ser devidamente registradas.

Podem ser utilizados bancos de dados “automatizados”, programas computacionais desenvolvidos para essa função, ou “manuais”, programas computacionais genéricos como planilhas em *Excel*. Contudo, os bancos de dados manuais, por ter suas planilhas de leituras constantemente editadas, durante a inserção de leituras ou a análise, estão mais susceptíveis a erros e, por isso, devem ser frequentemente revisados. Portanto, a fim de minimizar a possibilidade de erros, a escolha por um determinado banco de dados deve levar em conta a complexidade e quantidade de instrumentos do sistema de monitoramento da barragem.

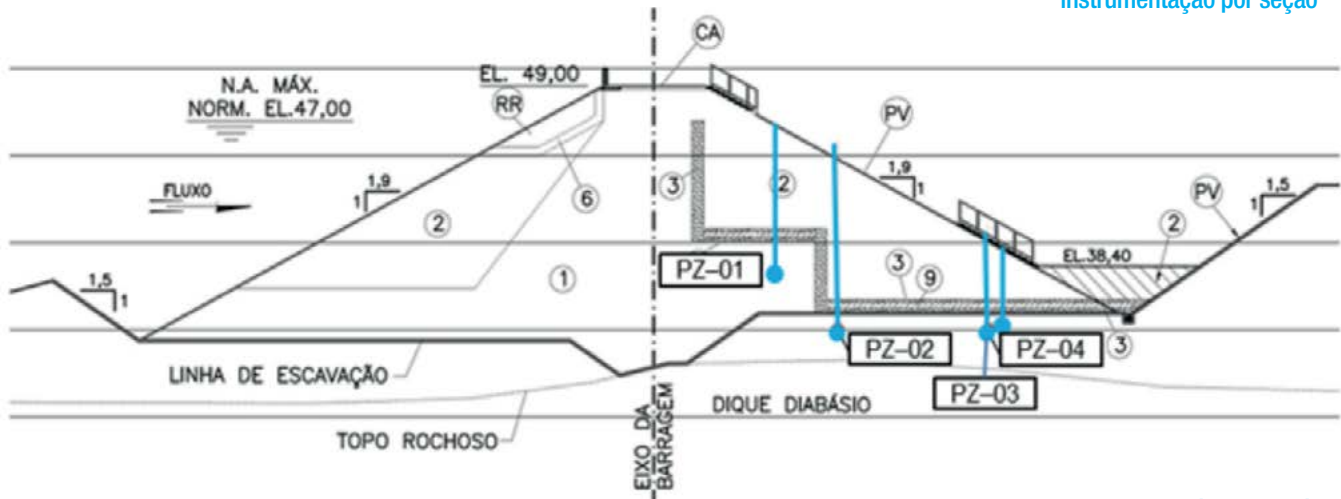
3.4 PROCEDIMENTOS PARA CALIBRAÇÃO E MANUTENÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Uma rotina de manutenção e calibração dos instrumentos deve ser estabelecida, para assegurar o bom funcionamento dos instrumentos e, conseqüentemente, a precisão dos dados coletados. O ICOLD [4] destaca a importância de descrever detalhadamente os procedimentos a serem seguidos, englobando: frequência das inspeções, atividades de manutenção (limpeza, lubrificação etc.), testes de desempenho, instruções de calibração e instruções de reparo e substituição.

A frequência para os procedimentos de manutenção e calibração é dada pela complexidade do sistema de monitoramento. Em geral, é recomendável a verificação dos instrumentos em base anual para instrumentos lidos manualmente e semestral para sistemas de coleta automática de dados [4].

FIGURA 3 - Exemplo ilustrativo de modelo para descrição da instrumentação por seção

Seção 1 - Análise de Poropressões - Barragem de Terra Margem Esquerda



▲ Seção indicando a localização dos instrumentos em questão.

▼ Principais aspectos geológico-geotécnicos e tipo de solo que compõem a seção.

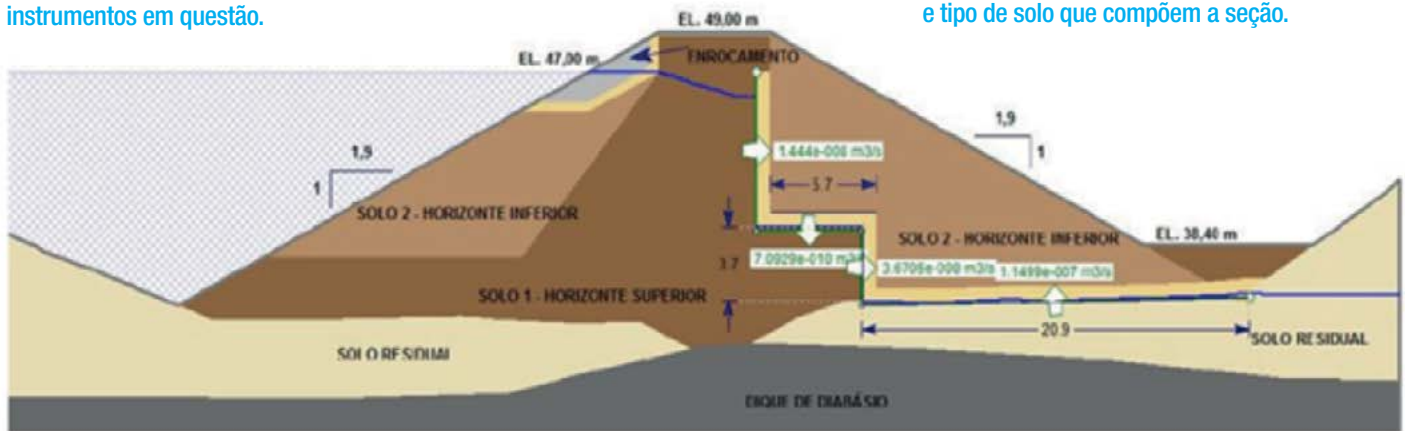


Tabela resumo com as principais informações dos instrumentos da ação:

Instrumento	Estaca	Localização	Cota de Instalação (m)	Cota de Topo (m)	Valor de Atenção (m)	Valor de Alerta (m)
PZ-01	36+8,90	Barragem de terra margem esquerda	418,53	445,88	439,00	441,50
PZ-02	36+17,00		414,84	439,98	435,00	436,50
PZ-03	36+22,30		416,26	427,40	421,50	424,00
PZ-04	36+22,30		416,78	427,32	421,50	424,00

Objetivo do monitoramento da seção, expondo os principais pontos de vulnerabilidade:

Objetivo: A preocupação com as pressões elevadas na região levou à instalação de piezômetros a fim de monitorar a poropressão alta na fundação a jusante do *cutt-off*, que pode implicar em altos gradientes no pé da barragem, principalmente por existir um aterro a jusante que limita a área de saída do fluxo

Aspectos Geológico-Geotécnicos: A parte inferior da ombreira esquerda, até a elevação 39,00m, é constituída por sedimentos aluvionares com espessura máxima da ordem de 3,0m. Estes sedimentos são compostos por uma camada (0,90m de espessura) de argila siltosa plástica e mole, intercalada entre duas camadas de areia fina e grossa.

Descrição dos aspectos mais relevantes de ocorrências durante o período construtivo:

Aspectos construtivos: Durante o período construtivo, em janeiro de 2002, eram observadas surgências de água no local. A área foi alvo de intervenção ao fim da construção para instalação de sistema de drenagem auxiliar para encaminhamento de percolações no contato da barragem com a ombreira.

3.5 PROCEDIMENTOS DE ANÁLISE DOS DADOS

Uma vez garantida a qualidade dos dados da instrumentação é essencial que seja realizada a análise periódica desses dados por especialista familiarizado com o projeto, construção e operação da barragem. As análises devem considerar os estudos das particularidades da estrutura, as informações provenientes das inspeções visuais, bem como conhecimento e experiências adquiridas em outras barragens.

Os dados da instrumentação devem ser analisados considerando as variações de tendência de comportamento dos instrumentos, bem como o comportamento esperado de projeto a partir dos valores de controle estabelecidos para a instrumentação. É interessante correlacionar medidas, tais como poropressões e vazões, para permitir um entendimento mais global do comportamento. Outros parâmetros como níveis de montante e jusante, temperatura ambiente e pluviometria podem ser incluídos na análise,

buscando correlações com o comportamento dos instrumentos.

Os valores de controle de projeto geralmente são obtidos nos modelos numéricos de dimensionamento das estruturas (redes de percolação e estudos de tensão-deformação, por exemplo) ou a partir de valores medidos em barragens semelhantes. São importantes para uma análise “imediate” do comportamento da instrumentação e se tornam ainda mais relevantes para análise quando no período de enchimento do reservatório e nos primeiros anos de operação. Nestas fases o histórico de leitura ainda é curto e o comportamento dos instrumentos não está estabilizado.

4. INSPEÇÕES VISUAIS

As inspeções visuais são para avaliar qualitativamente as condições físicas das partes integrantes da estrutura, de modo a identificar e monitorar anomalias que afetem potencialmente a sua estabilidade e estado de conservação. Anomalias são mais frequentemente identificadas através da observação visual de mudanças no comportamento da estrutura [4].

Para assegurar a qualidade das inspeções visuais, convém que o Manual de Monitoramento descreva brevemente os principais modos de falha específicos da estrutura, incluindo aspectos importantes de projeto e construção executados para reduzir as possibilidades de falha. É interessante que questões não previstas, que surgiram durante a obra e que possam ter impacto na segurança, também sejam relatadas. Como exemplo, podem ser citados condicionantes geológico-geotécnicos, alterações na geometria, variações nos materiais de construção, nascentes existentes antes do início da construção ou do enchimento do reservatório.

5. TESTES NOS EQUIPAMENTOS ELETROMECCÂNICOS

Considerando que o principal modo de falha de barragens é o galgamento, os vertedouros controlados e os descarregadores de fundo são essenciais para uma operação segura de barragens. O funcionamento destes equipamentos depende, principalmente, do desempenho de suas partes móveis e componentes hidromecânicos.

A verificação estrutural, mecânica e elétrica dos equipamentos deve ser conduzida anualmente a fim de assegurar as condições normais de operação. A rotina deve incluir testes de operação das comportas, do sistema de monitoramento automático e dos sistemas de comunicação e comando remoto. Os testes devem ser realizados com o NA máximo possível, utilizando tanto o fornecimento normal de energia, como as unidades de fornecimento de emergência e os acionamentos remoto e local. Por fim, a cada 5 ou 10 anos a comporta deve ser totalmente aberta, desde que não provoque enchentes indesejáveis a jusante [5].

As inspeções devem abranger todos os componentes eletromecânicos, peças de vedação, rolamentos e a própria comporta, verificando o estado de conservação, avarias nas estruturas e acúmulo de sedimentos nos sulcos e partes móveis.

A Figura 4 apresenta um diagrama esquemático dos testes a serem realizados.

No Brasil, geralmente, os procedimentos de testes de comportas não fazem parte do Manual de Monitoramento, mas compõem um documento específico e são de responsabilidade das equipes de manutenção eletromecânica. O manual deve definir a periodicidade dos testes e indicar a sua realização de acordo com a instrução específica.

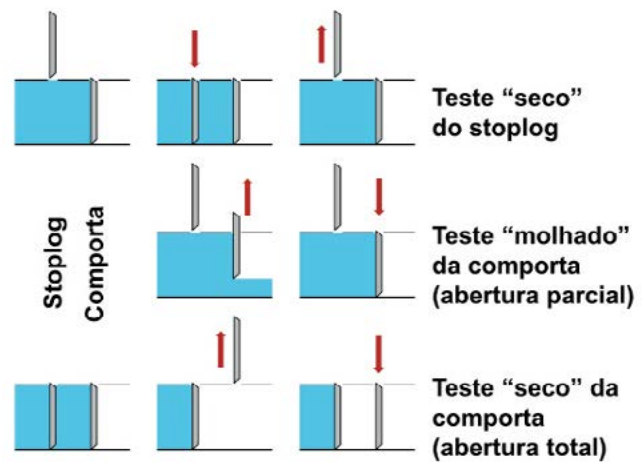


FIGURA 4 - Procedimentos para testes das comportas e stoplogs (ICOLD, 2014)

6. CONCLUSÕES

A elaboração do Manual de Monitoramento (conforme modelo proposto) tem como objetivo permitir que as equipes de segurança de barragens possam realizar inspeções visuais com foco nos pontos de sensibilidade das estruturas, e manipular/analisar de maneira satisfatória os dados obtidos pela instrumentação. Para tal, é importante que consolide as informações mais relevantes das fases de projeto e construção, dispersas em inúmeros documentos como memórias de cálculo, relatórios de acompanhamento de obra, dados de instalação dos instrumentos, relatórios diversos e, até mesmo, informações registradas apenas informalmente.

No caso específico da instrumentação, é interessante que as informações sejam detalhadas por seção ou região instrumentada. Devem estar de acordo com as planilhas do banco de dados e croquis de instalação. A definição de valores de controle pela projetista é imprescindível, em especial nas fases iniciais de operação, quando as equipes de monitoramento podem ainda não estar totalmente familiarizadas com a obra.

Assim, o Manual de Monitoramento deve ser estruturado como um pilar da segurança de barragens e adquire importância relevante quando constitui uma ponte efetiva entre projeto e operação.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Enemax Engenharia e Consultoria Ltda pelo apoio ao desenvolvimento técnico contínuo de seus colaboradores.

8. PALAVRAS-CHAVE

Barragem, Monitoramento, Inspeção, Instrumentação, Manual.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ICOLD (1995) - "Bulletin 99 - Dam Failures Statistical Analysis", Paris, 73p;
- [2] BIEDERMANN, R. (1997) - "Safety Concept for Dams: Development of the Swiss concept since 1980", Wasser, Energie, Luft, 89: 55-72;
- [3] FUSARO, T. C. (2007) - "Estabelecimento Estatístico de Valores de Controle para a Instrumentação de Barragens de Terra: Estudo de Caso das Barragens de Emborcação e Piau". Tese de Mestrado em Geotecnia Aplicada a Barragens, Universidade Federal de Ouro Preto;
- [4] ICOLD (2014) - "Bulletin 158 - Dam Surveillance Guide", Paris;
- [5] FEMA (2004) - "Federal Guidelines for Dam Safety Glossary of Terms";
- [6] DIVINO, P. L., FUSARO, T. C. (2006) - "Manual da instrumentação: o elo entre projeto e operação de barragens". III Simpósio Sobre Instrumentação de Barragens, CBDB, São Paulo, SP;
- [7] USACE (1995) - "Instrumentation of Embankment Dams and Levees, US Army Corps of Engineers, EM 1110-2-1908".



Teresa Cristina FUSARO

Engenheira Civil pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) em 1984, com mestrado em Geotecnia de Barragens pela Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) em 2007. Atuou na Cemig Geração e Transmissão durante 27 anos, tendo sido Gerente de Segurança de Barragens e Manutenção Civil de 2005 a 2013. Elaborou o primeiro Plano de Segurança de Barragens da Cemig em 1992, incorporando os conceitos de riscos para classificar as estruturas e priorizar estudos e obras de melhoria e manutenção. Atualmente atua como consultora nas áreas de Instrumentação de Barragens, Inspeções Regulares de Segurança e Análises de Riscos Qualitativas e Quantitativas para barragens e estruturas geotécnicas.



Victor Romeu Fernandes de OLIVEIRA

Engenheiro Civil pela Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais em 2016. É sócio da Enemax Engenharia e Consultoria Ltda, onde atua nas áreas de Análise de Instrumentação de Barragens e Inspeções de Segurança Regulares para diversas PCHs e UHEs.



Isabelle Tanne Couto e SILVA

Técnica em Edificações pelo Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais em 2013. É técnica na Enemax Engenharia e Consultoria Ltda, onde atua nas áreas de Análise de Instrumentação de Barragens e Inspeções de Segurança Regulares para diversas PCHs e UHEs.



André Santos de Oliveira FURTADO

Engenheiro Eletricista pela Universidade Federal de Minas Gerais em 2007, com mestrado em Engenharia Elétrica pela Universidade Estadual de Campinas em 2009. É sócio proprietário da Enemax Engenharia e Consultoria Ltda, onde atua desde 2012 na coordenação das atividades e na elaboração de Planos de Segurança de Barragem e Planos de Ações Emergenciais para diversas PCHs e UHEs.

CONFIE O MONITORAMENTO ESTRUTURAL DO SEU ATIVO EM QUEM TEM EXPERIÊNCIA COMPROVADA.

Líder do mercado mundial, a Leica Geosystems dedica-se há mais de 50 anos ao desenvolvimento de soluções projetadas para monitoramento estrutural.



Acesse: www.leica-geosystems.com.br
e conheça toda nossa linha de produtos.

Curitiba/PR
41 3019-7000



- when it has to be right

Leica
Geosystems

TRACTEBEL
ENGIE

Engenharia de classe mundial para todas as fases de projetos de barragens e hidroenergia



tractebel-engie.com.br

SEGURANÇA DE BARRAGENS DE CONCRETO: MONITORAMENTO ALTERNATIVO DE FISSURAÇÃO TÉRMICA

José MARQUES FILHO | Universidade Federal do Paraná, Dpto. de Construção Civil

Bruna GODKE | Companhia Paranaense de Energia

José Lucas Sobral MARQUES | Universidade Federal do Paraná, Dpto. de Construção Civil

Heloisa Fuganti CAMPOS | Universidade Federal do Paraná, Dpto. de Construção Civil

RESUMO

O monitoramento e manutenção dos empreendimentos que utilizam recursos hídricos são fundamentais para condições de vida digna, numa sociedade que tem crescimento populacional significativo e que recentemente passou por crise hídrica.

Como todo empreendimento de engenharia, as obras hidráulicas lidam com a adequação da probabilidade de falha e sofre continuamente o ataque do meio externo e envelhecimento dos materiais. Seu monitoramento é feito através de análise de instrumentação, quando existente, inspeção periódicas e avaliações contínuas do comportamento, criando condições para a manutenção da segurança e operação em nível adequado. Os efeitos das variações volumétricas, devidos às reações exotérmicas autogênicas do concreto e à sazonalidade climática, são uma das causas mais relevantes de manifestações patológicas em barragens de concreto massa. O trabalho apresenta o monitoramento do comportamento térmico através da análise da vazão passante por fissuras, utilizando dados da barragem à gravidade de concreto compactado com rolo da Usina Hidrelétrica Governador José Richa (UHE Salto Caxias), localizada no rio Iguazu, no estado do Paraná. Os resultados apresentados mostram que as vazões são proporcionais às aberturas de fissuras geradas pelas variações da temperatura ambiente, apresentando retardamento do efeito térmico devido à variação de temperatura externa de 11 semanas devido à inércia térmica do maciço de concreto. Em relação à comparação entre as aberturas de fissuras lidas nos fissurômetros e as vazões percoladas, obteve-se correlação significativa com retardamento de comportamento entre 1 e 3 semanas.

ABSTRACT

Hydraulic Structures monitoring and maintenance are essential to permit decent living conditions to human society. This fact is more significant due the continuous population growth and the recent Brazilian draughts.

All the engineering structures, including hydraulic ones, need to monitor its failure probabilities since they suffer continuously environment attacks and materials aging. The monitoring processes use inspection, instrumentation and behavior analysis in order to verify safety and operation conditions. Volume change effects is one of the main cause of pathological manifestations, therefore thermal analysis considering cement exothermic reactions and environment temperatures and its monitoring are necessary. He present paper presents a concrete dam thermal analysis using crack flow monitoring in UHE Governador José Richa Dam, located in Iguazu river, in Brazil.

The results show statistically significant correlation of crack flow and environment temperature, and the concrete thermal inertia generates a 11 weeks delay between both parameters. In the same way the correlation involving crack flow and crackmeters measure is in the range of 1 to 3 weeks.



1. INTRODUÇÃO

Os recursos hídricos são fundamentais para a sobrevivência da sociedade, gerando água para consumo humano e animal, irrigação, indústria e energia. O Brasil sofreu recentemente uma grave crise hídrica na região Sudeste, aliada ao aumento significativo do custo de energia elétrica gerado em mesma origem. Esta situação mostrou a fragilidade da infraestrutura existente.

Como todo empreendimento de engenharia, as obras hidráulicas lidam com a adequação da probabilidade de falha e sofrem continuamente o ataque do meio externo com o envelhecimento dos materiais. As avaliações e os projetos são realizados através de modelos idealizados, utilizando como parâmetros investigações prévias que caracterizam o material utilizado. Os modelos de cálculo são simplificados e consideram comportamentos diferentes do comportamento do protótipo. Este último, com a natural incerteza dos parâmetros do concreto aplicado, da fundação e da interface concreto-fundação, gera a necessidade de avaliações contínuas através da análise de riscos, das probabilidades iniciais de falha, sua evolução no tempo e a necessidade de intervenção no protótipo. Em geral, modelos reversos, balizados pela instrumentação são eficientes ferramentas para balizar o monitoramento e a manutenção civil.

Há pouco tempo, o País sofreu vários incidentes graves com obras hidráulicas, indicando a necessidade da visita contínua aos conceitos de Segurança de Barragens, bem como a discussão recorrente dos processos físicos presentes nesse tipo de empreendimento. O resultado foi uma conscientização permanente do meio técnico nacional.

Com o desenvolvimento de manifestações patológicas, naturalmente foram alteradas as condições originais dos empreendimentos e, por consequência, as probabilidades de falha. O problema se torna mais complexo pela variação no tempo dos campos de temperatura e de pressões neutras geradas pela percolação da água das propriedades mecânicas devido ao grau de hidratação e à fluência. O mesmo vale para as variações dos níveis do reservatório e da temperatura ambiente.

Dentre as manifestações patológicas que ocorrem em barragens de concreto, a mais comum é a fissuração térmica, que pode potencializar outras manifestações comuns em obras com grande exposição à água (ICOLD-CIGB, 1997). Consequentemente, podem diminuir a vida útil da estrutura e ainda comprometer a segurança pela sobrecarga de drenos e o aumento da subpressão.

A fissuração térmica ocorre em função das reações autógenas do cimento e também devido à variação volumétrica provocada por variações climáticas. Quando as tensões geradas pelas mudanças de volume térmico ultrapassam a resistência do concreto, fissuras aparecem na estrutura. Esse tipo de manifestação

deve ser monitorado e sua análise permite um entendimento do comportamento da estrutura em questão.

Em muitos casos, instrumentos que medem as variações da espessura da fissura são aplicados e monitorados. Alternativamente, este trabalho apresentará análise dos efeitos da hidratação e da mudança de temperatura climática na abertura e fechamento de fissuras existentes - utilizando como parâmetro a vazão percolada. Os estudos foram realizados na barragem à gravidade de concreto compactado com rolo da Usina Hidrelétrica Governador José Richa (UHE Salto Caxias), localizada no Rio Iguaçu, no estado do Paraná.

2. CONCEITUAÇÃO

As fissuras térmicas são causadas pelas tensões de tração oriundas da variação da temperatura do maciço de concreto e da variação volumétrica impedida por restrições inerentes ao processo construtivo. Prejudicam tanto a capacidade estrutural quanto a durabilidade da estrutura, além da possibilidade de permitir infiltrações que atrapalham o desempenho da barragem.

Além da restrição da rocha às variações volumétricas, o diferencial de temperatura entre o exterior que perdeu calor para o ambiente e o interior do maciço que está com uma temperatura mais elevada, devido à baixa difusividade térmica do concreto, gera tensões de tração e compressão que podem provocar fissuração.

As fissuras de retração térmica se formam seguindo ângulos retos, junto à restrição, podendo dar origem a uma rede reticular formada por um grande número de fissuras. As fissuras ocorrem normalmente no trecho central e, após iniciada sua propagação, é relativamente rápida (MARQUES FILHO, 2011). Nos modelos de projeto, o panorama de fissuração é controlado pela previsão de juntas transversais de contração, dimensionadas para limitar as tensões de tração devido à temperatura na estrutura (ICOLD CIGB, 1997).

De maneira simplificada, os principais parâmetros que devem ser avaliados para a mitigação de problemas de fissuração térmica são: dosagem; consumo de cimento por m³ de concreto; temperatura ambiente; temperatura de lançamento do concreto; geometria da estrutura; altura das camadas de concretagem; intervalo de lançamento das camadas de concretagem; deformabilidade da estrutura e da fundação; restrições relativas às deformações; e, dimensionamento de juntas de contração.

Modelos numéricos permitem avaliar previamente o campo de temperaturas, permitindo adotar medidas preventivas como pré e pós-refrigeração e planos adequados de concretagem e cura (FURNAS, 1997).

Obviamente, a temperatura ambiente é importante, devendo a sazonalidade climática ser considerada no cálculo. Por exemplo, o efeito da temperatura de lançamento pode ser minimizado

dependendo do horário da concretagem, assim como é mandatório considerar a diferença entre temperaturas no inverno e no verão (ANDRIOLO E SKWARCZYNSKI, 1988).

Ao adotar medidas para controle da temperatura desenvolvida no maciço de concreto, a altura e o intervalo entre as camadas têm efeito considerável. Por exemplo, Andriolo e Skwarczynski, em 1998, indicam que, para intervalos usuais em obras de barragem e concreto convencional, a mudança da altura de uma camada de 1,5m para 1,0m gera uma redução de 6°C a 7°C no calor liberado.

Os cuidados com a dosagem do concreto devem considerar todos os conceitos que permitam minimizar o consumo de cimento, lembrando que as resistências à compressão são relativamente baixas nesse tipo de obra, e que a questão geração de calor deve ser levada em conta nas abordagens de concreto-massa (MARQUES FILHO, 2011). A minimização de vazios através de curvas granulométricas contínuas, o emprego de adições e aditivos, a escolha da dimensão máxima característica dos agregados e cuidados com a trabalhabilidade são ferramentas importantes para a minimização do consumo de clínquer (FURNAS, 1997) (MARQUES FILHO, 2005).

Dependendo das condições locais, técnicas de resfriamento podem ser importantes, como pré-refrigeração do concreto com gelo em escamas, pré-refrigeração do concreto com água gelada, pré-refrigeração dos agregados através da aspersão de água gelada, nitrogênio ou gás amoníaco, pós-resfriamento através da circulação de água fria através de tubos de aço com paredes finas embutidos previamente no concreto. Durante os primeiros dias, a taxa de resfriamento pode ser tão alta quanto for possível porque o módulo de elasticidade do concreto ainda é baixo. Os processos de resfriamento devem considerar o crescimento da resistência e o módulo de elasticidade, bem como a relaxação de tensões por fluência.

Apesar do embasamento técnico existente, as variabilidades inerentes ao processo, a indução de juntas por mudanças bruscas da produção, falhas nas investigações preliminares ou avaliação inadequada do problema levam à existência de fissuras técnicas em empreendimentos hidráulicos. Panoramas de fissuração, apesar de indesejáveis, são comuns e devem ser adequadamente monitorados, e a instrumentação da barragem e da fissura são ferramentas importantes para determinar causas e avaliar a necessidade de intervenção ao longo do tempo.

3. ESTUDO DE CASO

A Usina Hidrelétrica de Governador José Richa (Figura 1), chamada de UHE Salto Caxias, está localizada no Rio Iguaçu, entre os municípios de Capitão Leônidas Marques e Nova Prata

do Iguaçu, e possui capacidade de 1240MW de potência. A barragem de gravidade possui 1083m de comprimento e 67m de altura máxima, sendo que foram utilizados cerca de 912.000m³ de concreto na sua execução.



Fonte: COPEL (2013)

FIGURA 1 - Usina hidrelétrica governador José Richa

Esse empreendimento é vencedor de prêmio do *International Commission on Large Dams* (ICOLD), sendo considerado um dos marcos internacionais do desenvolvimento de barragens à gravidade de concreto compactado com rolo. O presente trabalho apresenta uma análise da fissura do bloco B11 (Figura 2) e analisa a vazão percolada para comprovar que são estatisticamente significativos os efeitos da temperatura ambiente e do nível d'água na vazão. A nomenclatura apresentada é a mesma considerada no projeto da instrumentação da barragem.

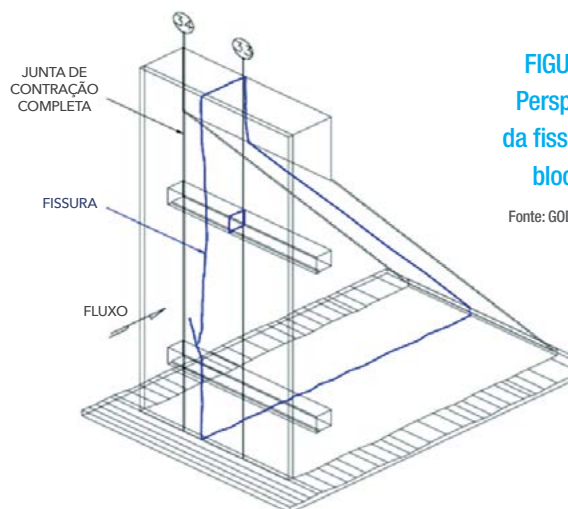


FIGURA 2 - Perspectiva da fissura no bloco B11

Fonte: GODKE (2014)

No estudo realizado por Godke em 2014, a coleta e a preparação dos dados foram feitas considerando as médias das leituras semanais. Foram usadas as leituras de todos os instrumentos localizados na fissura do bloco B11 e do medidor de vazão MV26 por onde passa toda a água percolada na fissura. A Figura 3 apresenta os instrumentos, sendo dois termômetros de superfície TER1 a jusante e TER2 a montante, e os fissurômetros FIS3, FIS4 e FIS7, localizados na galeria inferior, superior e na crista da barragem, respectivamente.

Para analisar o comportamento da fissura foi verificada a correlação entre abertura de fissuras, temperatura ambiente e vazão percolada pela barragem, sendo a temperatura ambiente modelada em médias móveis semanais.

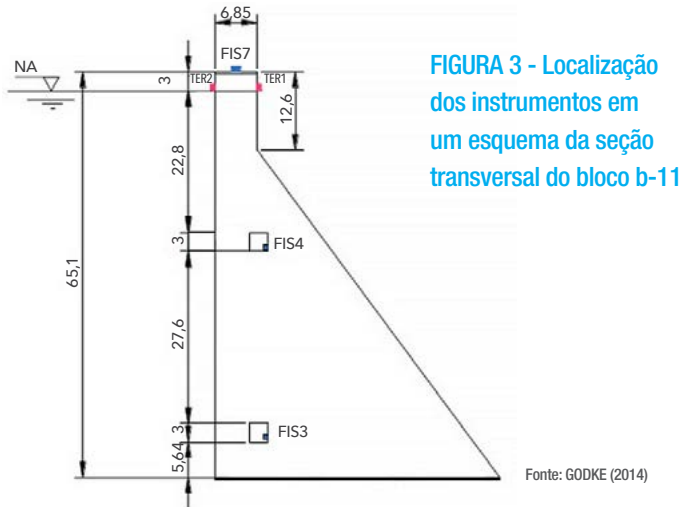


FIGURA 3 - Localização dos instrumentos em um esquema da seção transversal do bloco b-11

Verificando a variação da temperatura ambiente, medida através dos termômetros TER1 e TER2, e comparando com a vazão percolada foi encontrado um retardo no tempo de resposta da estrutura de 11 semanas – fator gerado por sua inércia térmica. Os resultados são apresentados nas Figuras 4 e 5, já com deslocamento do gráfico de vazões antecipando as medidas em 11 semanas. É possível verificar que, durante o verão, as maiores temperaturas implicam em menores vazões. Já no inverno, a vazão é maior com temperaturas menores. Fica evidenciado um comportamento sazonal da abertura e do fechamento da fissura.

De maneira análoga, foram comparadas as leituras dos fissurômetros com a vazão medida no MV6. As correlações foram maiores e com um tempo de resposta de uma semana para o FIS3 e três semanas para os FIS4 e FIS7. Os resultados são apresentados

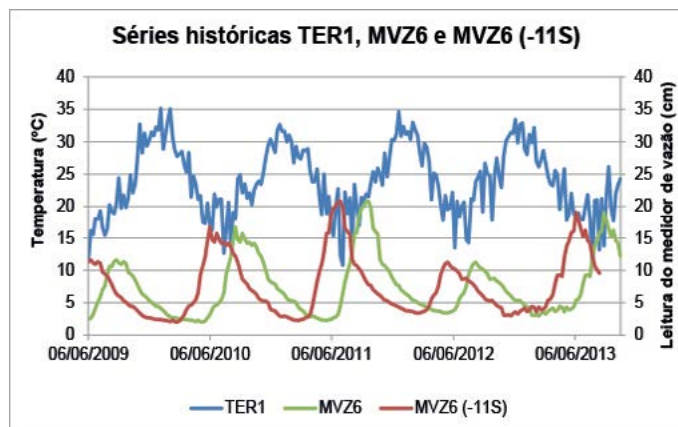


FIGURA 4 - Séries históricas de TER1, MVZ6 e MVZ6 (-11s)

Fonte: GODKE (2014)

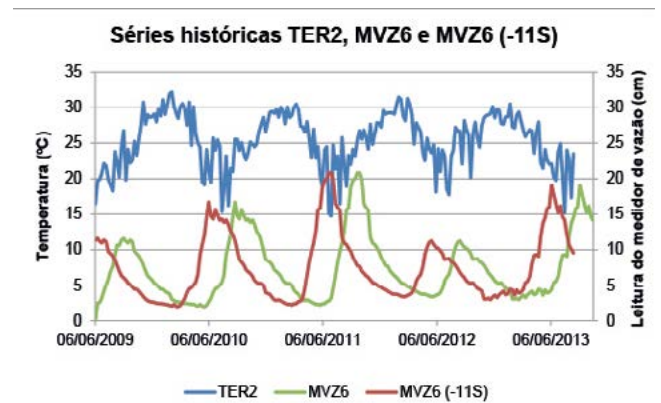


FIGURA 5 - Séries históricas de TER2, MVZ6 e MVZ6 (-11s)

Fonte: GODKE (2014)

nas Figuras 6, 7 e 8. O efeito da sazonalidade, observada na análise dos termômetros, é corroborado com a análise dos fissurômetros.

Através de dados históricos dos fissurômetros (Figuras 5, 6, 7 e 8), é visível que há uma variação significativa na abertura da fissura ao longo da altura. Em termos de ordem de grandeza, no topo da barragem há uma abertura da ordem de 6mm; na galeria superior

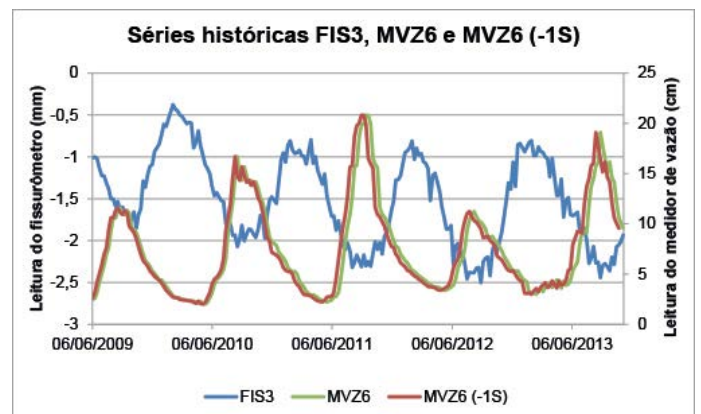


FIGURA 6 - Séries históricas de FIS3, MVZ6 E MVZ6 (-1S)

Fonte: GODKE (2014)

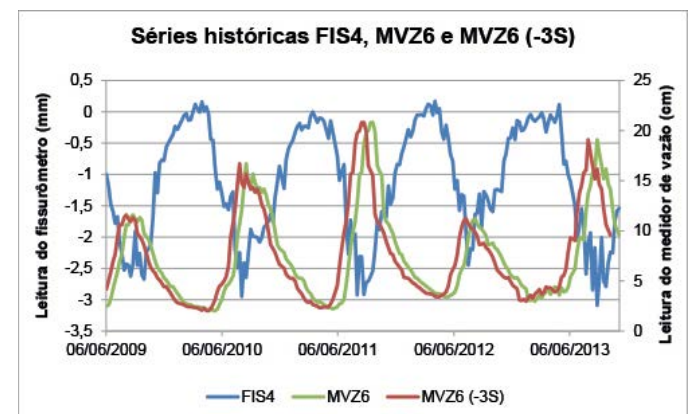


FIGURA 7 - Séries históricas de FIS4, MVZ6 E MVZ6 (-3S)

Fonte: GODKE (2014)

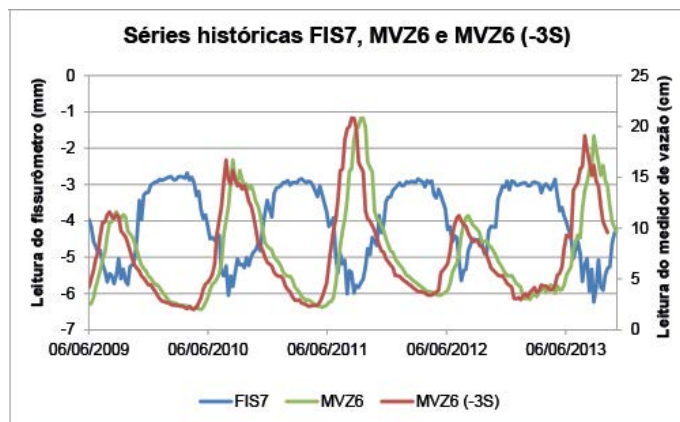


FIGURA 8 - Séries históricas de FIS7, MVZ6 E MVZ6 (-3S)

Fonte: GODKE (2014)

há uma abertura de 3mm; e há ainda outra de 2,3mm na galeria inferior, devido à maior influência da restrição da fundação.

A correlação entre os comportamentos analisados são estatisticamente significantes. Sob o ponto de vista físico, os resultados comprovam o comportamento imaginado durante a análise de fissuras térmicas em barragens. Nas Figuras 6, 7 e 8 é possível ver o aumento dos picos de percolação ao longo dos anos iniciais, o que comprova a diminuição lenta da temperatura interna do concreto e dá um acréscimo consistente do aumento da média de abertura da fissura ao longo do tempo.

Verifica-se que o monitoramento da vazão percolada pode ser utilizado para a avaliação da fissura e propõe-se a elaboração de um fluxograma para monitoramento. Caso o valor medido extrapole os máximos e os mínimos, é aconselhável realizar a inspeção visual com maior periodicidade. E, ainda, devem ser tomadas decisões baseadas nas características do projeto. Vale destacar que a velocidade de coleta e análise de dados é importante para o controle do processo.

Conclui-se, então, que a verificação das vazões permite avaliar a magnitude de possíveis manifestações patológicas em curso, podendo ser considerada uma instrumentação válida para o monitoramento da fissura no tempo. No entanto, estudos complementares podem e devem ser realizados para confirmação de tais informações e conclusões obtidas. Pode-se avaliar através de ensaios a quantidade de partículas que a água percolada no interior da fissura está carregando, verificando se há degradação das superfícies transversais das fissuras.

Apesar da movimentação intensa da fissura, tendo aberturas maiores no inverno e menores no verão, atualmente ela se encontra estabilizada, não gerando preocupações. No entanto, o monitoramento constante é essencial para que sejam garantidas medidas preventivas de segurança caso o comportamento da fissura mude.

4. CONCLUSÕES

O monitoramento de barragens de concreto deve ser feito através da utilização de instrumentação, inspeção visual e execução de ensaios específicos. Após estudar, identificar e conhecer a real situação de uma manifestação patológica encontrada é necessário analisar alguns fatores importantes, como: velocidade de progressão e risco à segurança e estabilização. A finalidade é ter condições de fornecer um critério objetivo para intervenção na estrutura.

O trabalho mostrou que o monitoramento através de vazão percolada pela fissura estudada é representativo do seu comportamento, podendo ser criado processo estruturado para avaliar a segurança e a necessidade de intervenção. Análises químicas de água percolada podem deixar a análise mais acurada e aumentar a eficácia da decisão de intervenção.

As análises mostram que as vazões são proporcionais às aberturas de fissuras e à temperatura ambiente, apresentando retardamento de reação de 11 semanas devido à inércia térmica do maciço de concreto. Em relação à comparação entre as aberturas de fissuras lidas nos fissurômetros e com as vazões percoladas, se obteve correlação significativa com retardamento de comportamento entre 1 e 3 semanas.

Sem dúvida, a análise do comportamento físico das estruturas é o ponto mais significativo dos processos de segurança de barragens, e a determinação do comportamento real é fundamental para as necessárias análises de risco. Processo simples como a medida de vazão pode ser ferramenta valiosa para monitoramento e tomada de decisão em estruturas hidráulicas complexas.

Deve ser ressaltado ainda que o acompanhamento de empreendimentos com grande responsabilidade estrutural é compulsório sob o ponto de vista de engenharia, não podendo nunca ser relegado para segundo plano.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ICOLD-CIGB. Concrete Dams – Control and Treatment of Cracks. Bulletin 107 of the International Commission on Large Dams, Paris. 1997.
- FURNAS (São Paulo). Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo. São Paulo: Pini, 1997.
- MARQUES FILHO, J.; ISAIA, G. C. Concreto massa e Compactado a Rolo. In: Concreto: Ciência e Tecnologia. vol II. São Paulo: IBRACON, 2011. p.1399-1448.
- ANDRIOLO, F. R.; SKWARCZYNSKI, T. M. Concreto Pré-Refrigerado no Brasil: Uma Evolução com Mais de 20 Anos. Logos Engenharia S. A., São Paulo. 1988.
- GODKE, B. Proposta de processo de monitoramento do comportamento das fissuras térmicas em barragens de concreto gravidade: um estudo de caso. 2014. 143 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.



José MARQUES FILHO

É Engenheiro Civil pela Universidade de São Paulo em 1980, mestre pela mesma instituição em 1990 e doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul em 2005. Foi presidente do Instituto Brasileiro do Concreto, onde é conselheiro. Coordenou o Laboratório de Materiais e Estruturas, foi diretor do Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento (LACTEC) e presidente do Conselho de Administração das Centrais Elétricas do Rio Jordão.

Coordena a Comissão de Barragens de Concreto e é vice-presidente do Comitê Brasileiro de Barragens, representando o País no *Committee on Concrete Dams* do ICOLD. É presidente da Paraná Gás, empresa com participação da Copel.



José Lucas Sobral MARQUES

É formado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Paraná em 2012 e possui Pós-graduação em Segurança de Barragens pelo Instituto IDD. Atua como Professor do Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná e tem mestrado pela mesma universidade em Engenharia de Construção Civil pelo Programa de Pós-Graduação em

Engenharia de Construção Civil. Possui experiência na área de Energia, em projetos de usinas hidrelétricas. Atua também na área de Segurança de Barragens.



Heloisa Fuganti CAMPOS

É Engenheira Civil graduada pela Universidade Federal do Paraná e possui título de especialista em Sistemas Estruturais de Concreto pelo Instituto IDD. Atua como Professora do Departamento de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná, possui mestrado pela universidade em Engenharia de Construção Civil pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, e é

doutoranda da referida instituição na área de Concentração Materiais e Estruturas.



Bruna GODKE

É Engenheira Civil pela Universidade Federal do Paraná em 2005 e possui mestrado em Engenharia da Construção Civil com ênfase em Gestão da Construção pela Universidade Federal do Paraná em 2014. Tem experiência na área de Construção de usinas hidrelétricas, com ênfase em Planejamento e Gerenciamento de obras, bem como na área de Segurança de Barragens e Monitoramento de estruturas. Atualmente é Engenheira de

Manutenção Civil de usinas da Cia. Paranaense de Energia.

ODEBRECHT
Construtora Norberto Odebrecht

ENERGIA SUSTENTÁVEL PARA AS FUTURAS GERAÇÕES.

Um dos empreendimentos energéticos de menor impacto ambiental no país, a **Usina Hidrelétrica Baixo Iguaçu**, com previsão de entrega em 2018, tem potência para abastecer um milhão de pessoas com seus 350 MW.

Desde 1952, a Odebrecht participou de 105 obras no setor de energia, totalizando 66.149 MW. Mais do que gerar energia, temos o compromisso de melhorar a qualidade de vida das pessoas atuando de forma ética, íntegra e transparente.

BARRAGEM DE TERRA DA MARGEM ESQUERDA DE ITAIPU: ESTUDO DE CASO PARA REBAIXAMENTO RÁPIDO

Rodrigo de Lima RODRIGUES | Engenheiro Civil – Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens

Josiele PATIAS | Doutora – Itaipu Binacional

Alberto de Sampaio Ferraz Jardim SAYÃO | Doutor – PUCRJ

RESUMO

Itaipu Binacional é uma usina hidrelétrica localizada no Rio Paraná, entre Brasil e Paraguai. A barragem que forma o reservatório é composta por estruturas de concreto, enrocamento e terra. Itaipu localiza-se no contexto geológico da Bacia Sedimentar do Paraná, caracterizada por rochas extrusivas basálticas da Formação Serra Geral. A fundação das barragens de aterro é composta por uma camada de argila plástica e de uma camada de saprolito, solos residuais de basalto. A barragem de terra da margem esquerda foi construída com material proveniente de uma área de empréstimo próxima à barragem, com características semelhantes ao material da fundação. Neste trabalho são apresentadas análises de fluxo e estabilidade em duas seções com alturas semelhantes e espessuras de solo na fundação variáveis, com a finalidade de avaliar o efeito do rebaixamento rápido no talude de montante. Constatou-se que a espessura da camada de solo na fundação influencia na variação do fator de segurança mediante rebaixamento rápido.

ABSTRACT

Itaipu Binacional is a hydroelectric plant located on the Paraná River, between Brazil and Paraguay. The dam that forms the reservoir is made up of concrete, rock and earth-fill structures. Itaipu is situated in the geological context of the Paraná Sedimentary Basin, it is characterized by basaltic extrusive rocks of Formação Serra Geral. The embankment dam's foundation is composed of a plastic clay layer and a saprolite layer, which are residual soils from basaltic rocks. The earth dam on the left side was constructed with material from a loan area near the dam, with characteristics similar to the foundation material. This work presents the evaluation of the effect of rapid drawdown on the upstream slope in three different sections with heights and foundation's soil thickness variables. The results showed the influence of the thickness of the foundation's soil layer in the safety factor through the rapid drawdown.

1. INTRODUÇÃO

Itaipu Binacional é uma usina hidrelétrica construída e mantida pelos governos do Brasil e do Paraguai. A produção energética é igualmente dividida entre ambos os países. A construção da barragem foi iniciada em 1974 e a geração de energia começou em 1984. A usina possui 20 turbinas de 700MW cada, totalizando 14.000MW de potência instalada.

O complexo de barragens que constitui Itaipu tem aproximadamente 8km de extensão. A disposição das estruturas é mostrada na Figura 1, onde se observam estruturas de concreto, terra e enrocamento [1].

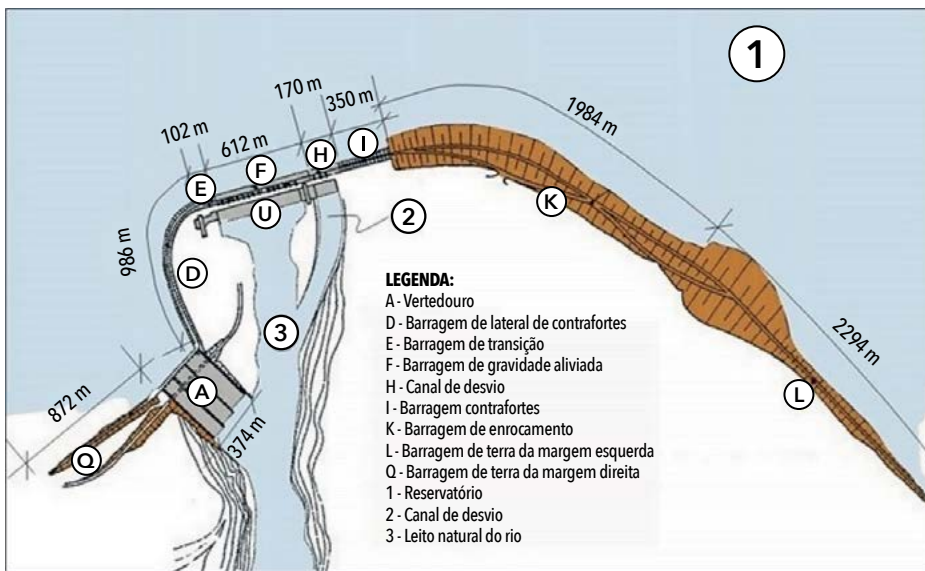


Figura 1 – Complexo de barragens que constitui Itaipu.

A barragem e o reservatório estão situados na Formação Serra Geral da Bacia Sedimentar do Paraná. A Barragem de Terra da Margem Esquerda (BTME) foi construída sobre um perfil de

intemperismo que possui horizontes de argila vermelha plástica (solo residual maduro), saprolito (solo residual jovem) e rocha alterada. As três camadas totalizam uma espessura média de 16m.

A argila vermelha foi caracterizada como um material natural de baixa permeabilidade, da ordem de 10-5 cm/s. O saprolito, entre a argila vermelha e a rocha alterada, se apresenta com permeabilidade da ordem de 10-3 cm/s, e, portanto, controla majoritariamente o comportamento do fluxo na fundação. A maior permeabilidade do saprolito pode ser atribuída ao fato desta camada, por ser um solo residual jovem, possuir características da rocha mãe, com diversas fraturas [2]. A camada de rocha alterada foi desconsiderada neste estudo porque apresenta

pequena espessura. Trabalhos anteriores mostraram que sua influência no comportamento da barragem é muito pequena [3].

A Figura 2 ilustra o perfil estratigráfico da fundação ao longo do eixo da BTME modelado de acordo com as sondagens feitas antes da escavação. A cota de escavação, realizada após o período de investigação, é indicada em algumas seções específicas.

Nota-se que, entre as seções 129+50 e 135+00, a escavação permanece praticamente no mesmo nível, indicando que nesse local a base do maciço compactado não varia de cota e, conseqüentemente, a altura da

barragem é constante. Porém, a camada de solo na fundação varia significativamente. Na seção 129+50, a espessura da camada de solo é de aproximadamente 18m, enquanto na seção 135+00 é de aproximadamente 8m.

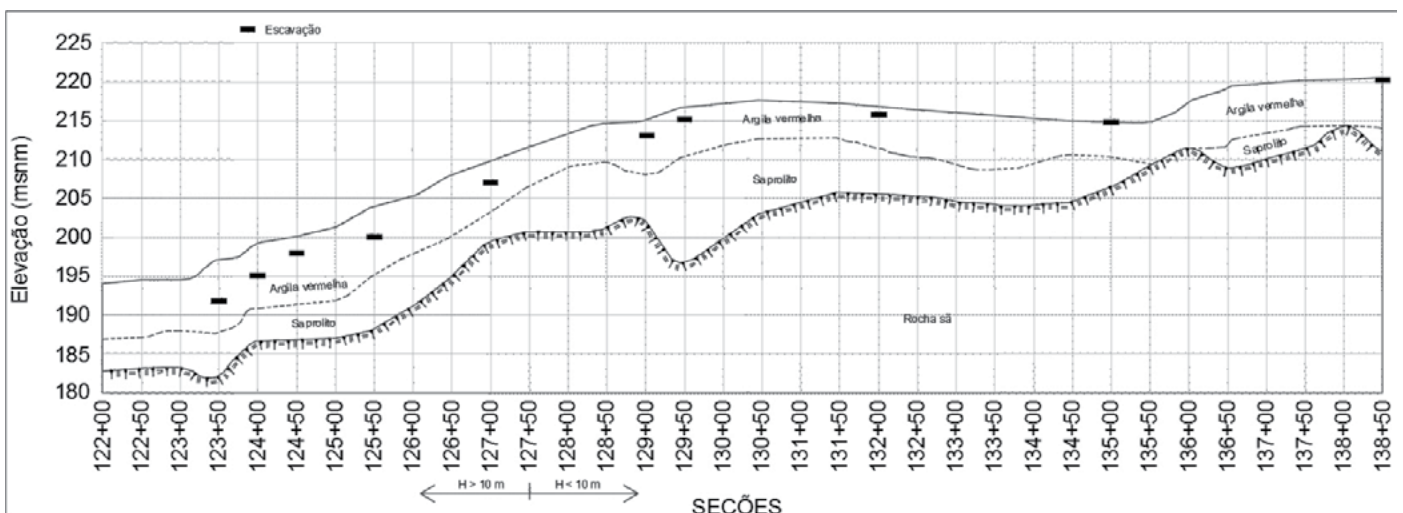


Figura 2 – Perfil estratigráfico do eixo da BTME.

O Nível d'Água no Reservatório (NAR) interfere na estabilidade do talude de montante por dois motivos: o empuxo horizontal da água tende a desestabilizar o talude, enquanto a componente vertical da força resultante do peso da água no talude e na fundação contribui para a estabilização.

De maneira geral, o aumento do NAR resulta no incremento do Fator de Segurança (FS) do talude de montante, pois, a influência da componente vertical da força do peso (estabilizadora) é maior que o empuxo horizontal (desestabilizador). O contrário também é verdadeiro: a redução do NAR provoca redução do peso e, conseqüentemente, redução do FS.

O projeto de uma barragem de terra envolve diferentes análises onde devem ser consideradas as características intrínsecas já mencionadas, assim como as condições de contorno e as ocorrências externas que possam alterar os carregamentos e as condições de equilíbrio externas e internas aos maciços compactados e suas respectivas fundações.

Uma das condições avaliadas é o rebaixamento rápido do reservatório. Neste caso se considera, inicialmente, que exista um fluxo estabelecido (em equilíbrio) através do corpo da barragem e sua fundação. Este fluxo ocorre para um determinado nível constante do reservatório. Em seguida, em uma segunda etapa, ocorre redução brusca do nível d'água a montante, impossibilitando a dissipação das porpressões no maciço [4].

Para o presente trabalho será avaliada tal condição de rebaixamento rápido do nível d'água a montante. Desta maneira, se busca mostrar a influência da espessura da camada de solo de fundação no fluxo e, conseqüentemente, na estabilidade do talude de montante. Sabe-se que a maior parte do fluxo pelo corpo da barragem ocorre pela fundação e o material dessa camada controla o comportamento do fluxo pela barragem [5].

2. METODOLOGIA

As análises de estabilidade relativas à condição de rebaixamento rápido do reservatório foram procedidas para as seções 129+50 e 135+50 para compreender a influência da camada de solo de fundação nos resultados relativos ao regime de fluxo e estabilidade dos taludes. Tais seções possuem altura semelhante, ambas com aproximadamente 10m, e a camada de solo da fundação com espessura distinta. Ambas possuem instrumentação instalada, as quais foram utilizadas para validações do modelo e condições de contorno. As Figuras 3 e 4 apresentam as seções modeladas em CAD e a Tabela 1 apresenta uma síntese das principais informações.

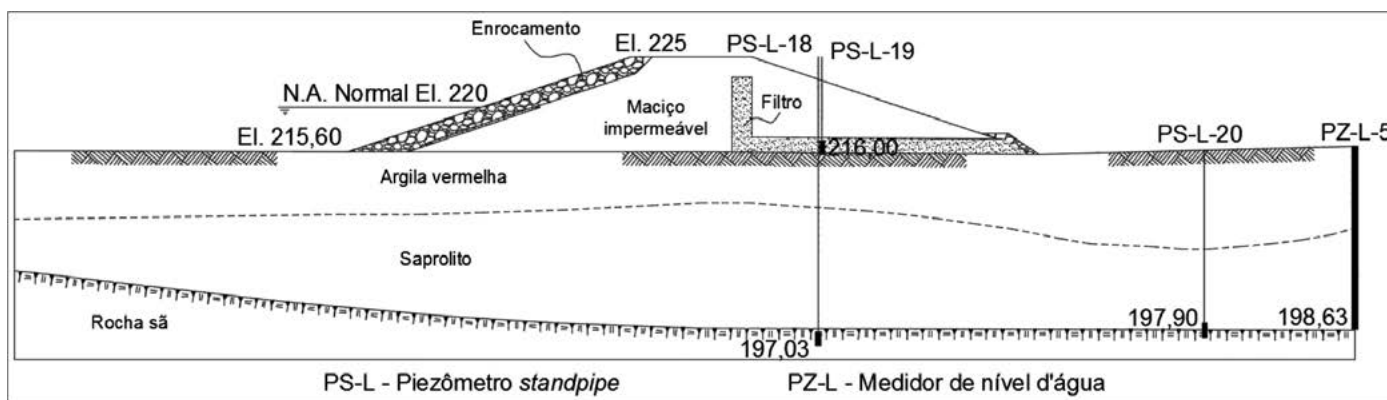


Figura 3 – Seção 129+50 modelada em CAD.

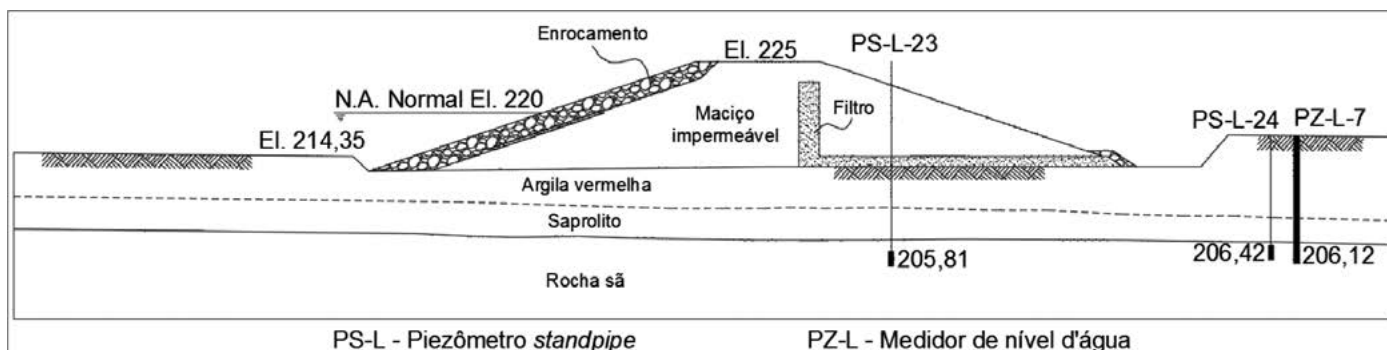


Figura 4 – Seção 135+50 modelada em CAD.

Seção	H do maciço compactado (m)	Espessura da argila da fundação (m)	Espessura do saprolito da fundação (m)	Pé do talude de montante (m)
129+50	9,5	5,0	12,5	215,60
135+50	10,5	4,0	3,0	214,35

Tabela 1 - Resumo das principais características das seções.

Para realização das análises foi utilizado o programa GeoSlope® através dos seus pacotes SEEP/W para análises de fluxo, e SLOPE/W para análises de estabilidade. O SEEP/W analisa o fluxo de água subterrâneo em materiais porosos pelo método dos elementos finitos utilizando a equação diferencial de Laplace. O *output* das poropressões é utilizado pelo SLOPE/W. Ele faz análises de estabilidade pelos métodos de equilíbrio limite [6].

Neste trabalho, os fatores de segurança foram obtidos pelo método de Bishop, que se apresenta adequado para a situação avaliada, pois são taludes homogêneos com superfícies de ruptura circulares [7].

A geometria das seções foi obtida dos projetos e das disposições de campo realizadas à época (Figuras 3 e 4). A modelagem da fundação foi realizada com base nas sondagens produzidas no período de investigação anterior à construção da barragem, e nos perfis de instalação dos instrumentos.

Os parâmetros geotécnicos da fundação foram definidos a partir dos ensaios realizados no período de investigação geotécnica. Os parâmetros do maciço compactado foram obtidos pelos ensaios de controle de qualidade que foram feitos durante o período de construção.

Para compreender o fenômeno de rebaixamento rápido do NAR na BTME foi necessário realizar dois tipos de análises de fluxo: a primeira considerando fluxo permanente, com nível do reservatório na cota 223(msnm), e, em seguida, o rebaixamento a partir dessa cota para uma inferior. Nas análises de fluxo, o maciço foi considerado parcialmente saturado.

As análises de estabilidade foram feitas durante o rebaixamento rápido. Para isso foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos pelos ensaios consolidados não drenados (CU_{sat}). Nas

análises de estabilidade, o maciço foi considerado totalmente saturado, simulando a condição mais crítica. A Tabela 2 mostra um resumo dos principais parâmetros.

Material	Permeabilidade (cm/s)	c' (kPa)	Φ' (°)
Argila compactada	$k_h = 3,4 \times 10^{-7}$	36	29,3
	$k_v = 1,3 \times 10^{-7}$		
Argila da fundação	$4,4 \times 10^{-5}$	10	23
Dreno	8×10^{-1}	0	40
Enrocamento	0,1	0	40
Saprolito da fundação	$2,5 \times 10^{-3}$	20	25

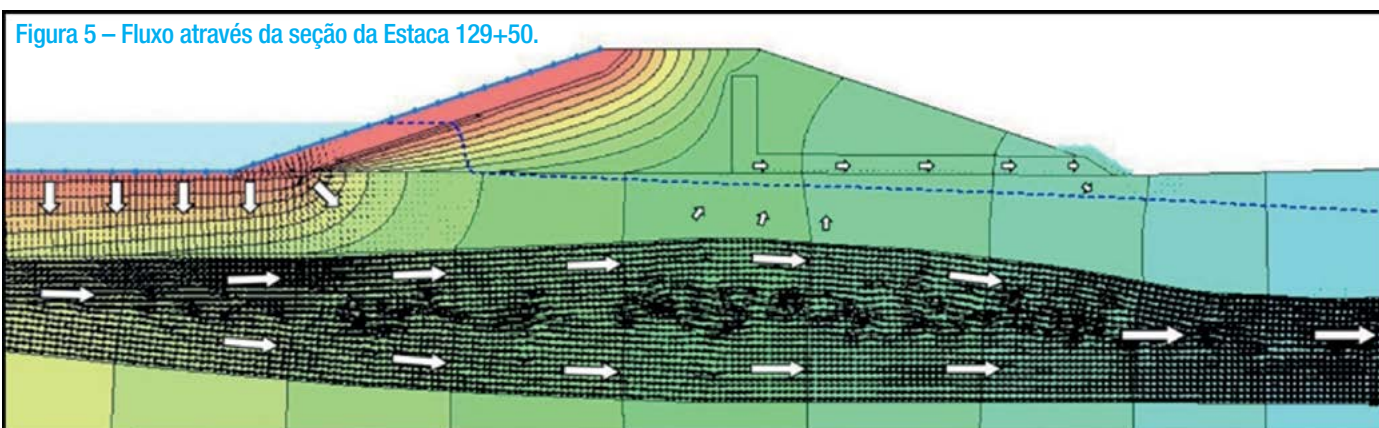
Tabela 2 - Resumo das características geotécnicas dos materiais.

3. RESULTADOS

Neste capítulo serão mostrados os resultados das análises nas duas seções estudadas. Primeiramente será apresentada a condição de fluxo permanente para condição normal de operação. Em seguida serão mostrados dois casos de rebaixamento rápido. O primeiro é um caso real de rebaixamento completo, da cota 223m ao pé do talude, com velocidade de 13 cm/dia - que é a maior velocidade em rebaixamentos com $\Delta NAR > 2m$ nos últimos 5 anos. O segundo é um caso hipotético de rebaixamento completo em um único dia.

3.1. SEÇÃO DA ESTACA 129+50

A seção 129+50 possui aproximadamente 17,5m de espessura de camada de solo na fundação. A Figura 5 mostra como ocorre o



fluxo permanente em condições normais de operação, com NAR na cota 220m.

Com exceção dos filtros, drenos e transições, o saprolito é o material mais permeável da estrutura. Sendo assim, a maior parte do fluxo ocorre através desta camada. Os vetores de velocidade mostram a direção do fluxo (Figura 5). Para a seção em análise, é perceptível que as linhas de fluxo se concentram a partir do pé de montante da estrutura de aterro. Elas se direcionam para as camadas da fundação, passando verticalmente pela camada de argila (mais superficial), atingindo o saprolito, onde se observa uma mudança na direção do fluxo.

A água infiltrada atinge a região de jusante por meio da camada de saprolito. Quando chega próximo ao tapete drenante, uma pequena quantidade de água atravessa novamente a camada de argila e atinge este dispositivo. Porém, a vazão não é suficiente para que toda essa água chegue na saída do dreno. Então, parte dela infiltra novamente na fundação.

A Figura 6 mostra que no caso de um rebaixamento de 13 cm/dia, o maior FS é 3,59, que representa um FS hipotético de fluxo permanente para o NAR na cota 223m, sendo reduzido até estabilizar em 2,09, que representa um FS hipotético de fluxo permanente na cota 215,60m, no pé de montante. Neste caso, o FS não apresenta picos para baixo, que são característicos do rebaixamento rápido (os fatores de segurança para fluxo permanente são hipotéticos, pois, nesta análise são utilizados parâmetros para condição não drenada do solo, o que não representa fluxo permanente).

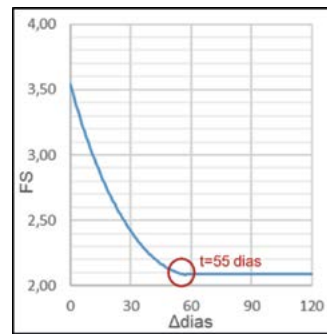


Figura 6 – Fator de segurança na seção da Estaca 129+50 para rebaixamento de 13 cm/dia.

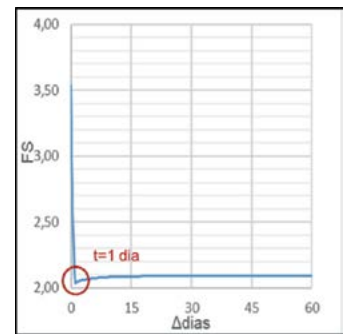


Figura 8 – Fator de segurança na seção da Estaca 129+50 para rebaixamento de 7,4 m/dia.

A Figura 7 mostra a linha freática e a superfície de ruptura no momento mais crítico, quando ocorre o fim do rebaixamento rápido com o NAR atingindo o pé da barragem. Neste momento ainda existem poropressões a serem dissipadas no maciço, porém não interferem no FS.

As Figuras 8 e 9 apresentam os resultados de forma semelhante, porém são para um rebaixamento completo até o pé do talude no mesmo dia (7,4m/dia). Nesta situação, o gráfico do FS começa em 3,59, apresenta um pico até 2,03 e em seguida estabiliza em 2,09. Os fatores de segurança iniciais e finais são os mesmos do caso anterior. O que diferencia as duas situações é justamente o pico negativo que ocorre no FS do segundo fato. Esse pico é característico do rebaixamento rápido, que nesta pesquisa corresponde a uma diferença de 0,06 entre o FS mínimo e final.

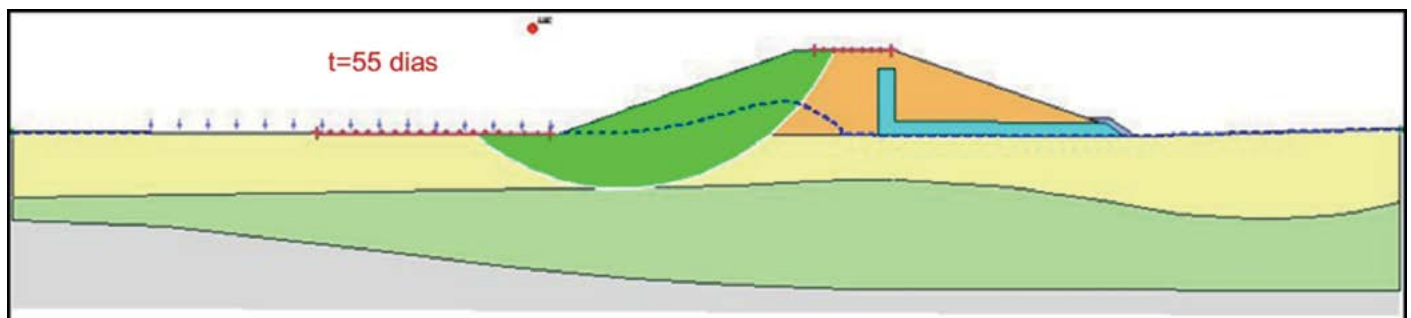


Figura 7 – Linha freática e superfície de ruptura para condição crítica de estabilidade para rebaixamento de 13 cm/dia na seção da Estaca 129+50.

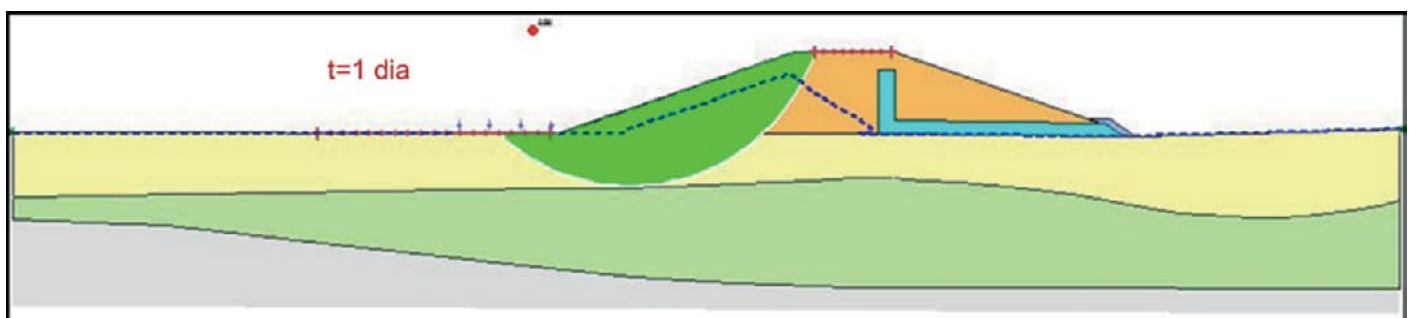
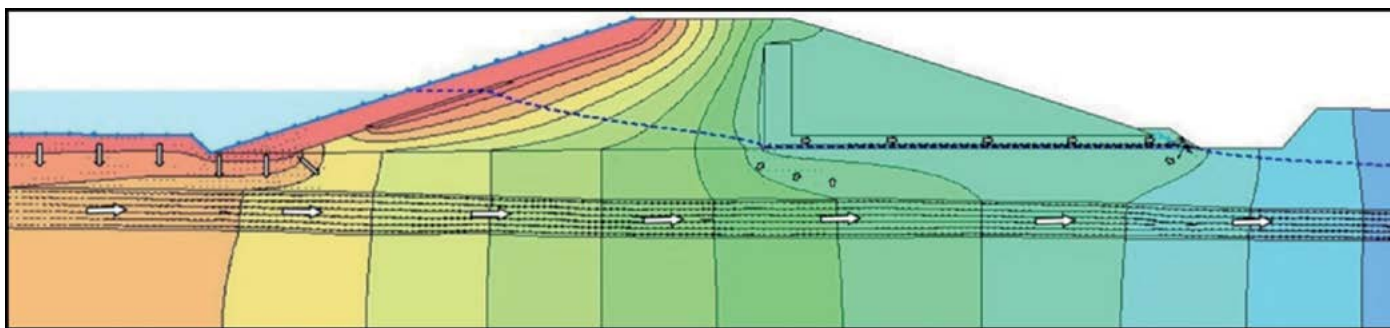


Figura 9 – Linha freática e superfície de ruptura para condição crítica de estabilidade para rebaixamento de 7,4 m/dia na seção da Estaca 129+50.

Figura 10 – Fluxo através da seção da Estaca 135+50.



3.2. SEÇÃO DA ESTACA 135+50

A seção da estaca 135+50 apresenta menor espessura da camada de solo de fundação em relação à seção da estaca 129+50: aproximadamente 7m. A Figura 10 mostra como ocorre o fluxo permanente com o NAR na cota 220m.

Nota-se que o fluxo pela fundação é menor que na seção da estaca 129+50. Isso ocorre devido à menor espessura da camada de fundação, que faz com que a vazão seja reduzida, elevando a posição da linha freática no maciço. O caminho percorrido pela água é semelhante ao da seção anterior.

A mudança da posição da linha freática nesta seção mostra a existência de poropressões em uma área maior do maciço compactado em relação à seção anterior. Observa-se ainda que nesta seção a linha freática atinge o sistema de drenagem interno.

Além de estabelecer o fluxo em uma área maior do maciço compactado, a menor camada de solo na fundação leva a uma dissipação mais lenta das poropressões, aumentando o efeito do rebaixamento rápido. A condição mais crítica ocorre quando o NAR

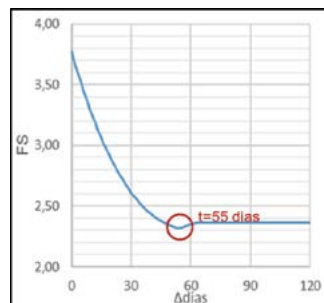


Figura 11 – Fator de segurança na seção 135+50 para rebaixamento de 13 cm/dia.

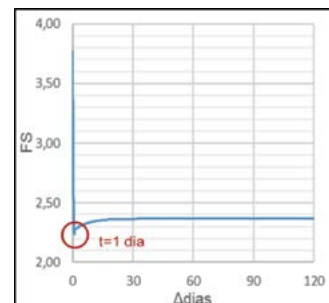


Figura 13 – Fator de segurança na seção da Estaca 135+50 para rebaixamento de 8 m/dia.

atinge o pé da barragem e grande parte do maciço ainda permanece com poropressões elevadas.

O contexto de rebaixamento rápido do reservatório (Figuras 11 e 12) mostra que quando ocorre um rebaixamento completo com velocidade de 13cm/dia, o fator de segurança começa em 3,77 (NAR na cota 223m), sendo reduzido até 2,32, estabilizando em 2,37 (NAR na cota 214,35m). Esta diferença de 0,05 entre o FS mínimo e final é atribuído ao rebaixamento rápido.

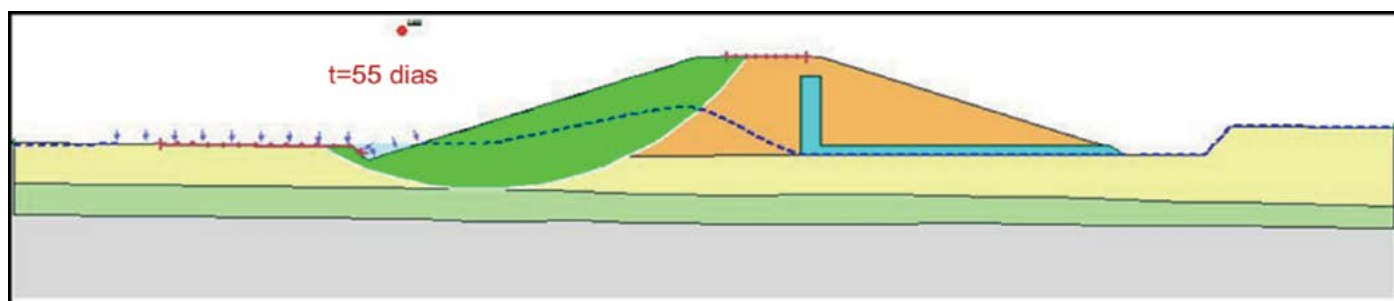


Figura 12 – Linha freática e superfície de ruptura para condição crítica de estabilidade para rebaixamento de 13 cm/dia na seção 135+50.

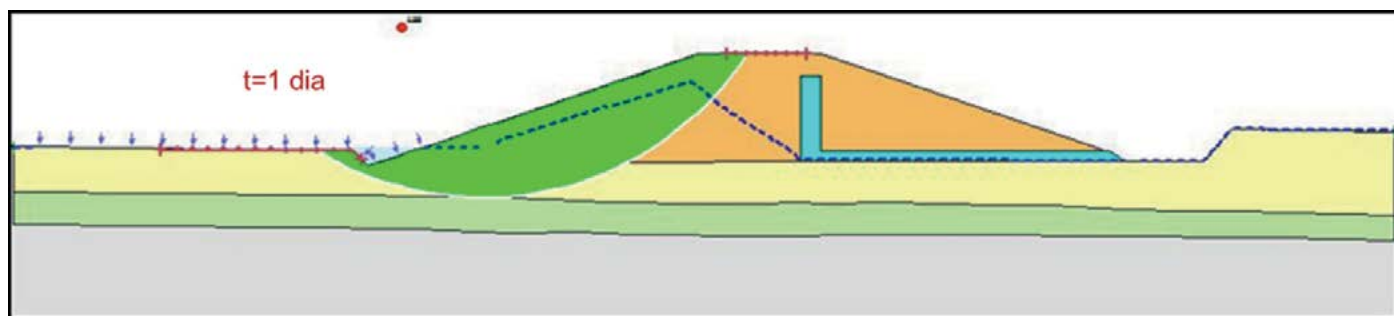


Figura 14 – Linha freática e superfície de ruptura para condição crítica de estabilidade para rebaixamento de 8 m/dia na seção da Estaca 135+50.

As Figuras 13 e 14 apresentam o caso de rebaixamento completo em um único dia (8m/dia). Neste caso, o efeito de rebaixamento rápido é mais acentuado. O pico do FS, devido ao rebaixamento rápido, é de 0,14 em relação ao do FS final.

Em relação à condição de rebaixamento rápido do NAR, as poropressões existentes no maciço se dissipam pela superfície do talude de montante e pela fundação. Quanto maior a espessura da camada de solo na fundação, maior a velocidade da dissipação. Na seção da estaca 129+50, por exemplo, um rebaixamento de 13cm/dia apresenta as poropressões no maciço dissipadas com velocidade suficiente para não causar decréscimo do FS devido ao rebaixamento rápido. Com a mesma velocidade de rebaixamento na seção da estaca 135+50, é visível que ocorre um pico do FS que evidencia o efeito do rebaixamento rápido.

A Tabela 3 resume o comportamento do FS para a condição de rebaixamento rápido do NAR para as seções em análise na condição de rebaixamento real e rebaixamento hipotético.

Seção	Veloc.	FS _{inicial}	FS _{mínimo}	FS _{final}	Δ FS _(inicial-final)	Δ FS _(mínimo-final)
129+50	13 cm/dia	3,54	2,09	2,09	1,45	0,00
	7,4 m/dia*	3,54	2,03	2,09	1,45	0,06
135+50	13 cm/dia	3,77	2,32	2,37	1,40	0,05
	8 m/dia*	3,77	2,23	2,37	1,40	0,14

*Rebaixamento hipotético.

Tabela 3 – Resumo do comportamento dos fatores de segurança durante rebaixamento rápido.

4. CONCLUSÕES

O fator determinante para redução do FS durante um rebaixamento é a redução da força vertical exercida pelo peso do reservatório no talude e na fundação a montante. Esta força, quando existente, contribui significativamente para a estabilidade do talude.

No caso de rebaixamento com velocidade real (13cm/dia), na seção com maior espessura de solo na fundação, não há redução do FS atribuído ao rebaixamento rápido. Na seção com menor espessura de solo na fundação, para esta mesma velocidade, existe uma diferença de -0,06 entre o FS mínimo e o FS final. Tal valor é atribuído ao rebaixamento rápido.

Nas análises de rebaixamento hipotético (rebaixamento completo em um dia), em ambas seções houveram picos do FS devido ao rebaixamento rápido, sendo que na seção com maior camada de solo na fundação, o pico foi menos acentuado. Isso indica que quanto maior a espessura da camada de solo na fundação, maior a velocidade da dissipação, o que tende a diminuir o efeito do rebaixamento rápido no talude.

A espessura da camada de solo de fundação tem influência na posição da linha freática e, conseqüentemente, nas poropressões que ocorrem no maciço compactado, na condição de fluxo permanente.

Esse trabalho possibilitou verificar o efeito da espessura e das condições de permeabilidade da camada de solo na fundação na estabilidade do maciço de montante. As análises empíricas, ainda hoje utilizadas, usualmente consideram o maciço compactado sob uma fundação impermeável, que corresponde à uma condição crítica. Quando se tem a dissipação das poropressões pela fundação (caso de Itaipu), a condição de estabilidade se apresenta mais favorável para talude de montante em relação à condição impermeável da fundação. Verifica-se, portanto, a importância de se considerar as condições de compatibilidade entre as características da fundação e do corpo do maciço, quando isto for possível.

5. AGRADECIMENTOS

Aos orientadores Alberto Sayão e Josiele Patias pelo tempo e dedicação dispensados, e ao Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens (CEASB - FPTI/BR) pelo apoio financeiro e infraestrutura disponibilizada durante a pesquisa.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ITAIPU BINACIONAL (2009) – “Usina Hidrelétrica de Itaipu: Aspectos de Engenharia”. Livro elaborado pela Diretoria Técnica de Itaipu, Foz do Iguaçu, PR.

[2] IECO & ELC (1977) – “Aprovechamiento Hidroelectrico de Itaipu - Presa de Tierra Margen Izquierda y Transicion con la Presa de Enrocado - Informe final del proyecto”. Arquivo interno de Itaipu, SAT 4280.50.8003-E.

[3] THÁ, P.C. (2007) – “Estudos das condições de fluxo pela Barragem de Terra da Margem Esquerda de Itaipu”. Dissertação de mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC-Rio.

[4] DUNCAN, J. M., WRIGHT, S. G., & BRANDON, T. L. (2014) – “Soil strength and slope stability”. John Wiley & Sons.

[5] CRUZ, P. T. (1996) – 100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto. São Paulo: Oficina de Textos.

[6] GEO-SLOPE INTERNATIONAL, LTD (2013) – “Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W”. Geostudio Helpfile.

[7] FREDLUND, D. G., & KRAHN, J. (1977) – “Comparison of slope stability methods of analysis”. Canadian Geotechnical Journal, 14(3), 429-439.



Rodrigo de Lima RODRIGUES

Engenheiro Civil formado pelo Centro Universitário Dinâmica das Cataratas (2014) e mestre em Engenharia Civil (Geotecnia) pela PUC-Rio (2017). Atualmente cursando Especialização em Segurança de Barragens: Aspectos Técnicos e Legais pela UFBA. Foi Bolsista de Desenvolvimento Tecnológico e Inovação (DTI) - C&T+I no Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens (CEASB) participando do projeto "Modelagem do Maciço de Fundação de Itaipu e Estudos da Segurança das Barragens de Aterro". Atualmente é colaborador do CEASB atuando na linha de pesquisa em geotecnia.



Josiele PATIAS

Engenheira Civil formada pela Universidade Federal de Santa Maria (2002), possui mestrado (2005) e doutorado (2010) em Geotecnia pela Escola de Engenharia de São Carlos (EESC-USP). Atualmente trabalha na empresa Itaipu Binacional atuando nas áreas de Segurança de Barragens e Geotecnia. Desenvolve pesquisa no Centro de Estudos Avançados em

Segurança de Barragens do Parque Tecnológico Itaipu (CEASB-PTI), onde realiza orientação de trabalhos de Iniciação Tecnológica e Inovação (ITI), bem como co-orientação de alunos de mestrado e doutorado no tema de Segurança de Barragens na área de Geotecnia.



Alberto de Sampaio Ferraz Jardim SAYÃO

Com graduação em Engenharia Civil pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (1976) e doutorado em Engenharia Geotécnica na University of British Columbia, Canadá (1989). Atualmente é professor associado da PUC-Rio e secretário Geral da ANE - Academia Nacional de Engenharia. Foi presidente da ABMS - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica de 2004 a 2008. Atua na área de Engenharia Geotécnica, especialmente em estabilização de encostas, geossintéticos, barragens e obras de terra e trabalhos experimentais no campo e em laboratório. Foi bolsista pesquisador 1B do CNPq até março de 2010. Em 2011 foi eleito Membro Titular da ANE e Academia Nacional de Engenharia. É eleito Membro do Conselho Deliberativo do CBDB - Comitê Brasileiro de Barragens. É Membro Vitalício do Conselho Diretor da ABMS.



CH Laúca | 2067 MW | Angola

**SOLUÇÕES CRIATIVAS
E SOB MEDIDA PARA
GRANDES OBRAS**





INFORME ESPECIAL

CHINCOLD • CHINESE NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS

RESEARCH ON KEY TECHNOLOGIES FOR SUPER-HIGH CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS

ZHOU Jianping | Power Construction Cooperation of China, Ltd. 100048

YANG Zeyan | China Renewable Energy Engineering Institute, Beijing, China, 100120

WANG Fuqiang | China Renewable Energy Engineering Institute, Beijing, China, 100120

LIU Chao | China Renewable Energy Engineering Institute, Beijing, China, 100120

SUMMARY

This paper presented a series of important achievements obtained by the scientific research project of “Research on safety and key technologies for 300m-high CFRD”. The research project mainly focused on safety standards and evaluation method, design and engineering measures, engineering characteristics of rockfill and its constitutive relation, deformation characteristics of dams, seismic safety and key technologies on safety monitoring. Based on the research, this paper indicated that 250m~300m high CFRD was technically feasible.

ABSTRACT

Successful experience has achieved for the construction of 200m-high concrete face rockfill dam (CFRD), while there were some problems unexpected. Therefore, some experts concerned and questioned the safety of 250m~300m high CFRD. The scientific research project of “Research on safety and key technologies for 300m-high CFRD” focused on safety standards and evaluation method, design and engineering measures, engineering characteristics of rockfill and its constitutive relation, deformation characteristics of dams, seismic safety and key technologies on safety monitoring. Thereby, a series of important achievements were obtained. The research showed that 250m~300m high CFRD was technically feasible, while its safety control indexes should be improved, deformation especially the uneven deformation of dam body should be strictly controlled, aseismic measures should be strengthened.

1. RESEARCH BACKGROUND

In the future, in order to meet the needs for the reasonable allocation of water resources and cascade development of hydropower, some super-high dams with large reservoirs will be constructed in western China[1]. At some suitable sites for high rockfill dams, the clay-core rockfill dam type was selected, while it has the characteristics such as large embankment quantity, huge amount of impervious soil excavated from cultivated land with large environment impacts, and sometime there is no impervious soil materials nearby the site; thus, the clay-core rockfill dam type raise the costs and reduced price competitiveness of hydropower and investment benefit. Therefore, the technology breakthrough for construction of 200m~300m high CFRD is seeking eagerly by the construction parties.

The CFRD was widely used because of its good adaptability, safety and economy. However, in the recent years, some 200m-high CFRDs appear larger deformation than expected, extrusion damage in face slab and larger leakage amount, so some experts concerned and questioned the safety of 200m~300m high CFRD. The development of CFRD is facing the challenges from 200m-high to 300m-high.

To answer the concerns on safety and reliability of super-high CFRD, the scientific research project of “Research on safety and key technologies for 300m-high CFRD” was carried on leading by MA Hongqi (member of Chinese Academy of engineering), the project is based on Gushui dam (242m high), Cihaxia dam(257.5m), Maji dam (277.5m) and Rumei dam (315m), these four super-high dams are all under feasible study stage.

2. EXPERIENCE AND LESSONS FROM 200M-HIGH CFRD[2]

2.1 PROBLEM UNEXPECTED AND ITS CAUSES

So far, more than ten 200m-high CFRDs have been built around the world, such as Tianshengqiao 1 dam (178m high, as built in 2000), Hongjiadu dam (179.5m, 2005), Sanbanxi dam (185.5m, 2006), Shuibuya dam (233m, 2008) in China; Barra Grande dam (185m, 2005), Campos Novos dam (202m, 2006) in Brazil; Aguamilpa dam (185.5m, 1994), El Cajon dam(188m, 2007), La Yesca dam(207m, 2012) in Mexico; Karahnjukar dam(198m, 2008) in Iceland and Bakun dam(202m, 2010) in Malaysia.

Some of the abovementioned dams appeared the unexpected problems such as cracks in dam body, large settlement, more cracks than expected or extrusion damage in face slabs, large amount leakage. The analysis showed that the abovementioned defects may be caused by low density of the rockfill, large modulus difference between upstream

and downstream rockfill, uneven deformation, unreasonable stages of dam construction or insufficient of pre-settlement time before face slab constructing, etc.

2.2 LESSONS AND EXPERIENCE

(1) Through the analysis on more than ten 150m~200m high CFRD around the world, especially on the design, construction and performance of the Tianshengqiao 1, Hongjiadu, Sanbanxi, Shuibuya and Bakun dam, it is found that these experience and technologies could be adopted for super-high CFRD.

(2) For 200m-high CFRD, if rockfill used or contained soft rock, settlement of dam body may larger than 1% of dam height, even up to 2% of the dam height. Therefore, soft rock should be used with caution for a super-high CFRD, and the density or porosity should be selected through adequately demonstrate.

(3) The key of deformation control is to reduce the harmful deformation of dam body. Therefore, appropriate rockfill materials should be chosen, reasonable zoning and density parameters should be designed or determined according to dam height, valley shape and rockfill properties

(4) Measures for deformation control of dam body including: choose rockfill materials with high compressive strength, decrease modulus difference between downstream and upstream rockfill, choose rolling machine with large compaction function, rising evenly of the embankment, preloading on upstream by reservoir water and reserve enough pre-settlement time before construction of face slab.

(5) Proper time for face slab construction should be selected. With consideration of dam height, valley shape, rock properties of rockfill, the ultra-high of rockfill at the top of the face slab should be kept, pre-settlement time and settlement rate should be studied and determined; construction of face slab should be avoided within the period when the settlement rate of dam body is large.

2.3 PROBLEMS TO BE SOLVED

(1) The influence of “scale effect” of rockfill should be evaluated. The scale effect between rockfill materials used in tests and real materials have big influence, the parameters obtain through tests could not accurately reflect the real properties of rockfill material, thus the predicted deformation based the parameters is usually smaller than that monitored.

(2) A breakthrough should be made for calculation theory and method of dam deformation. Because of the complexity of rockfill materials, the limit of rockfill constitution relations and computing scale, the calculation theory and methods could not accurately simulate the rockfill properties and stress-strain response of the dam.

(3) Mechanism of extrusion damage in face slab should be revealed. It is generally believed that large dam deformation will cause high compressive pressure in the face slab, and then will cause the local extrusion damage; while the existing finite element analysis could not quantitatively simulate the phenomenon, or reveal the mechanism.

3. MAIN RESEARCH ACHIEVEMENTS[3]

3.1 SAFETY EVALUATION FOR SUPER-HIGH CFRD

(1) A CFRD with height over 200m belongs to super-high dam, and higher flood design criteria and aseismic design criteria is needed. For a super-high CFRD, deformation stability, seepage stability and sliding stability should be ensured, and the corresponding design, construction and monitoring requirements should be proposed.

(2) For a super-high CFRD, the study shows that the target reliability index under normal working condition for slop sliding stability may be 4.45~4.7, correspondingly the safety coefficient may be 1.6~1.7. After the review of a typical super-high CFRD, the reliability index of seepage stability is larger than 9.0 under normal circumstances; the reliability index of deformation in completion period and storage period is 2.2 and 2.0 respectively; and reliability index of face slab deflection is 1.8.

(3) Through the study, it is believed that the maximum settlement may be controlled at 1%~1.5% of the dam height; stretch, settlement and shear displacement at peripheral joint may be smaller than 80mm, 80mm and 60mm respectively; hydraulic gradient within the concrete face and the cushion layer may be smaller than 200 and 50 respectively; the pre-settlement

time of rockfill may be more than 5 months, and the settlement rate may be smaller than 5mm/month when the face slab to be constructed.

3.2 ROCKFILL MATERIALS AND DAM ZONING

(1) For the super-high dam, gradient of upstream and downstream slope should be decreased. The slope ratio of Gushui, Cihaxia, Maji and Rumei CFRD dams is between 1:1.4~1:1.7.

(2) For the abovementioned four super-high CFRD dams, the proposed rockfill materials and density parameters are as follows: well graded hard rock or sand gravel materials, porosity of rockfill adopts 17%~19%, the relative density of sand gravel material adopts 0.92~0.95, and modulus difference between upstream and downstream rockfill should be less than 30%. The practice of Houziyan CFRD (223.5m high) and Jiangpinghe CFRD (219m high) shows that the abovementioned control indexes could be achieved feasibly.

3.3 SCALE EFFECT OF ROCKFILL MATERIAL

(1) in order to evaluate the scale effect of rockfill material, laboratory test, field test and numerical shear test were used to complement and validated each other. It is showed that particle breakage under high confining pressure is one of main causes of scale effect, the scale effect is more significant when the confining pressure is higher. The bulk modulus decreases significantly with the increase of maximum particle grain size, while Young's modulus coefficient changes relatively small.

(2) There are two kinds of mesoscopic mechanism related to particle breaking. One is the larger particles is easy to be broken which leads to deformation increase and strength decrease; and

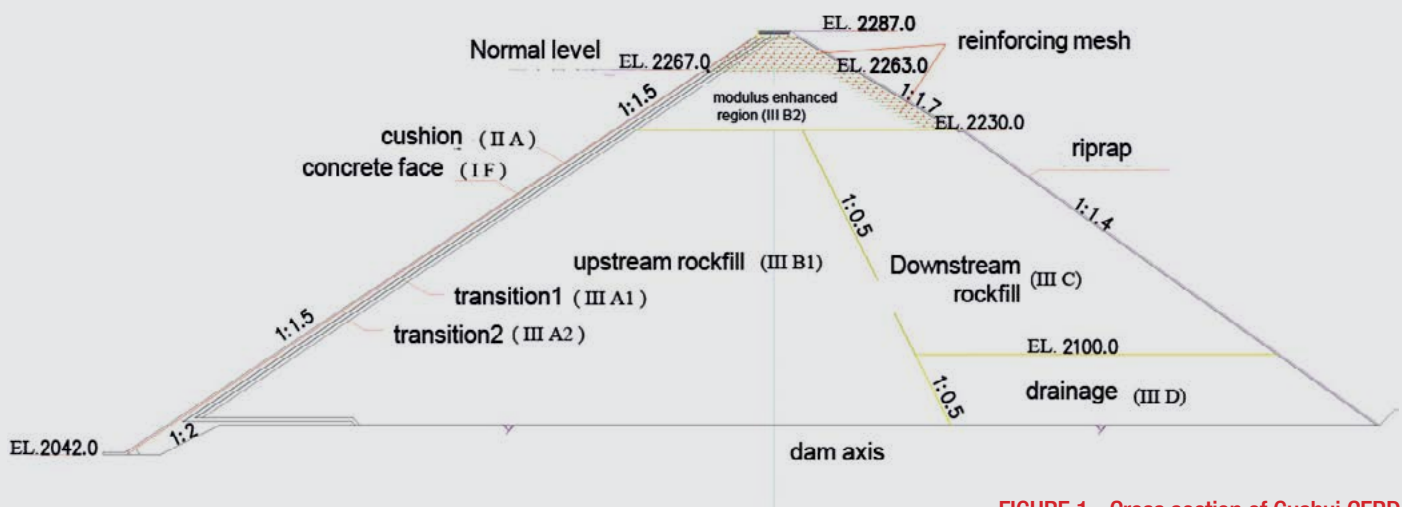


FIGURE 1 - Cross section of Gushui CFRD



FIGURE 2 - Stress-path test in an adit at Cihaxia site

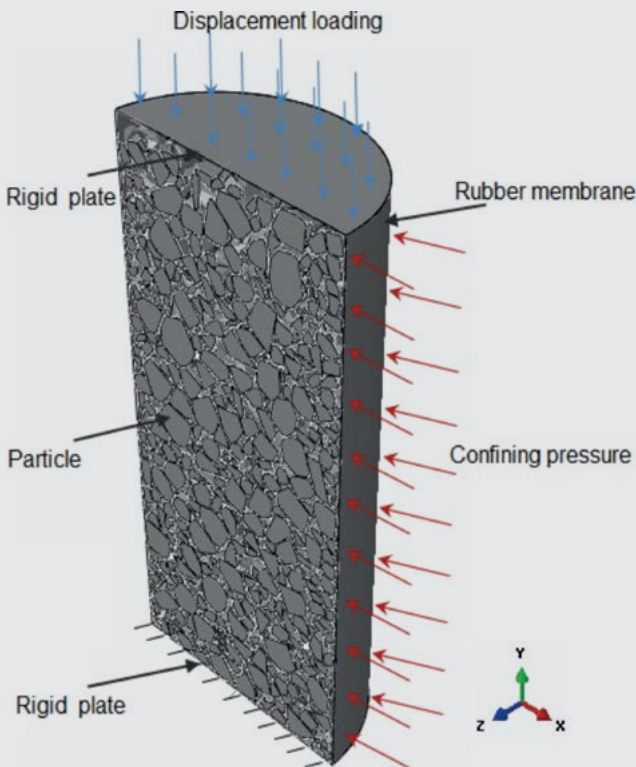


FIGURE 3 - Sketch of numerical shearing test

the other is the interlocking effect of larger particles is better than small ones which leads to high strength parameters. The influence of particle breakage in caused by the combined action of these two kinds of mechanism. Deformation parameters obtained by back analysis of monitoring data of high CFRD is lower than that from laboratory tests, particle breakage is one of main causes.

(3) The test results show that parameter K of sand gravel material is higher than that of rockfill material; dam deformation could be controlled effectively through decreasing rockfill porosity or increasing the rockfill modulus; ratio of particle breakage increases with the decrease of particle content finer than 5mm; under high confining pressure, particle breakage is more significant when grain size is larger.

3.4 CONSTITUTIVE MODEL AND PRECISE NUMERICAL SIMULATION

This research proposed rockfill constitutive model reflecting particle breakage, numerical analysis model reflecting rheological properties, numerical simulation method reflecting time-dependent deformation, nonlinear contact characteristics between rockfill and concrete, and stress-dilatancy equation considering particle breakage, and then put forward a parallel computing method with precise model and large-scale computation, as shown in Equation 1.

$$\frac{\dot{\sigma}_1}{\sigma_3} = \left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1}\right) \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_m}{2}\right) + \frac{dE_B}{\sigma_3 d\varepsilon_1} (1 + \sin \varphi_m) \quad (1)$$

Where:

dE_B is the energy consumed by particle breakage.

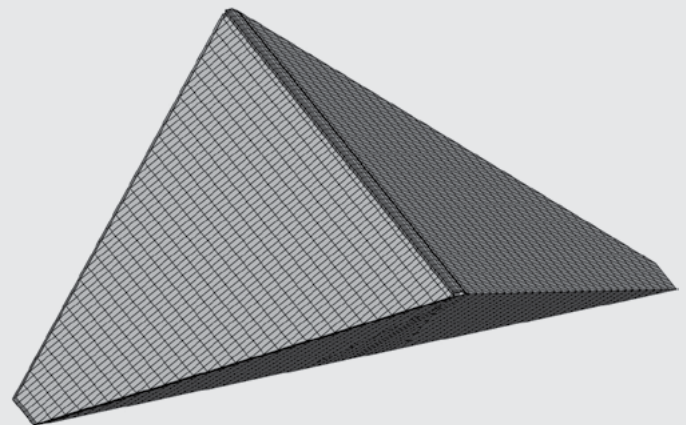


FIGURE 4 - Model of precise numerical simulation of CFRD

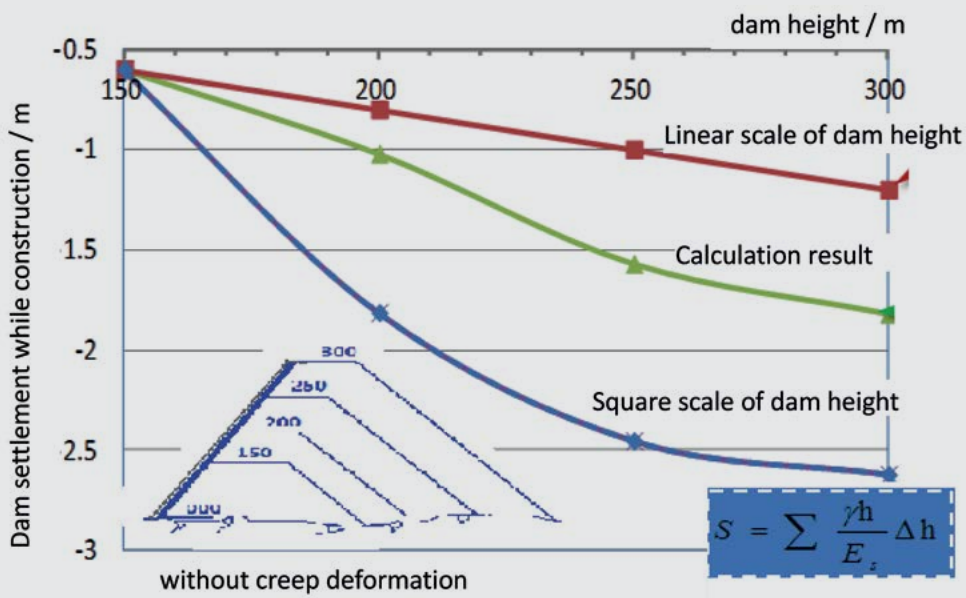


FIGURE 5 - Relationship of calculated dam settlement and its height

FIGURE 6 - Sketch of rotational crushing and displacement crushing of concrete face

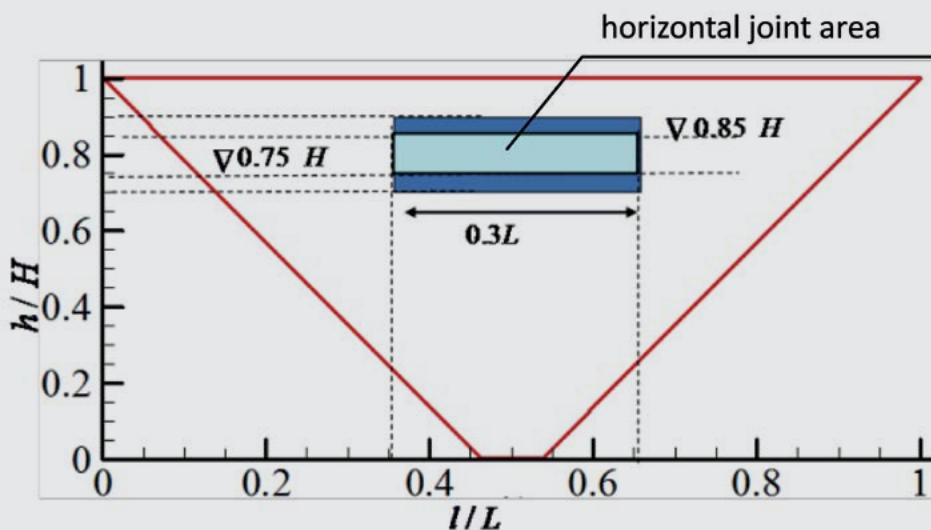
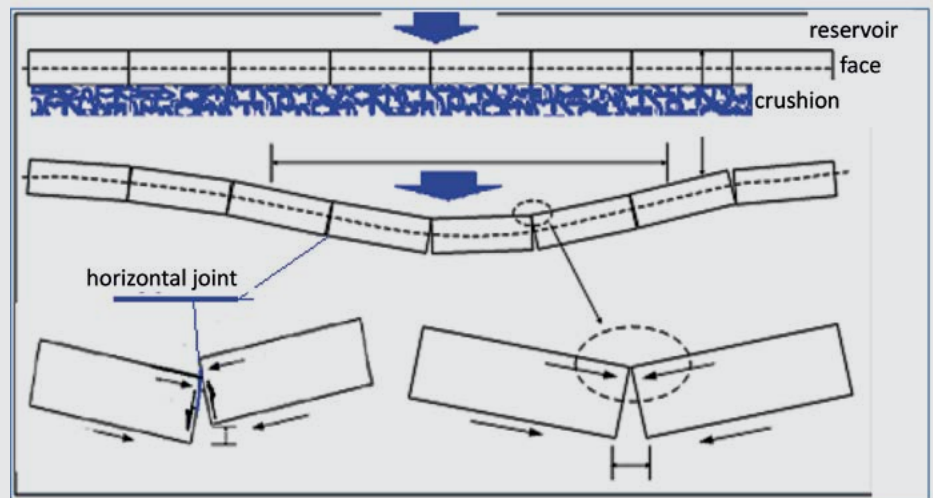


FIGURE 7 - Area setting permanent horizontal joints

3.5 STRESS AND DEFORMATION REGULATION OF SUPER-HIGH CFRD

This research simulated the process of dam filling and impounding by precise face structure simulation method, and realized large-scale precise stress and deformation simulation of high CFRD. In addition, the stress and deformation regulation of dams with different height and the relationship between dam settlements and its height were analyzed and revealed.

(1) When the height of CFRD reached 300m level, the general stress and deformation regulation of dam and concrete face was nearly same to dams with height of 200m level. But the deformation of rockfill and stress of concrete face were both obviously increased.

(2) Computations indicated that the deformation regulation among dams with height of 150m, 200m, 250m and 300m levels was greater than the linear scale of dam height, meanwhile less than the square scale of that, which is nearly agree with the scale effect in material tests.

3.6 EXTRUSION DAMAGE MECHANISM OF CONCRETE FACE

Through the large-scale precise numerical analysis, this research revealed that the mechanism of extrusion damage is excessive deformation of rockfill, as well as rotational crushing, displacement crushing, and shearing extrusion of horizontal face joints. Because of the non-uniform stress of vertical face joints, especially stress concentration, the localized concrete damage was easy to occur.

Usually, the vertical face joints were divided to compression joints and tension joints, which may be inappropriate. In fact, the stress of concrete face was much complex. One vertical joint may be tensioned as well as shearing crushing.

In order to avoid concrete face crushing damage, it is necessary to control rockfill deformation, optimize face structural and fill flexible materials into compression vertical joints, etc.

3.7 SEISMIC SAFETY AND ENGINEERING MEASURES

(1) Firstly, generalized plastic constitutive model, true nonlinear constitutive model, cyclic constitutive model and 3D elastoplastic interface constitutive model of rockfill were improved. Secondly, this research presented non-uniform seismic excitations based on wave analysis method and wave function combination method, face plastic damage analysis, non-linear coupling of reservoir and dam, as well as precious analysis method of swells. Thirdly, an efficient large-scale 3D static and dynamic analysis soft was integrated.

(2) This research built a series evaluation methods and standards of high CFRD seismic safety as well as analysis method of ultimate seismic capacity, those which based on stability analysis, deformation analysis, and seepage control system. And then, the validity of using mesh reinforcement on the downstream slope, setting up permanent horizontal joints in the upper of the face, and filling compound rubber plates into the middle compression joints of face were proved, combining with Gushui Project.

3.8 KEY TECHNOLOGIES OF SAFETY MONITORING

(1) Investigates on monitoring equipment and its operation condition of 5 typical projects, including Tianshengqiao I, Hongjiadu, Sanbanxi, Shuibuya, and Nuozhadu, indicated that existing monitoring equipment can't fulfil requirements of CFRD with height of 300m level.

(2) Experimental results showed that the internal monitoring equipment and technique developed in this research, such as pipeline robot, flexible inclinometer, 1000m-long-pipeline settlement monitoring, and inner corridor, etc. can satisfy the monitoring requirements of high earth dams. Meanwhile, through research on characteristics and process flow of SAR data, the processing technology of InSAR and D-InSAR was formed, whose accuracy was within 2cm so as to satisfy the outer monitoring requirements of high rockfill dams.

4. CONCLUSIONS AND SUGGESTIONS

(1) A lot of experience, practice, and research on high CFRD with height of 200m level were accumulated, which increased the recognitions on high CFRD. Totally, construction of high CFRD with height of 200m level was successfully, and the technology was reliable.

(2) It is need to evaluate high CFRD though totally safety, stable safety, and structure safety. As the importance of high CFRD with height of 250m~300m level, this research set a higher safety goal, and built the safety evaluation method and index for those projects.

(3) Based on system research on scale effect, rockfill materials strength and stress-strain relationships though triaxial tests, rolling tests in site, and numerical shearing tests, effects of several factors such as specimen dimension, granular shape, particle breakage, rheology and complex stress path, etc. on constitutive relation and mechanical parameters were indicated under high pressure. At the same time, a revised constitutive model of high dam rockfill and suggestion calculation parameters were proposed by back analysis.

(4) This research put forward improved static and dynamic constitutive models and calculation parameters of rockfill, and developed an analysis software. And then, the stress-strain distribution regulation, stress level, and uncoordinated deformation was revealed through numerical calculations and parameters sensitivity analysis. Meanwhile, static and seismic engineering measures to ensure safety was proposed out and proved.

(5) A series of internal monitoring equipment and technique were developed, such as pipeline robot, flexible inclinometer, 1000m-long-pipeline settlement monitoring, and inner corridor, etc. which can satisfy the monitoring requirements of high earth dams with height of 300m level. In addition, the application prospect of SAR on dams monitoring was also researched.

(6) Those research achievements has been used for dam type selecting and designs of Gushui, Cihaxia, Maji, Rumei, Lawa, and Dashixia, etc. Some of them such as Gushui, Cihaxia, Lawa, and Dashixia were already determined to be CFRD. In the future, it is necessary to further study on characteristics of dam materials, dam structures, and material partition, as well as forecast stress-strain regulations, and precious construction technology and quality control measures, combining with specific conditions of each project.

5. KEYWORDS

High concrete face rockfill; safety; key technologies.

6. BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

- [1] YANG Zeyan, ZHOU Jianping, JIANG Guocheng, et al. Development of concrete face rockfill dams in China [J]. *Water Power*, 2011, 37(2): 18-23.
- [2] YANG Zeyan, ZHOU Jianping, SU Liqun, et al. Research review on adaptability and countermeasures of high concrete face rockfill dams with height of 300m level [J]. *Water Power*, 2011, 38(6): 1-5.
- [3] China Renewable Energy Engineering Institute, Hydrochina, Huaneng Lancang River Hydropower CO. LTD, Huanghe Hydropower Development CO. LTD, Yunnan Huadian Nujiang River Hydropower Development CO. LTD. Research on safety and key technology of high concrete face rockfill dams with height of 300m level [R]. 2016.



ZHOU Jianping

Chief Engineer for Electric Power Construction Corporation of China. Registered civil engineer and investment advisor. Engaged in hydropower engineering design and research for 38 years. As deputy chief designer of Longtan Hydropower project on Hongshui River. Some achievements of project design and scientific research are rewarded. Organized and participated in development planning research of rivers, renewable energy development planning and research on the key technology of hydropower project and formulated and revised specification and code for hydropower engineering.



YANG Zeyan

China Renewable Energy Engineering Institute, Deputy Chief Engineer, Master of National Engineering Survey and Design, Class 1 Registered Structural Engineer. Engaged in hydropower engineering design and consulting for 35 years. Served as chief engineer of Hongjiadu Hydropower Station. Won the national science and technology progress award and outstanding design award. Summarized the development of Chinese CFRD, and published several academic papers on CFRD. Organized many China CFRD large exchange activities. Participated in the international Symposium of Rockfill dams.



WANG Fuqiang

PhD. Senior engineer on hydraulic structures and geotechnical engineering, Registered Consulting Engineer(China). And the director of International Engineering Department in China Renewable Energy Engineering Institute (CREEI). Having the 12 years' experience for consulting and scientific research on hydropower and hydraulic engineering, especially on the high rockfill dams and geotechnical engineering.



LIU Chao

PhD. Senior engineer of China Renewable Energy Engineering Institute. Engaged in hydraulic structures and geotechnical engineering research for over 10 years. Have taken part in research and design of several high rockfill dams in China such as Lianghekou, Changheba, Jishixia, and Jinchuan, etc.



INFORME ESPECIAL

CHINCOLD • CHINESE NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS

TECHNOLOGIES ON CONSTRUCTION OF EARTH CORE ROCKFILL DAMS

Zeping XU | Professor – China Institute of Water Resources & Hydropower Research

Guocheng JIANG | Professor – China Institute of Water Resources & Hydropower Research

SUMMARY

Gravelly soil is a favourable core material for high ECRD construction. Its gradation could be adjusted according the requirements on permeability, deformation, strength and also the conditions of the original borrow materials. For high ECRD foundation treatment, vertical seepage control should be accepted as the main measure. Concrete diaphragm wall is reliable for alluvium seepage control. But the connection of concrete diaphragm wall to the earth core and gallery is one of the most important concerns in the design. The important issue of ECRD section zoning is stability of dam body and water-tightness of earth core, and also deformation coordination of different zones. For earth core with gravelly soil, the design of filter should focus on protection of fine grains and also consider the possibility of cracks of core.

ABSTRACT

Technologies for the construction of earth core rockfill dams (ECRD), especially, high rockfill dam are summarized, which mainly include: treatment of the rock foundation and alluvium foundation, seepage control by concrete diaphragm wall, application of gravelly soil for core material, design of filter layer, etc. By reviewing the development of ECRD construction in China, technical features and experiences of the three high RCRD projects in China are presented.

1. INTRODUCTION

Construction of modern rockfill dams in China was started in the middle of 20th century. Due to the limitation of construction technology and equipment, the early stage rockfill dams were mainly constructed by manpower. Some of the rockfill dams were constructed with the methods of damped rockfill or controlled directional explosion. Most of those dams are below 50m in height.

Since 1980s, roller compacted earth core rockfill dam (ECRD) with the height over 100m had been built in China, which include Shitouhe (114m), Lubuge (103.8m), etc. The 154m high Xiaolangdi earth core rockfill dam was built in 1990s. It is constructed on alluvium foundation with the maximum depth up to 80m. Concrete diaphragm wall is used to cutoff seepage in alluvium foundation. This project is considered as the milestone in the development of high ECRD construction in China and it is also awarded as the international milestone rockfill dam project.

Before year 2000, only 3 ECRD with the height over 100m were built in China. From 1980s to the beginning of 21 century, quite few high ECRD was constructed due to the strong competition and rapid development of concrete faced rockfill dam (CFRD). In contrast, the 7 rockfill dams constructed in this period with the height above 200m in the world are all ECRD. In the first decade of 21 century, due to the requirement for adapting unfavorable conditions and the experiences gained from the construction of Xiaolangdi ECRD, several high dam projects accepted ECRD dam type, which include Nuozhadu (261.5m), lianghekou (295m), Shuanjingkou (314m).

2. MAIN TECHNOLOGIES OF ECRD CONSTRUCTION

Within 30 years development, China has gradually accumulate some experiences in ECRD construction, especially, in the design and construction of high ECRD. The main technologies for building high ECRD include foundation treatment, material design and construction control.

2.1 FOUNDATION TREATMENT

For high rockfill dam, soft foundation (include rock and soil) is not suitable for dam construction. Normally, the soft foundation layers should be excavated. More commonly

encountered situations of ECRD foundation are riverbed sandy gravel alluvium. For sandy gravel alluvium, if the foundation has no soft clay layer or liquefiable fine sand layer, its bearing capacity and stability is suitable for high dam construction. For rock foundation, after clear away the weathered part and part of the intense weathered layer, the foundation is also suitable for high dam construction. The main task of foundation treatment is seepage control. For the case of sand layer is buried in deep part of alluvium or the surface layer of alluvium is very loose, special treatment measures should be studied.

2.1.1 SEEPAGE CONTROL OF SANDY GRAVEL ALLUVIUM FOUNDATION

In engineering practices, the basic measures for seepage control of foundation are upstream blanket, vertical cutoff and downstream filter and drainage. The selection of treatment measures will be based on the requirements of project and the characteristics of the foundation. For high dams, vertical seepage control measure is recommended. The vertical seepage control, combined with downstream filter and drainage, will provide good protection for high ECRD foundation free from the damage of seepage failure.

For ECRD with deep alluvium foundation, one of the vertical seepage control measures is the excavation of alluvium layers below earth core and filter zones and put core and filter zones on bedrock. Another vertical seepage control measure is the construction of concrete diaphragm wall. In engineering practices of China, concrete diaphragm wall is widely applied in various projects. According to the incomplete statistic data, to the end of year 2000, 44 concrete diaphragm walls were constructed for rockfill dam foundation treatment, with the total area of $54.2 \times 10^4 \text{m}^2$. Among these diaphragm walls, the deepest wall is 81.9m (Xiaolangdi ECRD), the thickest wall is 1.3m (Bikou ECRD) and the wall with largest area is $72 \times 10^4 \text{m}^2$ (Huangbizhuang embankment dam). Besides, there also the case of using two diaphragm walls for share water head. Some engineering cases are briefly introduced below:

- (1) Shiziping ECRD: The dam height is 136m and the maximum depth of concrete diaphragm wall is 101.8m. In the diaphragm wall, two pre-installed grouting pipes are used for bedrock curtain grouting. The construction of diaphragm wall was completed in 2006.
- (2) Yele ACRD: The dam height is 124.5m. The right bank terrace alluvium has the depth of 420m. A concrete diaphragm wall with the average depth of 70m was constructed. Under the wall, a gallery was built. From the gallery, another diaphragm wall was constructed further down to the alluvium, with the average depth of 66m



and the maximum depth of 84m. The bottom of upper diaphragm wall and the top of gallery was connected by grouting curtain. The total area of the lower diaphragm wall constructed from gallery is 21,000m². By using this method, the difficulties of constructing deep diaphragm wall were perfectly overcome. The project was completed several years ago and is in normal operation until present.

- (3) Pubugou ECRD: The dam height is 186m and the depth of alluvium is 70m. Two diaphragm walls with the thickness of 1.3m were constructed. The first diaphragm wall was connected to the earth core with a gallery on its top. Another diaphragm wall was inserted into the earth core. In the connection of grouting gallery and abutments, joints were arranged to adapt the differential deformation. Bedrock curtain grouting was conducted from gallery. After reservoir impoundment. Some leakage was discovered at the connection of grouting gallery and abutments. After repairing, it is in normal operation.

As concrete diaphragm wall has more technical and economy advantages, the method of curtain grouting was not widely accepted for high dam project. It is only used in dike, cofferdam and some special cases. One example of the special case is Xiabandi Project in Xinjiang Autonomous Region. The alluvium foundation has the depth of 150m. The treatment was conducted by upper part diaphragm wall and low part grouting curtain.

2.1.2 SEEPAGE CONTROL OF ROCK FOUNDATION

When rock foundation has permeable layers, erodible fault fissures or caves, it is necessary to conduct curtain grouting or curtain grouting combined with consolidation grouting.

According to the present design standard in China, the permeability requirement for the boundary of rock foundation treatment is: 3~5Lu for high-class dams or high dams, 5~10Lu for low-class or low dams. For the high dams recently constructed in China, 3Lu is set to be the criteria of permeability of relatively impermeable layer. The only exception is Xiaolangdi project, which the accepted value is 5Lu. For Nuozhadu project, as the low permeability of bedrock, the criterion for grouting curtain boundary is 1Lu.

For avoiding the interference of foundation grouting and rockfill compaction, gallery on the bottom of the dam is often accepted. Normally the gallery has multiple purposes, include grouting, monitoring and inspection. For ECRD with concrete diaphragm wall in alluvium foundation, different treatment measures can be used with the consideration of the specific site conditions. For Xiaolangdi ECRD, the bedrock of river channel

section is low permeability clay rock, thus there is no grouting curtain under the diaphragm wall. From river channel to the left bank, as the bedrock is permeable rock, the foundation was grouted through the pipes in diaphragm wall. For the case of curtain grouting conducted under diaphragm wall, by considering of not delay for the construction of dam body, gallery could be arranged on the top of the diaphragm wall. For the case of two diaphragm walls, the gallery is arranged on the top of one diaphragm wall, and another diaphragm wall can directly inserted into earth core. For this arrangement, two projects (Qiaoqi ECRD and Pubugou ECRD) were discovered with leakage at the connection of gallery and abutments.

The control of by-pass seepage in abutments request for the grouting curtain extend to a certain depth in the mountain. The area of grouting curtain is determined by three principles: 1) the curtain will extend to the intersection of the reservoir normal storage water level and the ground water level before reservoir impoundment. 2) The curtain will extend to the intersection of the reservoir normal storage water level and the relatively impermeable layer of the abutments. 3) The curtain area is determined by seepage analysis with the requirement of seepage control. For grouting curtain determined by the first two principles, the curtain is considered as closed curtain. But when the closed curtain will be too long or too deep, the area can be determined by the third principle.

For grouting construction, the common practice in China is to use high pressure and thick liquid grouting. The grouting pressure is 1~2 times of the water head. The dense and pre-stressed grouting curtain will have good performance in seepage control and durability. For the specific geologic conditions, there are also some special grouting techniques developed, such as chemical grouting, fine cement grouting, etc.

2.1.3 SAND LAYER LIQUEFACTION AND SEEPAGE STABILITY

In alluvium foundation, there are often sand layers or sand lens, which may liquefy during earthquake or have internal erosion problems. If the sand layers are shallow or locally distributed, it can be simply excavated. But if the sand layers are deeply buried, it is difficult to be excavated. The treatment will be difficult and challenge.

In the case of Xiaolangdi ECRD, the alluvium foundation was excavated to the elevation of 130m. The remained alluvium has 30~37m upper sandy gravel layer, 10~20m sand layer and 5~30m lower sandy gravel layer. In the interface of upper sandy gravel layer and sand layer, there are some local overhanging areas. Seepage control of alluvium foundation was conducted by building concrete diaphragm wall. Part of the bedrock

under the wall was not grouted. In operation, the leakage observed by downstream measuring wire was 30,000m³/d (not include the leakage through alluvium). The leakage through riverbed foundation was account for 60%~70% of the total leakage. From observation data, the piezometer data behind diaphragm wall was reduced 90% of the piezometer in front of the wall. That means the good performance of the diaphragm wall. For the upper sandy gravel layer, from the position behind the diaphragm wall to the downstream measuring wire, the measured hydraulic gradient was 0.001~0.05. This value was far less than the allowable gradient of the sandy gravel soil and also less than the allowable gradient of contact erosion on the surface of sandy gravel layer and sand layer. Besides, the leakage water was clear. It is considered that the leakage through riverbed sandy gravel alluvium has no effects on dam safety. From this case, it is demonstrated that the large leakage does not mean the risk of internal erosion. The safety of foundation seepage should be analyzed by comprehensive studies.

The average depth of the alluvium foundation of Pubugou ECRD is 40~60m and the maximum depth is 75m. On the bottom of Q₄¹⁻² gravel layer, there are two sand lenses, which are located at upstream and downstream foundation respectively. The average grain size of the upstream sand lens is 0.145~0.32mm, the relative density is 0.71~0.72 and the buried depth on the top is 40~80m. The average grain size of the downstream sand lens is 0.095~0.36mm, the relative density is 0.64~0.72 and the buried depth on the top is 26~40m. The designed earthquake intensity is 8. From the analysis by dynamic FEM and simplified Seed's method, the two sand lenses may have the possibility of liquefaction during earthquake. After the construction of the dam, the stress status of the sand lenses will be improved by the dead weight of dam and the possibility of liquefaction will be reduced. For safety considerations, 60m long counter weight fill was put at upstream toe and downstream heel to increase the safety margin.

According to the Specifications for Seismic Design of Hydraulic Structures, when dam foundation has liquefied soils, FEM dynamic analysis should be conducted for dam and foundation. The safety of dam and foundation upon earthquake will be assessed by the analysis and other studies. Then, the engineering measures will be applied according to the results of the assessment. For foundation treatment, the purpose of aseismic measures is to eliminate or reduce the additional pore pressure of the liquefied soil layer and to increase the strength and stability of the soil. Those measures include: increase soil density and confined stress to reduce pore pressure upon earthquake; arrange drainage to speed up pore pressure dissipation; seal the liquefied soil to avoid flow away of the soil;

etc. Density increasing is the ultimate measure for liquefied soil treatment. Using the weight of dam body and the counter weight fill are the effective and commonly used method for liquefied soil treatment.

2.2 SECTION DESIGN AND MATERIAL SELECTION

The section design of ECRD in China follows the general principles of the common practices in the world. Most of the recently constructed high ECRD are central core rockfill dam. Only Xiaolangdi ECRD used the type of inclined core rockfill dam.

The construction materials of rockfill dam include impervious material, filter and transition materials, dam sell materials, drainage materials and slope protection materials. The principle for section design of ECRD is to guarantee the stability of the dam and the safety of core. In addition, the deformation coordination of dam shell and core and the fully utilization of the materials should also be considered.

2.2.1 MATERIAL OF EARTH CORE

The studies on gravelly soil in 1980s were applied in the construction of Lubuge ECRD. After that, gravelly soil was gradually become the main selection for the earth core material of high ECRD in China.

(1) Indices of the basic properties of gravelly soil

In China, both the design standard and the specification of site investigation have defined requirements on basic properties of impervious soil. Take the example of permeability, for homogenous dam, it is required to be not larger than 1×10⁻⁴cm/s. For central or inclined core rockfill dam, it is required to be not larger than 1×10⁻⁵cm/. Furthermore, the clay content shall be 15%~40% and the plasticity index shall be 10~20. For gravelly soil used for core material, grains with the size larger than 5mm is required not more than 50% and the fine grains with the size less than 0.075mm is required not less than 15%. For the clay content, the specification of site investigation requires the value to be 15%~40% of the content of the grains with the size less than 5mm; and the design standard of hydropower projects requires the value not less than 8%. According to the laboratory tests and relevant studies, the requirement on gravelly soil for the content of grains with the size larger than 5mm not more than 50% can let the fine grains be filled in the void of the coarse grains. The requirement on gravelly soil for the content of grains with the size less than 0.075mm not less than 15% will guarantee the permeability and the stability for internal erosion. In the design of ECRD, the principle is to meet the



requirements on safety of seepage, stability and deformation, and also the requirement on cost reduction. Physic properties indices of materials such as gradation, plasticity index, etc. have certain relationship with its engineering properties and are easy to be determined by laboratory test. It can be used for determining the applicability of the materials. But they are not the decisive factors. The final decision will depend on the studies of real situations of the project. As for the requirement of permeability of core material, when permeability reach to the quantity of 10^{-5} cm/s, the real seepage through core is quite small. Thus, it is unnecessary to strictly control permeability to 1×10^{-5} cm/s. For internal erosion upon seepage, normally, gravelly soil has less clay grains content. It presents the properties of non-cohesive soils in seepage deformation. The critical seepage gradient of soil is mainly depended on the filter layer at seepage exit. With the protection of filter layer, the critical seepage gradient of gravelly soil will be greatly increased. From the testing data of the 4 gravelly soils of Pubugou ECRD, the content of grains with the size less than 1mm is 17%~48% and the clay content is 4%~12%. With normal compaction density, the maximum hydraulic gradient from laboratory test for the soil with filter layer protection is 90~140. For this values, even take factor of safety of 5~10, the allowable gradients are still quite high.

(2) Gradation and water content adjustment of gravelly soils

Generally, soils with 20% of the grains of the size larger than 5mm are classified as gravelly soil, which include various soils with gravels, clay gravel and weathered rocks or artificially mixed gravelly soil, etc. In 21 century, most of the high ECRD projects in China are located in southwest part of the country. In this area, there are plenty of gravelly soils for earth core. Usually, the gravelly soils are mixture of rubble, pebble, gravel and fine soils of residual, pluvial and ice accretion deposition. Sometimes, it also includes some totally weathered rocks. Due to the wide range gradation and non-homogeneous properties of the natural gravelly soils, its gradation and water content shall be adjusted when applied as core material of ECRD.

For some gravelly soils with wide range gradation, if the soil meets the basic requirements of core material, the gradation of the soil can be simply adjusted by removing the large size particles to increase the content of fine grains. The cases of this adjustment are Pubugou ECRD and Changheba ECRD.

For some projects, the soils in borrow area are mainly composed by fine grains. It cannot satisfy the stability and deformation requirements of high dam. In these cases, the soil shall be mixed with crushed rocks or pebbles or gravels to increase the content of coarse grains. Traditional method is to conduct laboratory test for the mixed soil to determine an optimal mix proportion. Then, it will be verified by

site compaction test. In construction, this determined mix proportion is converted into the ratio of volume. The construction of the earth core of Fierza ECRD in Republic of Albania, which was design and constructed by Chinese engineer, had use this method. Construction of Nuozhadu ECRD also used the same method.

2.2.2 FILTER MATERIAL

Normally, the internal erosion of soil always starts from seepage exit. If the initial erosion is not controlled at the exit, it will further develop into soil structure and finally lead to the failure of the structure. Filter layer can effectively prevent the erosion of fine grains at seepage exit, and it also has the function of drainage. Therefore, the using of filter layer to protect seepage exit is an effective measure of seepage control for ECRD.

In the design standard of ECRD in China, for non-cohesive soil, if the soil is homogeneous with the uniformity coefficient less than 5~8, the design of filter layer follows Terzaghi's principle. If the soil is non-homogeneous soil with the uniformity coefficient larger than 5~8, the design of filter will follow the principle of no erosion of the fine grains with the size less than 5mm of the protected soil. The coefficient between layers is calculated based on the character grain size of the fine grains of the protected soil. It can also be determined by Terzaghi's principle. But the results should be checked by laboratory test. For cohesive soil, the first layer filter is determined by the content of grains with the size less than 0.075mm. For gravelly soil with wide range gradation, there are no standard methods for filter layer design. It should be studied case by case.

Gravelly soil is composed by several gradation groups. Although it has some clay grains, as for the full material, it still belongs to non-plastic or low-plastic soil. Therefore, the design of filter will also follow the principle of protecting fine grains of the protected soil. By taking 2mm as the boundary size of coarse grains and fine grains, 70% of fine grains as the control size (d_k), following conclusions are from the statistics of laboratory tests:

For mass flow and transition type soil: $D_{20} = (7\sim13) d_k$

For piping type soil: $D_{20} = (5\sim10) d_k$

And the corresponding principle for filter:

For mass flow and transition type soil: $D_{20} \leq 7d_k$

For piping type soil: $D_{20} \leq 5d_k$

The principles follow the same ideas of protecting fine grains of gravelly soil, which is widely accepted in the world. But the boundary size of fine grains and the control size are different.

There are many factors affect the seepage deformation (internal erosion) properties of gravelly soils. Gradation is not the unique one. The density, stress status and the protection of seepage exit will also play an important role. The mixture of sand, gravel and fine soil with good gradation will have high ability for erosion resistance. If the content of grains with the size larger than 5mm not more than 50% and the fine grains with the size below 0.075mm less than 15%, and the soil is well compacted (include full material and fine grains), the failure mode of the gravelly soil will be mass flow or transition type. It will have relatively high critical hydraulic gradient. For the case of the gravelly soil of Pubugou ECRD, test results showed that the maximum hydraulic gradient of the soil was 90~140 under the condition of exit filter protection, which means the sufficient reliability of the filter protection. As the variability of gravelly soils, the filter design cannot fully rely on calculation. It must be checked by filter tests.

Under the condition of cracks occurred in earth core, the hydraulic gradient at seepage exit would be very high. Therefore, it is suggested that the design of filter of ECRD should consider the condition of cracks existence.

2.2.3 ROCKFILL FOR DAM SHELL

The requirements on compaction density of dam shell rockfill of ECRD are relatively lower than the rockfill of CFRD. The compaction control is focus on coordination of the modulus of dam shell and earth core. More excavated materials could be used as shell material. In Nuozhadu ECRD, with careful studies and analysis, some excavated soft rockfill were used at the bottom part of the upstream of the earth core.

2.3 SECTION DESIGN AND MATERIAL SELECTION

2.3.1 COMPACTION QUALITY CONTROL OF GRAVELLY SOIL FOR CORE MATERIAL

Dry density and compactness (degree of compaction) are two indices for quality control of soil compaction. According to the construction standard in China, the compaction of cohesive soil is controlled by compactness. For light compaction test index and low class dams, compactness should larger than 98%~100%. For heavy compaction test index, compactness could be slightly reduced, but it should not be less than 95%. For gravelly soil, it is requested to calculate the maximum dry density of the whole material and also to check the dry density of fine grains.

For gravelly soil, it is not possible only to use average dry density as the control criteria. In the construction of Lubuge ECRD, the core material is deposit of weathered rocks. After compaction, the content of gravels (coarse grains) changed significantly. The “Hilf rapid control method” was introduced in compaction quality control. The measured maximum dry density was 14.03~16.48kN/m³, where the middle value was 15.11kN/m³. If it is calculated with the middle value of the maximum dry density, the compactness was 90%~106%, which has big difference with the required value of 98%. With the application of Hilf rapid control method, the compactness of the soil is the same, but the dry densities are different. It reflects the different compaction properties of the soil. After Lubuge project, the method was applied in Daguangba project in Hainan Province. Now the “Hilf rapid control method” has been widely applied and accepted in the specification of ECRD construction in China.

Gravelly soils contain both the coarse grains and fine grains. The seepage and mechanical properties of gravelly soil are mainly depended on the properties and compactness of fine grains. When compaction quality is controlled by the compactness of fine grains, it is unnecessary to conduct large-scale compaction test for full material. When content of coarse grains is below 60%~70%, the dry density of full material will be increased with the increasing of coarse grains content. When content of fine grains is below 20%~30%, the coarse grains have not yet take the function of soil skeleton. The fine grains are fully compacted. Its dry density keeps unchanged. When content of fine grains reaches 30%, the coarse grains start to take function of soil skeleton. The more content of coarse grains, the stronger is its soil skeleton function. Thus, the fine grains inside void cannot be fully compacted. The dry density of soil will be reduced with the increase of coarse grains. When content of coarse grains is 60%~70%, the soil skeleton function of coarse grain is fully realized. The dry density of full material and fine grains reduced synchronously. All its mechanical properties are dropped in big scope and the permeability of soil are increased rapidly. Therefore, in the application of compaction control of fine grains, when content of coarse grains is below 25%, the compactness for fine grains could be controlled with 100%; when content of coarse grains is 25%~50%, the compactness control for fine grains could be reduced to 97%~98%. In conducting the test of the three points rapid compaction (Hilf method), if it is difficult to separate the fine grains of the size less than 5mm, the test can also be conducted for the grains of the size less than 20mm. The compaction energy of the test should be light (correspond to standard Proctor) or heavy (correspond to modified Proctor) compaction as specified in the testing specification. Thus, the test results of different projects and different soils can be compared.



In the construction of Pubugou and Nuozhadu ECRD, systematic studies on compaction properties and control method were conducted for gravelly soils. Engineering practices and test results proved the applicability of the Hilf rapid control method. For Nuozhadu project, the tests of using different compaction cylinders with the diameter of 600mm, 300mm and 152mm were conducted for the gravelly soils of different gravel content. From the tests, it concluded that the results of 300mm cylinder are the same with the results of 600mm cylinder. The test with 300mm cylinder is enough for the full material compactness control.

The material of earth core of Xiaolangdi dam is fully composed with fine grains. By considering the difference of the material, the average value of the maximum dry density by periodical multi-points moving Proctor test was used as control criteria. With this method, the real material for dam construction was coordinate with the control parameters. It is also the improvement of the single dry density control method.

2.3.2 SMART COMPACTION TECHNOLOGIES

From the construction of Nuozhadu ECRD, the technologies of smart compaction and digital management system were developed. With the application of Geographic Information System (GIS), Global Positioning System (GPS) and database management technology, the procedures of material excavation, transportation and compaction were fully recorded and monitored in real-time.

3. TYPICAL PROJECTS

3.1 XIAOLANGDI MULTI-PURPOSE WATER CONTROL PROJECT

Xiaolangdi multi-purpose water control project is located on the main stream of Yellow River. The project controls 91.2% of the water flow, 100% of the sediment of the Yellow River. The total storage of the reservoir is $126.5 \times 10^8 \text{m}^3$ and the installed capacity is 1800MW. The main function of the project is flood control and sediment reduction. Besides, it also has the benefits of water supply, irrigation and power generation.

The main dam of the project is an inclined earth core rockfill dam, with the height of 154m, crest length of 1,167m. The total volume of filling materials is $51,850,000 \text{m}^3$. The dam is built on sandy gravel alluvium foundation with the depth of 80m. Inside the alluvium foundation, there is a liquefiable sand layer. The left abutment is a thin mountain and the right abutment has a large fault that cross to the foundation of the dam. The typical section of the dam is shown in Fig. 1.

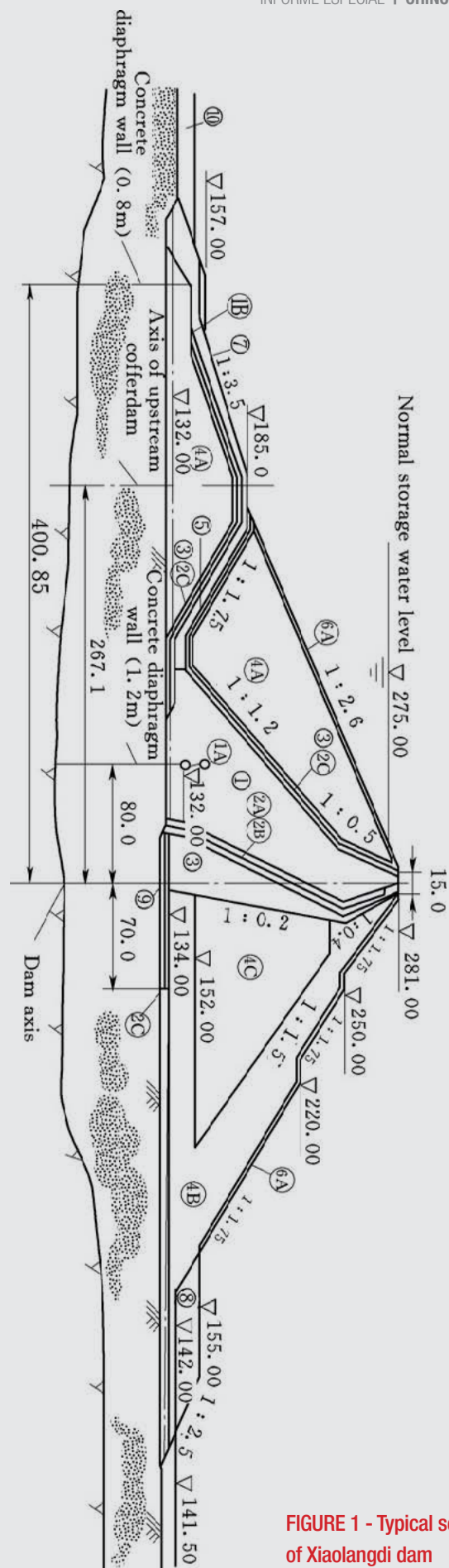


FIGURE 1 - Typical section of Xiaolangdi dam

The distinguishing feature of Xiaolangdi dam is the combination of vertical and horizontal seepage control measures. The vertical seepage control is conducted by concrete diaphragm wall to cutoff the seepage in alluvium foundation. The diaphragm wall is connected by internal blanket to the impervious part of the main dam and cofferdam and also to the upstream natural blanket formed by sediment deposit. This design has fully utilized the character of the sediment-laden river. The selection of inclined earth core avoided the adverse impacts of the steep rock slope in the deep river channel on the construction of diaphragm wall. For increasing the strength of the internal blanket and to improve stability of the dam, the mixture of earth core material and sandy gravel material was applied. In dam construction, heavy compaction equipment was used. Dam construction started on Feb., 1993 and completed on Nov., 2000. Reservoir impoundment started on Oct., 1999.

The construction of 154m high ECRD on alluvium foundation with the depth of 80m is a challenge both in China and world. The successful construction of Xiaolangdi ECRD promoted the high ECRD construction in China. The project was awarded as the International Milestone Project by ICOLD in 2009.

During the operation, some problems were discovered, which include the large leakage, longitudinal crack (along dam axis) on dam crest, large deformation of dam slope, and slow dissipation of pore pressure in the earth core. But those problems have no serious impacts on dam safety and dam operation.

3.2 PUBUGOU HYDROPOWER PROJECT

Pubugou hydropower project is located at the middle reach of Daduhe River, one of the main tributary of the Yangtze River.

The main purpose of the project is power generation, and it also has the functions of flood control and sediment block. The total storage of reservoir is $53.9 \times 10^8 \text{m}^3$ and the installed capacity is 3,300MW. Construction of the project started on March of 2004. Reservoir impoundment started on Nov. 2009. At the end of 2009, the first unit was put into operation.

The dam is a central core rockfill dam, with core material of gravelly soil. The dam height is 186m and the crest length is 573m. Total volume of the fill material is $24,000,000 \text{m}^3$. The maximum depth of alluvium foundation is 75.36m. Two concrete diaphragm walls were constructed in alluvium foundation. Under the bottom of earth core, the depth of diaphragm wall is 78m. The main diaphragm wall is located at the position of dam axis. The top of the wall is connected with earth core by grouting gallery. The bottom of the wall is connected to the grouting curtain of bedrock. The wall inserted 5m into the relatively impervious bedrock with the permeability less than 3Lu and connected with the grouting curtains of abutments. The auxiliary diaphragm wall is located 14m upstream of the main diaphragm wall. The wall directly inserted into earth core with the length of 15m. Under the bottom of the auxiliary wall, there are grouting curtains with the depth of 20m. Blanket consolidation grouting was conducted for the alluvium under the bottom of the earth core. In abutments area, the connecting grouting curtain with the depth of 20m was arranged between the two grouting curtains under the two walls. The connecting section with the length of 8–20m was arranged between the riverbed gallery and the abutment horizontal grouting tunnels. At the two ends of the connecting section, structure joints were arranged. The joints were installed two layers waterstop and filled with asphalt sackings and plastic filler. In the connecting area of the diaphragm walls and the earth core, soft clay was filled.

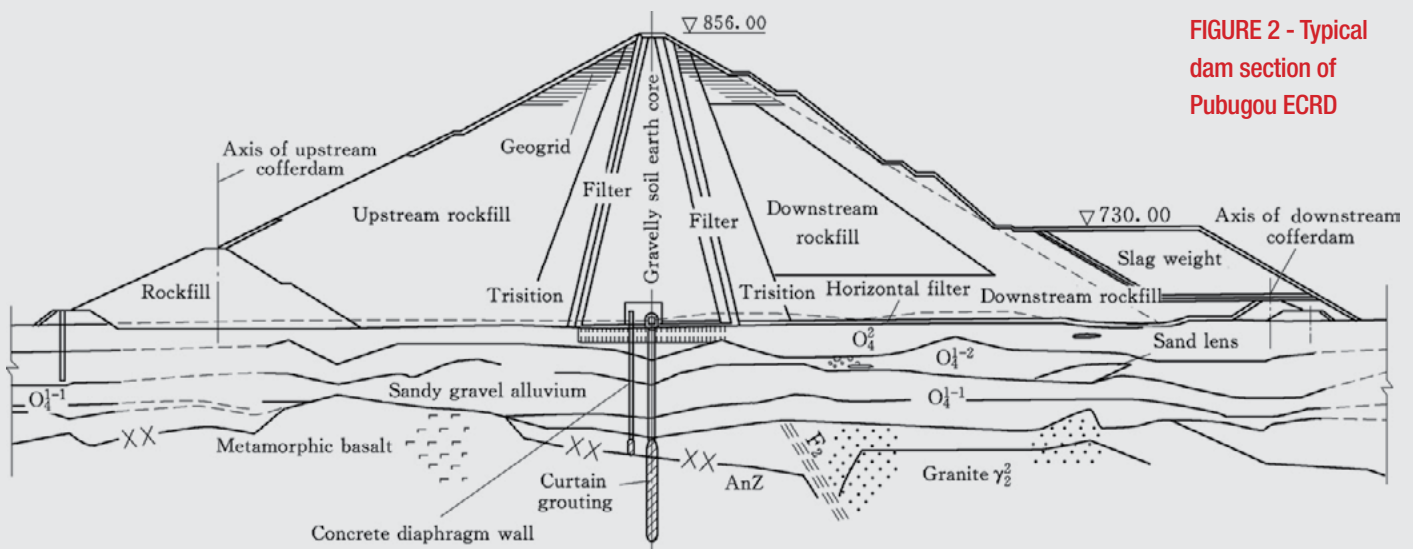


FIGURE 2 - Typical dam section of Pubugou ECRD

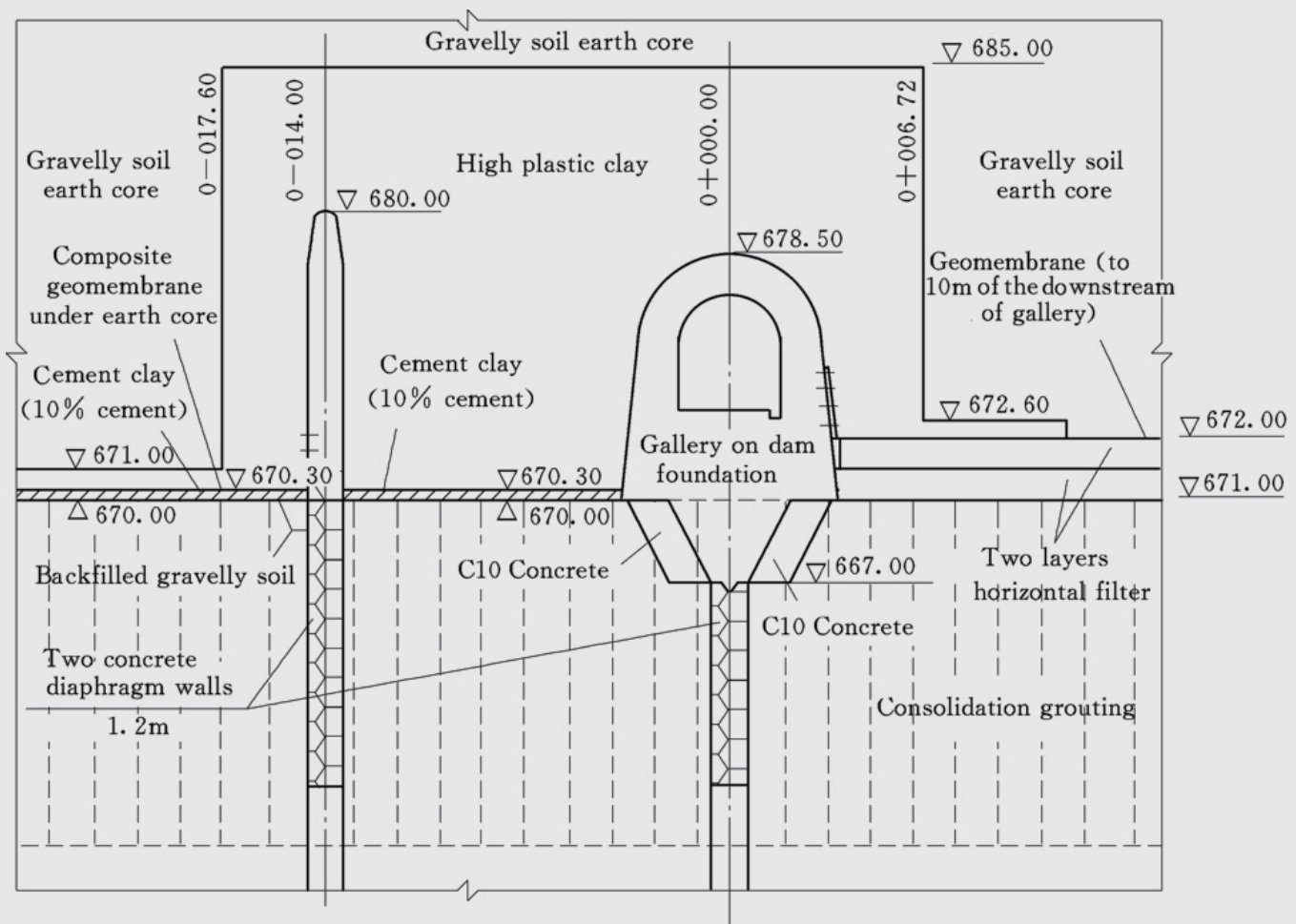


FIGURE 3 - Diaphragm wall and earth core

The typical section of the dam is shown in Fig. 2 and the detailed design for the connection of diaphragm wall and earth core was shown in Fig. 3.

For the purpose of bedrock grouting under the alluvium foundation, a grouting gallery was built on the top of the main diaphragm wall and connected with earth core. The auxiliary diaphragm wall was connected with core by directly insert into the earth core. This design is not common in the world. After reservoir impoundment, the operation of diaphragm wall and the dam was normal. It is proved that the design is feasible and reliable. The successful construction of Pubugou dam has accumulated valuable experiences for high ECRD built on deep alluvium foundation. The subsequent project, Changheba ECRD, with the dam height of 240m and alluvium foundation depth of 50m, accepted the same design.

Another feature of Pubugou dam is the use of gravelly soil as the material of earth core. The Heima borrow area for earth core material is 16km away from dam site. It has good topographic condition and convenient for excavation and transportation, but the soil is gravelly soil with wide range of gradation distribution.

The coarse grain (grain size larger than 5mm) content is 50%~65% and the content of particles with the size less than 0.1mm is 8.8~20%. In soil classification, the material is GP. The permeability of the material after compaction is 10^{-4} ~ 10^{-5} cm/s, which is not satisfied to the requirement of core material of high dam. To solve the problem, three measures were proposed: 1) Adjust gradation by removing large grains (with the size larger than 80mm or 60mm). 2) Increase soil density by using heavy compaction equipment. 3) Add clay to increase the content of fine grains. With careful studies, the first two measures were employed.

After removing the particles of the size larger than 80mm from the nature gravelly soil, the gradation of the material was improved significantly. The content of grains of the size less than 5mm was 50%, and the content of grains of the size less than 0.1mm was 22%. Classification of the material was change from GP to GC. Permeability of the material reached to 10^{-5} ~ 10^{-6} cm/s. With the protection of filter material, the hydraulic gradient of seepage failure was 60~100.

By using heavy compaction standard (modified Proctor compaction), the compaction energy is increased from 604kJ/m^3 to

2,704kJ/m³. Accordingly, the maximum dry density of the material was increased from 2.23~2.32g/cm³ to 2.375g/cm³. The permeability of the material was less than 1×10⁻⁵cm/s and the deformation modulus was also remarkably increased.

During the construction, the grains of core material with the size larger than 80mm were removed by sieving. The earth core was compacted by using 25t bump vibratory roller and water content adjustment. From the results of site inspection, the average content of the grains with the size less than 5mm, 0.075mm and 0.005mm were 51.6%, 22.6% and 6.5% respectively. The average dry density of the whole gravelly soil is 2.39g/cm³. The dry density of fine grains (grain size less than 5mm) was 2.15g/cm³ and the compactness was 101.4%. The quality of compaction fulfilled the requirements of design.

Pubugou hydropower project was completed and put into operation in 2010. The method of simply adjusting soil gradation and using heavy compaction criteria has provided valuable experience to the following projects.

3.3 NUOZHADU HYDROPOWER PROJECT

Nuozhadu hydropower project is located on the main stream of Lancangjiang River, upstream of the Mekong River. The total storage of reservoir is 237×10⁸m³ and the installed capacity of power station is 5,850MW. The preparation of project construction started on March of 2004. Construction of whole rockfill dam was finished at the end of 2012.

The dam of Nuozhadu project is a central core rockfill dam with gravelly soil for earth core. The dam is constructed on rock foundation with the maximum dam height of 261.5m. The length of dam crest is 608.16m and the volume of the dam is 3,432×10⁴m³. The upstream slope is 1:1.9 and the downstream slope is 1:1.8.

The materials of borrow area for the earth core is mixture of slope washed, residual soil and some strongly weathered rocks. The average grain composition is: 24% gravels with the size larger than 5mm, 44.3% fine grains with the size smaller than 0.074mm, 21.7% of the grains with the size smaller than 0.005mm. Most of

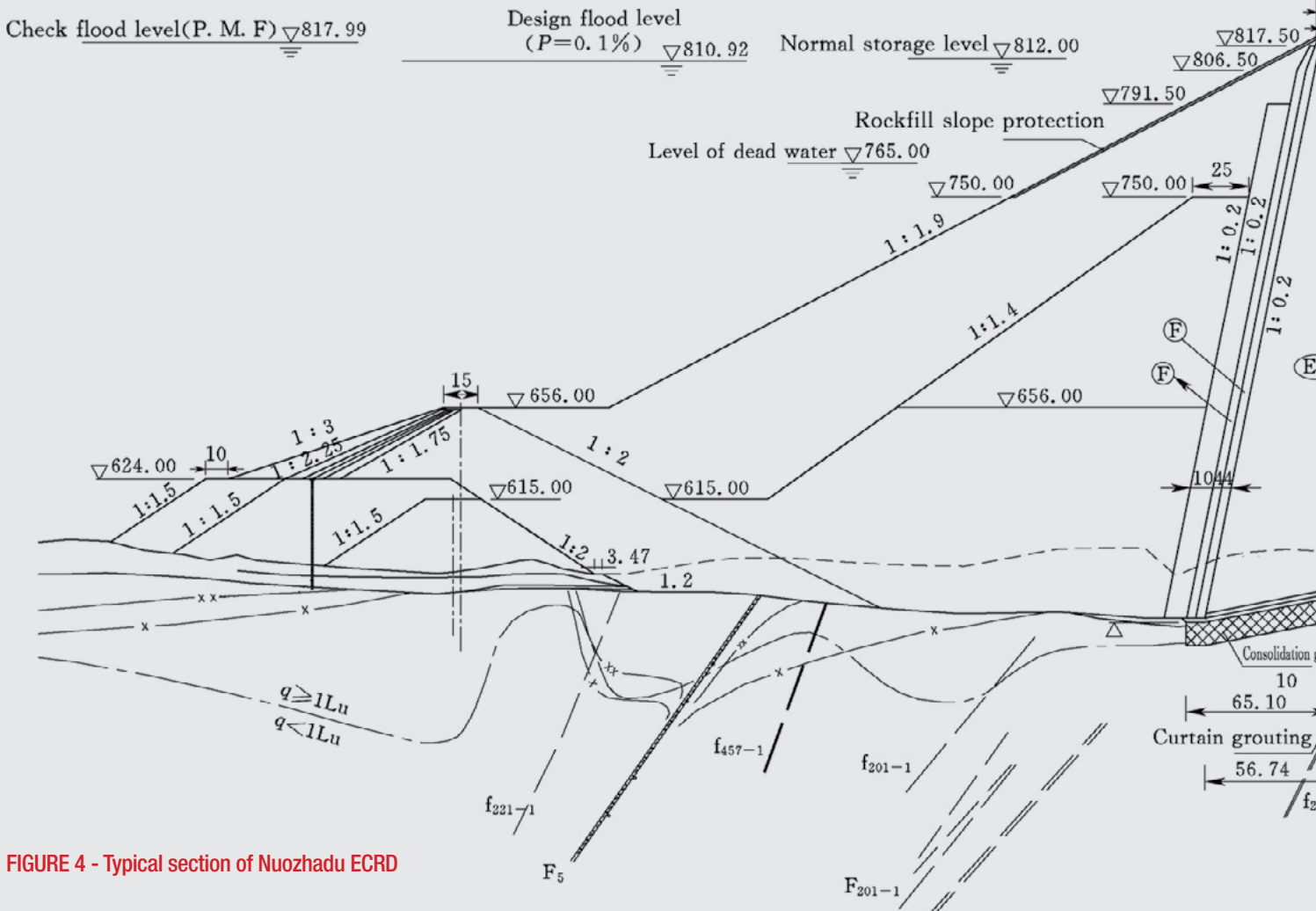


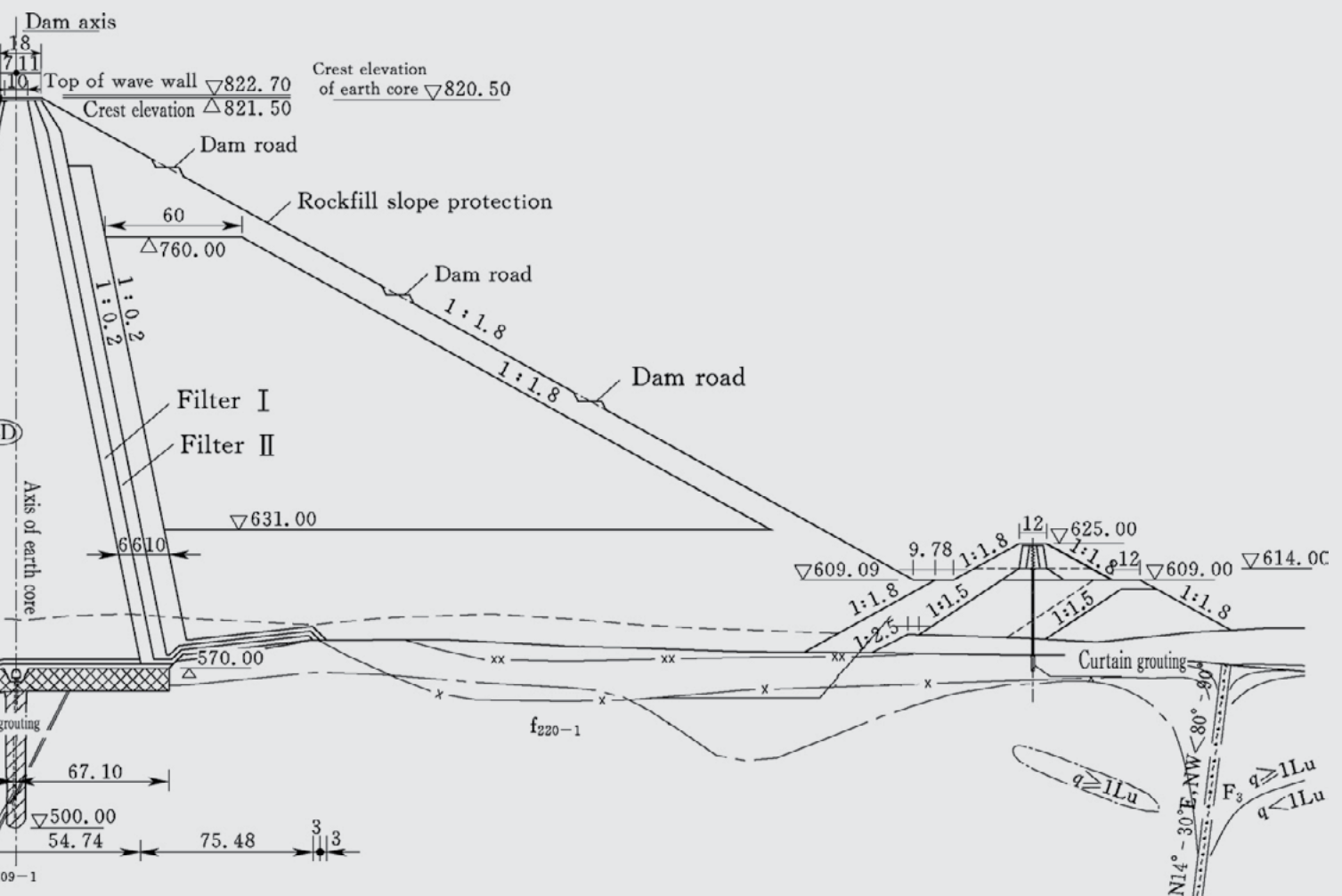
FIGURE 4 - Typical section of Nuozhadu ECRD

the soils are classified as clay sand, low liquid limit clay with sand. As most of the grains are weathered sandstone and mudstone, grain particles are easily broken. After compaction, the content of grains with the size larger than 5mm could be reduced to 10%. The density, deformation parameters and shear strength of the material are low. To improve properties of core material, it is decided to add crushed hard rock to the nature borrow material. A series tests were conducted before dam construction started, which include laboratory tests and site tests for the different proportions of added crushed rocks. Laboratory tests include the test on basic physical properties, mechanical properties under complicate stress paths, dynamic properties, creep deformation, seepage, hydraulic fracture, contact properties of interfaces, etc.

The size range of crushed rock to be added in borrow material is 5~60mm. After optimization, proportion of the adding material is 35%. From the research results, after adding coarse particles, grains with size larger than 5mm is 50%, grains with size smaller than 0.074mm is 23.6%, grains with size smaller than 0.005mm is 10%.

The classification of the mixed material is GC. It is an idea impervious soil for high ECRD. Due to the breakage after compaction, the content of grains larger than 5mm could be 36%. Compare with the original material, the maximum dry density could be increased from 1.7~1.8g/m³ to 1.9~2.0g/m³. The corresponding optimum water content is about 10%~15% and the permeability is still in the quantities of 10⁻⁶cm/s. The overall engineering properties of the material are greatly improved. From the studies on compaction of the mixed material, the criteria based on heavy compaction energy with the compactness of 95% is equivalent to that of the standard compaction energy and 100% compactness.

For the site test, the techniques on material mixing, water content adjustment and compaction control were tested. For material mixing, the borrow material and crushed rocks were horizontally stacked in alternant layers. By excavating in vertical direction, the crushed rocks were naturally mixed with borrow soil. The earth core was compacted by using 25t bump vibratory roller. Earth core compactness was controlled by rapid compaction test method. The



compactness of fine grains was controlled by the test on grains of the size less than 20mm. The compactness of the full earth core material was controlled by the laboratory test with the compaction instrument of the diameter of 300mm.

In section design of Nuozhadu ECRD, for using the relatively low quality excavated material, some soft rockfill materials were used in the low part of upstream dam shell (in the zone near the core) and downstream shell (the dry zone above downstream tail water level). The typical section of Nuozhadu ECRD is shown in Fig. 4.

After construction of Nuozhadu ECRD, some higher ECRD will be built, which include Lianghekou ECRD and Shuangjiangkou ECRD. Lianghekou ECRD is located on Yalong River. It is a rockfill dam with gravelly soil earth core. The dam height is 295m. The total storage of reservoir is $101.54 \times 10^8 \text{m}^3$ and the installed capacity of power station is 3000MW. Shuangjiangkou ECRD is located on Daduhe River. It is also a rockfill dam with gravelly soil earth core. The dam height is 314m. The total storage of reservoir is $27.32 \times 10^8 \text{m}^3$ and the installed capacity of power station is 2000MW.

4. CONCLUSIONS

Technologies of high RCRD construction mainly include foundation treatment, material selection, seepage control, internal erosion prevention and construction quality control.

For high ECRD, gravelly soil is favourable for core material. Gradation of gravelly soil could be adjusted according the requirements on permeability, deformation, strength and also the conditions of the original borrow materials.

The main task of ECRD foundation treatment is the control of seepage through foundation. For high dams, vertical seepage control should be considered as the main measures. Horizontal seepage control measures could be applied as a supplement measure. Concrete diaphragm wall is the well-accepted vertical seepage control measure for ECRD foundation treatment in China. The connection of concrete diaphragm wall to the earth core and gallery is one of the most important concerns in the design.

The most important issue of section zoning of ECRD is to guarantee the stability of dam body and the water-tightness of earth core. Besides, the fully utilization of all the available materials and to arrange the material zoning for the purpose of coordination of the deformation of dam shell and earth core are also the principles should be followed.

Filter zone is very important for protecting earth core from the failure of internal erosion. For earth core of gravelly soil, the design of filter should focus on protection of fine grains. To guarantee the safety of earth core, filter layer should be designed with the principle

of considering the possible existence of cracks in the core.

The construction of rockfill dams in China has been rapidly developed since 1950s, especially in 21th century. As for present rockfill dam construction in China, the project scale, dam height as well as the technical difficulties are unprecedented. Several rockfill dam projects, which are in the stage of construction or planning, has their height beyond 300m. Technical difficulties of these projects should be solved by joint effort in theories and practices, as well as engineer's judgment and scientific studies.

5. KEYWORDS

Rockfill dam, earth core, foundation treatment, gravelly soil, filter, diaphragm wall.

6. BIBLIOGRAPHIC REFERENCES

- [1] Pan Jiazheng, He Jing. Large Dams in China, A Fifty-years Review. Beijing: China Water Power Press, , 2000.
- [2] Modern Rockfill Dams, Proceedings of The 1st International Symposium on Rockfill Dams, 2009, Chendu, China.China water Power Press, Beijing, 2009
- [3] Xu Zeping, "Technical Progress in China for CFRD Constructed on Deep Alluvium", International Journal on Hydropower & Dams, Volume Sixteen, Issue 1, 2010



Zeping XU

Xu Zeping, professor of China Institute of Water Resources and Hydropower Research (IWHR). He graduated in the Dept. of Engineering Mechanics from Hohai University, China, in 1984, and then completed post-graduate studies in Geotechnical Engineering and got PhD degree in China Institute of Water Resources and Hydropower Research (IWHR). He has more than 30 years of experience in the field of rockfill dam engineering, working as researcher, dam engineer and engineering consultant. He is the deputy secretary general of Chinese National Committee on Large Dams (CHINCOLD), vice director of the technical committee of CFRD in China, Chairman of the technical committee on dams (TC210), International Society for Soil Mechanics & Geotechnical Engineering (ISSMGE). He is also ICOLD technical committee member on dam safety and capacity building.



Guocheng JIANG

Jiang Guocheng, retired professor of China Institute of Water Resources and Hydropower Research (IWHR). He graduated in the Dept. of Civil Engineering from Shanghai Jiaotong University, China, in 1950.



INFORME ESPECIAL

CHINCOLD • CHINESE NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS

DISCUSSIONS ON THE TECHNICAL ISSUES OF THE CONSTRUCTION OF 300M HIGH CFRD

Zeping XU | Professor – China Institute of Water Resources & Hydropower Research

ABSTRACT

With the technical progress of modern CFRD construction, more and more high CFRD were constructed. But for CFRD with the height about 300m, there are still technical challenges in the design and construction. By summarizing the experiences of previous high CFRD construction and the analysis of the main features of 300m high CFRD, it could be concluded that the stability of dam slope and seepage safety of rockfill will not be the crucial issues for determining the feasibility of building 300m high CFRD. For the construction of CFRD with the height over 300m, the main focus should be on the control of rockfill deformation and improvement of stress status of concrete face slabs. For doing this, a series engineering measures were proposed, which include optimization of rockfill zoning, selection of construction materials, improvement of rockfill compaction, arrangement of the time for concrete face slab construction, design of the thickness of concrete face slab, improvement of the face slab joint system, etc. With the application of those engineering measures, the construction of super-high CFRD with the dam height over 300m will be technically feasible.

1. INTRODUCTION

From the construction of the first modern CFRD in the world, the technologies for building concrete faced rockfill dam have been well developed. With continuous development and technical progresses, the technology for the design and construction of CFRD with the height below 200m is more and more matured. By investigating the general operation status of the constructed CFRD projects in the world, most of the dams present rather a good performance.

After 1960s, the interim from building CFRD with dumped rockfill to compacted rockfill had been basically completed. Cethena CFRD (110m) could be considered as the first modern CFRD in the world. It has established the foundation of modern CFRD technology. After the construction of Cethena CFRD, many CFRD with modern technologies were built in different countries. In 1980, Foz do Areia CFRD (160m) was constructed in Brazil. In 1985, Salvajina CFRD (148m) was constructed in Colombia and Segredo CFRD (145m) was constructed in Brazil. Aguamilpa CFRD (187m) in Mexico was the highest CFRD in that period.

In 21 century, several high CFRD with the height about 200m are constructed, which include Campos Novos (202m) and Barra Grande (185m) in Brazil, Kárahnjúkar (198m) in Iceland, Bakun (205m) in Malaysia. In the design and construction of the present high dams, some new technologies are applied. But during the operation, several high CFRD also present some special features, which cannot be covered by the previous engineering experiences. Those problems reflect the new features of high CFRD, which are highly concerned by the engineers in dam engineering [1][2].

The construction of modern CFRD in China started from 1985. The first constructed CFRD is Xibeikou CFRD with the dam height of 95m. According to the statistic of Chinese National Committee on Large dams (CHINCLD), up to the end of 2005, there are more than 150 CFRD constructed or under construction in China. In which, 37 CFRD have the height over 100m. TSQ-1 CFRD, which was completed in 2000, is ranked the first in the world for the same dam type in reservoir capacity, volume of rockfill, area of concrete face slab and installed capacity. Recently, China has constructed several 200m high CFRD, which include Hongjiadu CFRD (179.5m), Sanbanxi CFRD (185m) and Shuibuya CFRD (233m).

In near future, with the technical progresses of modern CFRD and the increasing demands for water resources and hydropower development, China will build series high dams in the upstream of Yangtz River and Yellow River, Nujiang River and Lanchangjiang River. As most of the dam sites of these projects are located in the area with very complicated topographical and geological conditions and very difficult for transportation, CFRD could be the most economical selection. The dam height of those projects is in the range of 250m to 300m. As there are no experiences for building such high dam, when the dam type of CFRD is selected, further studies on the properties and features of the 300m high CFRD will be conducted.

2. TECHNICAL ISSUES OF 300M HIGH CFRD

With the increasing of dam height, the stress and deformation properties and the operation status of CFRD will present some new features. B. Cooke has pointed out: "The CFRD is an appropriate type in the future for the very highest dams. For a 300m high CFRD constructed of most rock types, acceptable performance can be predicted, based on reasonable extrapolation of measurement on existing dams"[3]. As for the trend of CFRD dam height development, due to the inherent safety features and adaptability of CFRD, the first part of Cooke's statement is definitely correct. But for CFRD with the height of 200m or even 300m, its operation features cannot be predicted by simply extrapolate of the observation data of the 100m high dams. In the engineering practices of the recently constructed 200m high CFRD in the world, both the successful experiences and frustrated lessons are accumulated. By summarizing the experiences and lessons of the previous high CFRD construction, it could be noticed that the existing design criteria and conventional construction method will be adjusted for the construction of future's 300m high CFRD. In general, following technical issues need to be considered for building CFRD with the height of 300m.

2.1 SLOPE STABILITY OF HIGH CFRD

In recent engineering practices, most of CFRD accept the upstream and downstream slope of 1:1.3 or 1:1.4. This is based on the judgment of the internal friction angle of compacted rockfill is much larger than its nature repose angle. Thus, the



slope defined by the repose angle (38°) of damped rockfill (1:1.3) will have enough safety margins. For CFRD constructed by sandy gravel material, as the material has relatively low strength at low stress level, the normally accepted slope is 1:1.5~1:1.6.

From the experience of the construction of 200m high CFRD, when medium strength rock material (with saturated compressive strength larger than 30MPa) is used, the slope of 1:1.3 or 1:1.4 is acceptable for high CFRD. From the qualitative analysis, ordinary hard rock material normally present rather high strength and it could keep a relatively steep slope. Slope stability will not to be the determine factor for the feasibility of building 300m high CFRD. But it should also be noticed that the stress level of rockfill will be increased with the increasing of dam height. The strength of rockfill material will also be changed with the increasing of stress level. Thus, the change of rockfill strength under the condition of high stress level will be fully studied for 300m high CFRD. Based on the studies, the rational strength indices and the suitable analysis method should be employed to conduct stability analysis. Besides, further studies shall also be conducted on the standard for using non-linear strength index analysis.

2.2 SEEPAGE SAFETY OF HIGH CFRD

For CFRD constructed by normal rockfill material, the coarse particles of compacted rockfill are rather difficult to be washed out. Thus, in general, the seepage stability of rockfill material will also not to be the crucial factor for high CFRD construction. For 300m high CFRD, the upstream water head will be much more increased. Under the high pressure of upstream water load, the seepage stability of zone 2A (cushion layer) and 3A (transition layer) will become one of the key issues in the design and construction. In the engineering practices of present high dams, zone 2A is designed to be semi-permeable and the normal width is 3~4m. Under the high pressure of 300m water head, the adaptability of present criteria for determining gradation of zone 2A and 3A will be carefully studied. The particle gradation of cushion zone and transition zone (include maximum size, percentage of particles with the size less than 5mm and 0.075mm) and the filter protection relation between the two zones will be designed by laboratory test and numerical analysis. Besides, it will also be emphasized that zone 2A should provide filter protection for the possible

silty sand dumped from upstream when concrete face slabs have through cracks.

2.3 DEFORMATION CONTROL OF HIGH CFRD AND RELATED ENGINEERING MEASURES

In the design of CFRD, the deformation control of rockfill will be the most important consideration. The stress of concrete face slab and the displacement of joints are all related with the deformation of rockfill. For the construction of 300m high CFRD, the deformation control of rockfill will be the crucial factor for determining the technical feasibility of the dam with such height. With the increasing of dam height from 200m to 300m, significant increase of rockfill deformation is hard to be avoided. For conventional CFRD, a good deformation control of rockfill is to limit the maximum settlement within 1% of dam height. But for 300m high CFRD, this goal is difficult to be achieved. At present, there are no clear understandings on the deformation of rockfill and its relationship to the stress of concrete face slab. Thus, for the deformation control of 300m high CFRD, the first step is to study the quantities and distribution of rockfill deformation, characters of stress distribution of concrete face slab, quantities of stress of face slabs and the joint displacement. Based on the study, the possible factors that could have certain impacts on the stress and deformation of rockfill and concrete face slabs will be further analyzed. According to the analysis, the feasible method for improving section zoning and rockfill compaction will be studied, where the main focus will be the engineering measures for controlling rockfill deformation, reducing face slab stress and decrease joint displacement. In general, for high CFRD, the rockfill should be well compacted to achieve the highest deformation modulus. This is the most effective measure to reduce the deformation of rockfill.

The deformation of rockfill includes initial deformation and creep deformation. All these deformations are directly related with its stress status and stress level, i.e. the height of the dam. With the increasing of dam height, the creep deformation of rockfill will be more significant. Thus, the design of 300m high CFRD should be focused on the deformation of rockfill. The main consideration will include the selection of rockfill material, section zoning, staged construction sequence, criteria of rockfill compaction, pre-settlement of rockfill before face slab construction.

2.4 DESIGN OF JOINT SYSTEM AND THE MEASURES FOR IMPROVING STRESS STATUS OF FACE SLAB

Concrete face slab is the main impervious element of CFRD. The joint waterstop system is also the most important part for leakage control. From the engineering practices of the recent high dam construction, the present waterstop structure and waterstop material can successfully bearing the joint movement of 200m high dam and the high pressure of 200m water head. For future's 300m high dams, the water pressure will be increased and the movement of joint will present some new features. Whether the present structure is suitable for the 300m high dams is still not yet proved. New waterstop materials and improved waterstop structures should be developed to meet the requirement of 300m high CFRD. The main consideration should be focused on increasing the deformation adaptability and improving the reliability of the structure and materials.

With dam height of CFRD rise from 200m to 300m, both the deformation of rockfill and upstream water pressure will be increased. Consequently, the stress of concrete face slab will subject relatively large stresses after reservoir impoundment. To improve the stress status of face slab, properly arrange the vertical and horizontal joint could be the acceptable solutions, especially, by properly filling the compressive materials in the joint. But it should also be noticed that the setting of joint may have some adverse effect and it may also reduce the general reliability of the joint waterstop system.

2.5 STUDY OF ENGINEERING PROPERTIES OF ROCKFILL MATERIAL AND NUMERICAL ANALYSIS METHOD

The study of engineering properties of rockfill material is the foundation for improving the design of high CFRD. Numerical analysis could also provide valuable reference for CFRD design and construction. In the past 20 years, a lot of research works were conducted on rockfill material and numerical analysis. Although fruitful results were obtained, there are still unsolved problems in the research works. In the field of engineering properties of rockfill material, the difficulties are the evaluation of the effect of reduced particle size in large scale triaxial test, determine breakage during sample preparation, measurement of dilation of the high density sample, etc. Due to the difficulties, the tested results will have certain differences to the real situation on site. Thus, the present testing method

may be further improved and the relationship of the laboratory tested properties and on site properties should be established by the combination of laboratory test and on site test. In the field of numerical analysis, the present computation results can only provide the qualitative reference of the stress and deformation of rockfill and face slab. The mathematic models will still need to be further improved in simulating the change of volumetric strain under shearing, plastic yield and hardening, creep deformation and wetting deformation, especially in the condition of complicate stress status and high stress level.

2.6 CONSTRUCTION METHOD AND CRITERIA OF ROCKFILL COMPACTION

The sequence of rockfill construction and the criteria of rockfill compaction in quality control are important in the implementation of the deformation control measures. In the construction of the recent high CFRD, the compaction density of rockfill is not strictly controlled, which has led to the large deformation of rockfill and cracks of face slabs. In the compaction of CFRD, the weight of vibratory roller, lift thickness, added water during compaction are the important factors for achieving the expected density. For high dams, heavy vibratory roller is recommended. In the practice of China's high CFRD construction, 25t~35t vibratory roller is used. Some projects have introduced impact compaction method. For the construction of 300m high CFRD, whether it is necessary to further increase the weight of vibratory roller or what is the applicability of impact roller are need to be studied.

From the experience of the construction of 200m high CFRD, it is proven that the construction sequence of rockfill will have a significant impact on the stress and deformation status of face slab. For 300m high CFRD, the volume of rockfill is large. How to properly arrange the construction sequence of rockfill and the pre-settlement period for the construction of the staged face slab to improve the stress status of face slab will be the important subject to be studied in construction.

2.7 ROCKFILL ZONING AND FACE SLAB DESIGN

For a long time, the rockfill zoning of CFRD are all follow the pattern established by Cethana and other early stage CFRD projects. For high CFRD, its stress and deformation properties



will present some new features. The zoning of rockfill may be adjusted to adapt the deformation features of the high dam. In general, the stress status of concrete face slab relies on the support of upstream rockfill. The incremental displacement of upstream rockfill is the most significant factor that has direct impacts on the stress of face slab. To improve rockfill zoning, the main consideration is to arrange good quality rockfill in the area with large incremental displacement. Besides, the deformation time history of the rockfill in different part and the breakage of the high stress level area will also be taken into consideration.

As high CFRD will subject to relatively large stresses after reservoir impoundment, the previous design of face slab will be re-evaluated. For some high CFRD constructed recently, the thickness of face slabs in riverbed sections is increased to avoid the possibility of face slab rupture after reservoir impoundment, such as Bakun, Karahnjúkar and Sanbanxi. Along the direction of dam axis, permanent vertical joints are set between the face slabs. The joints in the area of abutment are tensile joints and the joints in the riverbed area are compression joints. In the construction of Alto Anchicaya CFRD, the vertical joint was filled with compressible material which led to the rather large opening of perimetric joints. After that, most of the CFRD projects have abolished the compressible filling material in vertical joints. In recent years, several high CFRD with the height about 200m have the problem of face slab rupture after reservoir impoundment. Therefore, it is suggested again to select several vertical joints to put compressible filling material to reduce the compression stress of the concrete face slabs in riverbed sections. For the horizontal joints of the face slabs constructed in stages, the joint is normally treated as a construction joint, i. e. the reinforcing steel bar cross the joint and no waterstop structures and materials applied for the joints. Nowadays, with the increasing dam height of CFRD, the face slabs will bear relatively high stresses in the direction of dam slope after reservoir impoundment. For reducing the high stress of concrete face slabs, the consideration of arranging soft horizontal joints in face slabs could be acceptable. For reducing the structure cracks of concrete face slab, some recent high CFRD projects accept double layer reinforcement (reinforcement ratio unchanged). Some projects also increased the reinforcement ratio and arranged anti-spalling reinforcement in the certain area near the perimetric joints. The applicability of the measures and the further improvement of the measures for 300m high CFRD will need to be studied.

3. CONCLUSIONS

With the increasing demand for water resources and hydropower development, the construction of 300m high CFRD will be the inevitable tendency for the development of future's high CFRD. In recent years, the construction of the 200m high CFRD projects, such as Shuibuya, Bakun, Campos Novos, Kárahnjúkar, etc. has provided good foundation for the development of CFRD with 200m height to 300m height. By learning the experiences and lessons from previous project and conduct further research works, the construction of 300m high CFRD will be technically feasible.

4. KEYWORDS

300m-high CFRD, deformation control of rockfill, stress of concrete face slab, rupture

5. REFERENCE

- [1] Johannesson, P., Tohlang S.L. (2007). Lessons learned from Mohale. International Journal on Hydropower and Dams, Issue 4, 2007, pp16-25
- [2] J. Antunes Sobrinho, L. Vieira Xavier, S. Custodio Albertoni, C. Correa and R. Fernandes Pereira, Performance and concrete face repair at Campos Novos, International Journal on Hydropower and Dams, Issue 2, 2007, pp 39-42
- [3] Cooke J. B., The high CFRD dam, Invited lecture on International Symposium on Concrete Faced Rockfill Dam, J. Barry Cooke Volume, Beijing, Sept. 18, 2000



Zeping XU

Xu Zeping, professor of China Institute of Water Resources and Hydropower Research (IWHR). He graduated in the Dept. of Engineering Mechanics from Hohai University, China, in 1984, and then completed post-graduate studies in Geotechnical Engineering and got PhD degree in China Institute of Water Resources and Hydropower Research (IWHR). He has more than 30 years of experience in the field of rockfill dam engineering, working as researcher, dam engineer and engineering consultant. He is the deputy secretary general of Chinese National Committee on Large Dams (CHINCOLD), vice director of the technical committee of CFRD in China, Chairman of the technical committee on dams (TC210), International Society for Soil Mechanics & Geotechnical Engineering (ISSMGE). He is also ICOLD technical committee member on dam safety and capacity building.



ENERGIA QUE GERA ENERGIA

A CTG Brasil faz parte da **China Three Gorges Corporation**, uma das líderes globais em energia limpa, presente em **mais de 40 países** e responsável pela construção e operação da maior hidrelétrica do mundo, a usina de **Três Gargantas**, no Rio Yangtzé, na China.

Unimos **talentos brasileiros e chineses** para gerar energia limpa e de qualidade e, embora a nossa história aqui seja recente, hoje já estamos em **10 estados**, com operações e participações em **17 hidrelétricas** e **11 parques eólicos**, sendo a segunda maior produtora privada de energia do País com **8,27 GW** de capacidade instalada.



Acesse o QR Code e descubra mais sobre a CTG Brasil ou saiba mais em www.ctgbr.com.br



1. INTRODUÇÃO

Os trabalhos a serem apresentados ao Conselho Editorial da Revista Brasileira de Engenharia de Barragens do CBDB deverão ser inéditos, não tendo sido antes publicados por quaisquer meios. Apenas profissionais qualificados deverão ser aceitos como autores. Profissionais recém-formados ou estagiários poderão ser aceitos, desde que participem como colaboradores.

2. EXTENSÃO DO TRABALHO

Os trabalhos, para serem aceitos para divulgação, deverão ter no máximo dez páginas, incluindo as ilustrações, esquemas e o sumário em português e inglês. Os trabalhos que excederem este número de páginas serão devolvidos aos autores para sua eventual redução.

3. TIPO DE ARQUIVO MAGNÉTICO

Os trabalhos a serem recebidos pelo Conselho Editorial da Revista Brasileira de Engenharia de Barragens do CBDB deverão estar em formato Word 97 for Windows ou superior. Não serão recebidos arquivos em separado, isto é, com o texto e as ilustrações em arquivos diferentes. As ilustrações deverão ser agrupadas no corpo dos trabalhos em formato JPEG.

4. NÚMERO DE AUTORES E COAUTORES

Os autores e coautores estão limitados a um número máximo de quatro, ou seja, um autor e até três coautores. Os trabalhos com mais de quatro participantes serão devolvidos aos autores para atendimento a esta diretriz. Caso haja mais colaboradores no trabalho, os mesmos poderão ser citados em Agradecimentos (ver item 10).

5. CONFIGURAÇÃO DE PÁGINA

A configuração de página deve obedecer a seguinte formatação:

Margens:

- Superior: 2,5 cm;
- Inferior : 2,0 cm;
- Esquerda: 2,5 cm;
- Direita: 2,5 cm;
- Medianiz: 0 cm.

A partir da margem:

- Cabeçalho: 1,27 cm;
- Rodapé: 1,27 cm.

Tamanho do Papel:

- A4 (21 x 29,7 cm);
- Largura: 21 cm;
- Altura: 29,7 cm;
- Orientação: retrato em todo o trabalho.

6. PADRÃO DE LETRAS E ESPAÇAMENTO

Os trabalhos deverão ser digitados em arquivo Word 97 for Windows ou superior, com as seguintes formatações de fonte:

Fonte:

- Arial;
- Tamanho 12 em todo o trabalho.

Parágrafo:

- Espaçamento entre linhas: simples;
- Alinhamento: justificado;
- Marcadores como o desta linha (traço) poderão ser utilizados sempre que necessário.

7. PÁGINA DE ROSTO

Apenas na primeira página deverá constar o Cabeçalho (ver item 7.1). O título do trabalho deverá ser escrito a 60 mm do topo (configurar apenas esta página com margem superior de 6 cm), em letra maiúscula, em negrito e centralizado na página. Na sequência deverão ser apresentados os nomes dos autores, com os respectivos títulos profissionais e instituição (ver item 7.3). Em seguida, o Resumo e o *Abstract* (ver item 7.4).

A página de rosto deve ser limitada a uma única página, ou seja, todas

as informações necessárias devem estar nela contidas (título, nome e cargo dos autores, Resumo e *Abstract*).

7.1 - Cabeçalho

O Cabeçalho, a ser apresentado apenas na página de rosto, está indicado no exemplo a seguir. A fonte é Arial 10, iniciais em maiúscula ou versalete (conforme a versão do Word 97 for Windows ou superior). Na primeira linha deve ser digitado: Comitê Brasileiro de Barragens. Na segunda linha: Revista Brasileira de Engenharia de Barragens do CBDB.

Na terceira linha: a data; exemplo: 11 de abril de 2013.

7.2 – Título do trabalho

O título do trabalho deve ser digitado em letra maiúscula, negrito e alinhamento centralizado. Este é o único item do trabalho que recebe negrito.

7.3 – Autores e coautores

Os nomes dos autores deverão ser apresentados com apenas um dos sobrenomes todo em letras maiúsculas. Abaixo do nome de cada um dos autores deverá ser indicado, com letras maiúsculas iniciais, o título profissional (Consultor, Título Universitário, Diretor Técnico, Coordenador Geral, etc) e ao lado, separado por um traço, a empresa ou instituição do autor (ver também item 4).

7.4 – Resumo / Abstract (item sem numeração)

Cada trabalho deverá ser iniciado por um resumo em português, não excedendo dez linhas, seguido de um resumo (também de no máximo dez linhas) em inglês (*Abstract*), para permitir seu cadastramento por organismos internacionais. Para auxiliar na versão dos resumos para o inglês, consultar os dicionários técnicos do CBDB/ICOLD disponíveis no site www.cbdb.org.br.

Serão devolvidos os trabalhos que não apresentarem adequadamente o Resumo e o respectivo *Abstract*.

Quando houver necessidade, o Resumo e o *Abstract* poderão ter mais que dez linhas, desde que caibam na página de rosto e não haja discordância com os demais itens desta diretriz.

8. ITEMIZAÇÃO GERAL

Os itens principais do trabalho deverão ser numerados sequencialmente, com a Introdução recebendo o N° 1 e as Referências Bibliográficas recebendo o número final. Estes deverão ser digitados com letra maiúscula e centralizados na linha, com recuo esquerdo de 0,50 cm.

Exemplo:

1. INTRODUÇÃO

Os itens secundários serão alinhados sempre à esquerda, com a designação sequencial, por exemplo: 2.1, 2.2, 2.3, etc., em minúsculo com apenas a primeira letra em maiúsculo, usando a formatação em maiúscula ou versalete, conforme a versão do Word 97 for Windows ou superior. Caso haja a necessidade de nova itemização, a mesma deverá ser, por exemplo: 3.1.1, 3.1.2, 3.1.3, etc., em itálico, com as letras minúsculas e somente a primeira letra maiúscula.

Exemplo:

2.1 Item Secundário

2.1.1 Item Terciário

O primeiro parágrafo, após cada item ou subitem, deverá ser iniciado uma linha após o título do item (ou subitem), com alinhamento justificado. A primeira palavra deverá começar junto à margem esquerda.

Entre um parágrafo e outro deverá sempre ser deixada uma linha de espaçamento, sendo que entre a última linha do último parágrafo e o item seguinte deverão ser deixadas duas linhas.

9. CONCLUSÕES

Neste item o(s) autor(es) deverá(ão) apresentar de forma bem sucinta as principais conclusões ou recomendações que resultaram de sua pesquisa, trabalho ou relato de um determinado evento técnico. (Adaptado das “Diretrizes para apresentação de trabalhos para seminários, simpósios e workshops organizados pelo CBDB” do XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens (SNGB), Porto de Galinhas, PE, 2013). Trabalhos sem uma conclusão final serão devolvidos aos autores para as devidas complementações.

10. AGRADECIMENTOS (item opcional)

A critério do autor, poderão ser apresentados agradecimentos às empresas e/ou pessoas que contribuíram para a elaboração do trabalho, sempre após o item Conclusões.

11. PALAVRAS-CHAVE

Após os Agradecimentos, deverá ser apresentada uma relação de no mínimo três e no máximo cinco palavras-chave, para possibilitar a localização do trabalho em função das mesmas na versão eletrônica dos anais (CD). Caso não haja Agradecimentos, o item Palavras-Chave deverá ser apresentado após o item Conclusões.

12. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

O item Referências Bibliográficas é o último. Ele encerra o trabalho. Deverá estar posicionado após o item Palavras-chave. O padrão para a apresentação das referências bibliográficas é o mesmo da Comissão Internacional das Grandes Barragens (ICOLD), conforme diretrizes a seguir, com exemplo ilustrativo:

Todas as referências bibliográficas deverão ser indicadas no texto com a numeração respectiva;

Todas as referências apresentadas deverão ser numeradas sequencialmente (na ordem em que aparecem no texto) mostrando o número em destaque e entre colchetes após a citação;

O nome do(s) autor(es) deverá(ão) ser apresentado(s) em letras maiúsculas, com o sobrenome por extenso, seguido das iniciais do primeiro nome e dos nomes intermediários, separadas por ponto;

Na sequência, deverá ser indicado, entre parênteses, o ano de publicação dos anais ou do livro consultado, com hífen ao final;

Na sequência, indicar entre aspas o título do trabalho ou do livro consultado, com apenas a primeira letra maiúscula e com vírgula ao final;

Indicar na sequência os anais em que o trabalho foi apresentado, seguido do tema, volume dos anais e país ou cidade em que o mesmo foi realizado.

Exemplo:

O texto deverá estar com alinhamento justificado e recuo especial com deslocamento de 1,00 cm (Formatar Parágrafo).

Exemplo:

- [1] DUNNICLIFF, J. (1989) – “Geotechnical Instrumentation for Field Performance”, livro editado pela John Wiley & Sons, Inc., New York;
 [2] HOWLEY, I., McGRATH, S. e STEAWRT, D. (2000) – “A Business Risk Approach to Prioritizing Dam Safety Upgrading Decisions”, Anais Congresso Internacional ICOLD, Beijing, Q.76 – R.17;
 [3] SILVEIRA, J.F.A. (2003) – “A Medição do Coeficiente de Poisson em uma de Nossas Barragens”, Anais XXV Seminário Nacional de Grandes Barragens – CBDB, Salvador, BA.

13. ILUSTRAÇÕES

As eventuais ilustrações dos trabalhos técnicos, sejam elas figuras, gráficos, desenhos ou fotos, deverão estar sempre incorporadas ao texto, não devendo ser apresentadas em separado. Ao formatar a figura, o layout deve ter a disposição do texto alinhada e o texto deve estar com o alinhamento centralizado. Todas as referidas ilustrações deverão ser identificadas pela palavra “FIGURA” e numeradas sequencialmente. A palavra “FIGURA”, sua numeração e título deverão ser apresentados imediatamente abaixo das respectivas ilustrações, também com o alinhamento centralizado. O título de cada figura deverá ser escrito com a primeira letra em maiúsculo. A referência a elas no texto do trabalho deve ser em minúsculo, apenas com a inicial em maiúscula.

As fotos ou outras ilustrações quaisquer poderão ser apresentadas em cores, sempre que necessário. Caso sejam utilizadas cores para representar desenhos e figuras, deverá haver convenções de representação que permitam identificações independentes da cor.

As ilustrações poderão ser apresentadas com a orientação retrato ou paisagem, ou seja, poderão ser giradas na página de forma a mudar

a sua orientação. A configuração da página deve permanecer sempre orientada como retrato para garantir a posição do rodapé uniforme em todo o documento (ver item 5). Desta forma, o título da ilustração também permanecerá com a orientação retrato. Não serão aceitos trabalhos com as ilustrações em separado ou em outro programa que não seja o Word 97 for Windows ou superior.

14. TABELAS

As tabelas deverão ser incorporadas ao texto, não devendo ser apresentadas em separado. A tabela deverá ter alinhamento centralizado. O tamanho da fonte pode ser inferior ao especificado para todo o trabalho (Arial 12), desde que o conteúdo permaneça legível e a fonte não seja inferior a Arial 7. Todas as referidas tabelas deverão ser identificadas pela palavra “TABELA” e numeradas sequencialmente. A palavra “TABELA”, sua numeração e título deverão ser apresentados abaixo da mesma e também centralizados. O título das tabelas deverá ser escrito com a primeira letra em maiúsculo. A referência a elas no texto do trabalho deve ser em minúsculo, apenas com a inicial em maiúscula.

As tabelas poderão ser apresentadas com a orientação retrato ou paisagem, ou seja, poderão ser giradas na página de forma a mudar a sua orientação.

A configuração da página deve permanecer sempre orientada como retrato, para garantir a posição do rodapé uniforme em todo o documento (ver item 5). Desta forma, o título da tabela também permanecerá com a orientação retrato.

15. SIMBOLOGIA E FÓRMULAS

Todas as grandezas físicas deverão ser expressas em unidades do Sistema Métrico Internacional. As equações e fórmulas devem ser localizadas à esquerda e numeradas, entre parênteses, junto ao limite direito na mesma linha, deixando uma linha em branco entre as equações/fórmulas e o texto. Todos os parâmetros das equações e fórmulas deverão ser indicados com suas respectivas unidades. A referência a elas no texto do trabalho deve ser com a palavra “Equação” ou “Fórmula” e o respectivo número ao lado, ou seja, em minúsculo, apenas com a inicial em maiúscula.

16. TEMÁRIO / CONTRIBUIÇÕES

O tema deverá ser indicado pelo autor, quando do encaminhamento do trabalho ao Conselho Editorial da Revista Brasileira de Engenharia de Barragens do CBDB.

Caso o Conselho Editorial não concorde com o assunto selecionado pelo autor, este poderá ser eventualmente deslocado para outro tópico. Se o trabalho não se encaixar em nenhum dos temas selecionados para o evento mas apresentar bom nível técnico, poderá ser publicado como Contribuição Técnica.

17. LÍNGUA

Todos os trabalhos a serem publicados na Revista Brasileira de Engenharia de Barragens do CBDB deverão ser elaborados em língua portuguesa, assim como todas as ilustrações que o acompanham deverão conter legenda também em português. Apenas os trabalhos citados como referências bibliográficas deverão estar na língua original em que os mesmos foram elaborados.

Os trabalhos eventualmente recebidos pelo Conselho Editorial em outro idioma (que não seja o acima mencionado) serão encaminhados de volta aos autores para sua tradução para o português.

18. LICENÇA PARA PUBLICAÇÃO DOS TRABALHOS

Para que o trabalho seja aceito é necessário que um dos autores envie autorização devidamente preenchida e assinada.

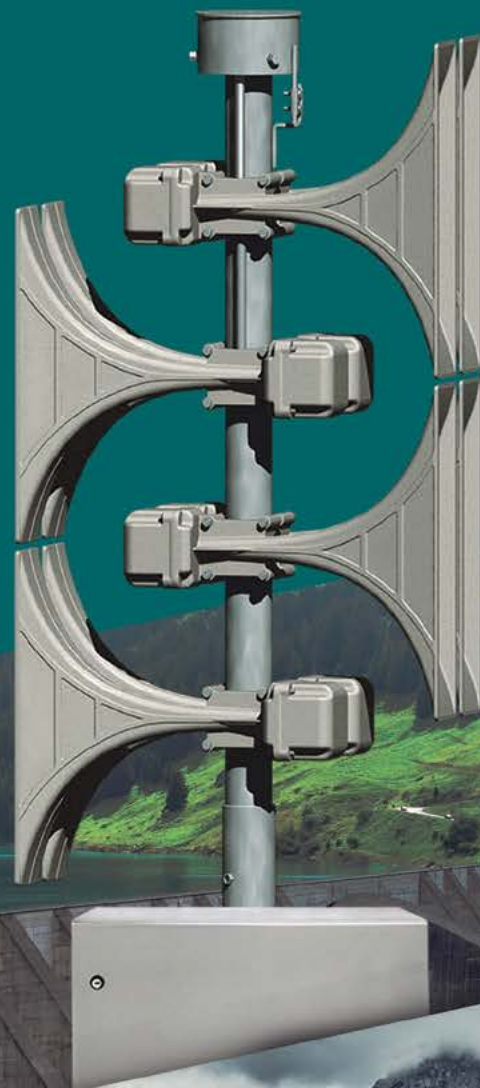
19. FOTO E CURRÍCULO DOS AUTORES

Deverão ser enviados, anexos aos artigos, uma foto 3x4 em alta resolução e um mini currículo, com até 400 caracteres, de cada um dos autores.

SISTEMA DE ALERTA SONORO TSI

SOLUÇÃO DE ALTA TECNOLOGIA
EM SIRENES ELETRÔNICAS

Com mais de 36 anos no mercado a Telemática Sistemas Inteligentes oferece a melhor **solução** em **Sirenes Eletrônicas** modulares para Sistemas de **Alerta e Prevenção** em barragens, indústrias, usinas e mineradoras.



telemática:
SISTEMAS INTELIGENTES

CONTATO: SAS@TELEMATICA.COM.BR

Ninguém faz tanto, com tanta energia.

Recorde mundial de produção de energia em 2016:

103.098.366 MWh

Integração
que gera energia
e desenvolvimento



itaipu.gov.br