



oficina de textos

BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

2ª edição | revista e atualizada



PAULO T. CRUZ
BAYARDO MATERÓN
MANOEL FREITAS

BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO

2ª edição | revista e atualizada

PAULO T. CRUZ

BAYARDO MATERÓN

MANOEL FREITAS

© Copyright 2009 Oficina de Textos
2ª edição 2014

Grafia atualizada conforme o Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 1990, em vigor no Brasil desde 2009.

Conselho editorial Cylon Gonçalves da Silva; José Galizia Tundisi; Luis Enrique Sánchez;
Paulo Helene; Rozely Ferreira dos Santos; Teresa Gallotti Florenzano

Capa e projeto gráfico MALU VALLIM
Diagramação DOUGLAS DA ROCHA YOSHIDA, MALU VALLIM e MARIA LÚCIA RIGON
Fotos da capa BARRAGEM DE CAMPOS NOVOS, SC – BRASIL
Preparação de figuras MAURO GREGOLIN
Preparação de texto GERSON SILVA
Revisão de texto PÉTULA LEMOS e HÉLIO HIDEKI IRAHA

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Câmara Brasileira do Livro, SP, Brasil)

Cruz, Paulo T.

Barragens de enrocamento com face de concreto / Paulo T. Cruz,
Bayardo Materón, Manoel Freitas. --
São Paulo : Oficina de Textos, 2014.

Bibliografia.
ISBN 978-85-7975-155-4

1. Barragens de enrocamentos 2. Face de concreto
I. Materón, Bayardo. II. Freitas, Manoel. III. Título.

14-10079

CDD-627.83

Índices para catálogo sistemático:

1. Barragem de enrocamentos com face de
concreto : Engenharia civil 627.83

Todos os direitos reservados à OFICINA DE TEXTOS
Rua Cubatão, 959
04013-043 São Paulo SP Brasil
Fone: (11) 3085-7933 Fax: (11) 3083-0849

Autores

Paulo Teixeira da Cruz, Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia Mackenzie (1957), Mestre e Doutor em Geotecnia pela Universidade de São Paulo, onde atua há mais de 40 anos.

Iniciou seus trabalhos no campo das barragens na histórica barragem de Três Marias, e nesses 50 anos de vida profissional trabalhou em projetos de inúmeras barragens brasileiras, destacando-se as emblemáticas Itaipu e Tucuruí, entre muitas outras. Desde a década de 1980 tem atuado como consultor independente. Participou do *board* de consultores da barragem de Campos Novos. É autor do livro *100 Barragens Brasileiras – casos históricos, materiais de construção, projeto* (1996), no qual consolida o notável *know-how* brasileiro em projeto e construção de barragens. É Vice-Presidente da CFRD International Society.

Bayardo Materón, Engenheiro Civil pela Universidade de Cauca, Popayán, Colômbia (1960), e Mestre em Engenharia Civil pela Purdue University, Indiana, EUA (1965). Trabalha como engenheiro consultor em métodos construtivos no campo de barragens de enrocamento e hidrelétricas. Desde o término da BEFC Alto Anchicayá, em 1974, tem se envolvido com muitas organizações líderes em projeto e construção de barragens de enrocamento e projetos hidrelétricos. É membro de diversos *boards* de consultores para diferentes projetos em construção. Atualmente é Presidente da CFRD International Society. Participou do projeto e da construção das BEFCs mais altas do mundo, tais como Alto Anchicayá, Salvajina, Porce III, Ranchería, Ituango e Tona (Colômbia); Foz do Areia, Xingó, Segredo, Itá, Itapebi, Machadinho, Campos Novos e Barra Grande (Brasil); Aguamilpa, El Cajón, La Yesca, La Parota, Chicoasén II e Las Cruces (México); Antamina, Torata, Olmos, Chaglla e Chavimochic (Peru); Caracoles e Punta Negra (Argentina); Messochora (Grécia); Kannaviou (Chipre); Bakún (Malásia); Mohale (Lesoto, África); Tiangshengqiao 1 (China); Merowe (Sudão); Berg River e Braamhoek (África do Sul); Santa Juana, Puclaro, Punilla, Ancoa e Carén (Chile); Kárahnjúkar (Islândia) e Siah Bishe (Irã).

Manoel de Souza Freitas Jr., Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (1969). Iniciou suas atividades no setor de barra-

gens no início da década de 1970, como especialista em geotecnia, tendo participado na supervisão de projetos na área Recursos Hídricos e Obras Hidrelétricas. Atualmente atua como consultor independente para várias empresas construtoras, sendo ainda consultor do Banco Mundial e do Banco Interamericano em projetos hidrelétricos no Brasil. Atuou como Engenheiro-Chefe e Gerente Técnico da construção da BEFC de Tianshengqiao 1 (1.200 MW, China) e participou como consultor independente das BEFCs de Barra Grande, Campos Novos e, recentemente, de Mazar (Equador) e Reventazón (Costa Rica), em construção.

Agradecimentos

A publicação deste livro só se tornou viável graças ao apoio e suporte financeiro dos seguintes parceiros: Comitê Brasileiro de Barragens, Engevix Engenharia, Intertechne Consultores Associados, Construções e Comércio Camargo Corrêa e Construtora Norberto Odebrecht.

A Engevix e a Intertechne são duas empresas de renome mundial e pioneiras no desenvolvimento de vários projetos de barragens descritos neste livro, tanto no Brasil como no exterior. As construtoras Camargo Corrêa e Norberto Odebrecht, por sua vez, são empresas cuja história se confunde com a história das barragens brasileiras e que têm se consolidado como construtoras de Barragens de Enrocamento com Face de Concreto no Brasil e em vários países.

Somos particularmente gratos também a dois grandes engenheiros de barragens: ao Dr. Edilberto Maurer, pelas considerações elogiosas feitas na Apresentação do livro e por sua colaboração no Cap. 1, ampliando o horizonte do histórico das BEFCs, em especial no tocante à introdução dessas barragens no nosso meio; e ao professor e pesquisador Xu Zeping, pela sua participação neste livro na área de Métodos Numéricos e pelas informações sobre o desenvolvimento das BEFCs em seu país.

Desde a sua fundação, em 1961, o Comitê Brasileiro de Barragens, ligado ao Comitê Internacional de Grandes Barragens, tem promovido congressos sobre barragens brasileiras de grande repercussão, tanto no Brasil como no exterior, e contribuído para a divulgação de nossas barragens por meio de publicações próprias e de incentivos à publicação de livros como este.

A Engevix Engenharia tem 43 anos de atuação efetiva na engenharia de barragens brasileiras e participou, entre muitos outros, dos projetos de Itaipu e Tucuruí. No campo das BEFCs brasileiras, desenvolveu os projetos das barragens de Itá, Itapebi, Quebra-Queixo, Barra Grande, Campos Novos (202 m, a maior em altura em 2006), Monjolinho e Paiquerê. Projetou a BEFC Baines, na Namíbia, e teve participação, por meio da Braspower, na BEFC Shuibuya (China). Organizou e participou ativamente, junto com o CBDB, de dois Simpósios Internacionais sobre BEFCs (1999 e 2007), em Florianópolis. A Engevix contribuiu também na elaboração do *J. Barry Cooke Volume - CFRD*, em homenagem ao Dr. Barry Cooke, distribuído aos participantes da 20a Conferência da ICOLD (Pequim, Setembro/2000).

A Intertechne é uma empresa brasileira de Consultoria de Engenharia, organizada em 1987 por um grupo de engenheiros brasileiros que atuam em conjunto desde

meados dos anos 1960, em atividades de projeto e construção de obras hidráulicas, hidrelétricas e sistemas de transmissão. Expandiu suas atividades por meio da incorporação de novos talentos e do desenvolvimento de novas tecnologias de análise e elaboração de projetos de engenharia. Em seu campo de atuação, atualmente está consolidada como uma das principais empresas de engenharia de projeto e consultoria, atuando seletivamente em uma larga esfera de empreendimentos no Brasil e no exterior. No campo das BEFCs, participou, junto com a Milder Kaiser, no projeto da BEFC de Foz do Areia, pioneira no Brasil e a mais alta no seu tempo. Atuou ainda nos projetos das BEFCs de Segredo, Itapebi, Pichi Picún Leufú, Bakún, El Cajón e, recentemente, de duas barragens na África: Lauco e Caculo.

A atuação no Brasil e no exterior, especialmente no que tange à construção de obras civis de grande porte, como hidrelétricas, rendeu à Construtora Camargo Corrêa diversos prêmios. Porém, mais do que premiações, o reconhecimento internacional de sua capacidade de inovação, de sua atualização tecnológica e do seu valioso capital humano é motivo de imenso orgulho. A busca constante da melhoria contínua – o que os orientais costumam chamar de *kaizen* –, e a procura frenética pela tecnologia de ponta, incluindo as próprias inovações que a Camargo Corrêa promoveu nesse mercado, levaram a empresa a construir sua tão positiva reputação mundial. Na área de BEFCs, construiu as barragens de Machadinho, Barra Grande, Campos Novos, Porce III (Colômbia) e, em início, a de Paiquerê.

A Construtora Norberto Odebrecht é hoje uma das maiores com atuação no Brasil e no exterior. Ela tem-se destacado como uma empresa com grande foco na construção de barragens, tendo em seu currículo perto de uma centena de barragens para geração de eletricidade e outros fins, sendo reconhecida internacionalmente nesse ramo da engenharia. Sua capacidade na construção de barragens é atestada pela execução simultânea de 14 obras de barramento no ano de 2008. No campo das BEFCs, construiu no Brasil as barragens de Foz do Areia, Xingó, Itapebi e Itá. Na Argentina, Pichi Picún Leufú; no Peru, El Limón; na Malásia, Bakún; e está construindo Tocomá, na Venezuela. Nos últimos anos tem sido reconhecida, pela revista ENR (*Engineering News Records*), como uma das duas principais empresas de construção de hidrelétricas em nível internacional.

Especiais agradecimentos à editora Oficina de Textos, pioneira no lançamento do livro *100 Barragens Brasileiras*, em 1996, e que agora publica este livro sobre Barragens de Enrocamento com Face de Concreto.

A todos, os nossos sinceros agradecimentos.

Os autores

Apresentação da primeira edição

A iniciativa dos colegas e amigos Bayardo Materón, Paulo Cruz e Manoel de Freitas de editar um livro contendo o estado da arte das Barragens de Enrocamento com Face de Concreto é de todo meritória e virá a criar uma fonte de consulta indispensável para quem pretender se envolver em assuntos relativos a essa tecnologia.

Em qualquer assunto envolvendo tecnologia, a consulta ao histórico da evolução conceitual é imprescindível para que se usem adequadamente os eventuais insucessos do passado e os sempre presentes sucessos como referenciais para minimizar os primeiros e maximizar os segundos no desenvolvimento de novos projetos.

Particularmente, em se tratando de BEFC, o caráter predominantemente empírico do desenvolvimento dos seus projetos torna esse fato de muito maior relevância, pois essa característica faz com que seja do sucesso ou insucesso do passado que se tirem os ensinamentos necessários para a evolução da sua tecnologia.

Dessa forma, é expectativa dos autores – e nossa também – que a coletânea de informações aqui apresentada venha a se constituir em um acervo de consulta para todos aqueles que estejam de alguma forma envolvidos em concepção, projeto e execução de empreendimentos com Barragens de Enrocamento com Face de Concreto.

É uma grande oportunidade lançar no mercado um livro com esse conteúdo por ocasião de um evento de suma importância para a engenharia de barragens brasileira, como é a realização do 23º Congresso Internacional de Grandes Barragens, em Brasília. É importante lembrar que este é o mais destacado evento da engenharia de barragens no mundo e o mais importante evento da Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD/CIGB).

Para o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), que é o braço nacional da ICOLD, a oportunidade de sediar e organizar um acontecimento de tanta importância para o meio barrageiro nacional e também para o País é de suma relevância, e que muito o honra e engrandece.

Nossos cumprimentos aos autores, acompanhados de votos de sucesso para esta iniciativa.

Março de 2009

Edilberto Maurer

Presidente do CBDB – Comitê Brasileiro de
Barragens e Vice-Presidente da ICOLD –
International Commission on Large Dams

Sumário

1	INTRODUÇÃO GERAL ÀS BARRAGENS DE ENROCAMENTO COM FACE DE CONCRETO (BEFCs) ...	21
1.1	Um panorama geral sobre as BEFC no mundo	21
1.2	Importantes eventos relacionados a BEFCs	25
1.3	BEFCs em áreas sísmicas: um evento histórico	27
1.4	As barragens altas em um futuro próximo	29
1.5	Considerações sobre as BEFCs muito altas	29
2	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA AS BEFCs	31
2.1	O maciço de enrocamento	32
2.2	Fluxo da água através do enrocamento e vazão.....	45
2.3	Estabilidade.....	45
2.4	O plinto ou a laje do pé	47
2.5	A face de concreto	51
2.6	Junta perimetral.....	54
2.7	Muro-parapeito e sobre-elevação	55
2.8	Alternativas de impermeabilização	55
2.9	Construção	56
2.10	Instrumentação.....	57
2.11	Conclusão.....	58
3	SEÇÕES TÍPICAS DAS BARRAGENS	79
3.1	Nomenclatura internacional.....	61
3.2	Evolução das barragens tipo BEFC compactadas.....	61
3.3	Casos históricos	61
	Cethana (Austrália, 1971)	61
	Alto Anchicayá (Colômbia, 1974)	63
	Foz do Areia (Brasil, 1980).....	65
	Aguamilpa (México, 1993).....	68
	Campos Novos (Brasil, 2006)	70
	Shuibuya (China, 2009).....	73
	Tianshengqiao 1 (China, 1999)	75
	Mohale (Lesoto, África, 2006).....	76
	Messochora (Grécia, 1996)	78
	El Cajón (México, 2007)	80
	Kárahnjúkar (Islândia, 2007).....	82

Bakún (Malásia, 2008)	83
Golillas (Colômbia, 1978).....	85
Segredo (Brasil, 1992)	87
Xingó (Brasil, 1994).....	89
Pichi Picún Leufú(Argentina, 1995)	92
Itá (Brasil, 1999)	93
Machadinho (Brasil, 2002)	97
Antamina (Peru, 2002)	99
Itapebi (Brasil, 2003).....	101
Quebra-Queixo	
(Brasil, 2003)	103
Barra Grande (Brasil, 2005).....	106
Hengshan (China, 1992)	108
Salvajina (Colômbia, 1983)	110
Puclaro (Chile, 2000).....	112
Santa Juana (Chile, 1995).....	114
Mazar (Equador, 2008)	115
Merowe (Sudão, 2008).....	117
Reventazón (Costa Rica)	119
Porce III (Colômbia, 2010).....	119
La Yesca (México, 2010)	121
3.4 Conclusões.....	123
4 A MECÂNICA DOS ENROCAMENTOS	127
4.1 A evolução dos maciços de enrocamento.....	129
4.2 Os enrocamentos compactados	133
4.3 Propriedades geomecânicas dos enrocamentos.....	136
4.4 Resistência ao cisalhamento	138
4.5 Compressibilidade.....	144
4.6 Colapso	149
4.7 Fluência.....	151
4.8 Enrocamentos como materiais de construção	153
Anexo 4.1 – Barragem de Machadinho	154
5 ESTABILIDADE.....	159
5.1 Estabilidade estática	159
5.2 Cálculos de FS para	162
5.3 Estabilidade em regiões sísmicas.....	164
5.4 Análises dinâmicas	168

5.5	Seleção de sismos para o projeto.....	169
5.6	Estabilidade dos taludes.....	169
5.7	Deformações permanentes	170
6	PERCOLAÇÃO NOS ENROCAMENTOS	173
6.1	Teorias sobre o fluxo em enrocamentos.....	174
6.2	Aspectos críticos para a estabilidade.....	180
6.3	Alguns precedentes históricos	190
6.4	Vazões medidas em BEFCs	192
6.5	O projeto de BEFCs para o controle do fluxo interno.....	200
6.6	O enrocamento armado.....	202
7	TRATAMENTO DAS FUNDAÇÕES	207
7.1	Fundação do plinto	207
7.2	Estabilidade do plinto.....	210
7.3	Fundação das transições	212
7.4	Fundação dos aterros.....	213
7.5	Injeções	214
8	O PLINTO, A LAJE E AS JUNTAS	217
8.1	Plinto.....	217
8.2	Laje.....	222
8.3	Projeto da armadura	237
8.4	Conceitos atuais de juntas.....	237
8.5	Muro-parapeito e sobre-elevação da crista.....	242
8.6	Fissuras, trincas e rupturas – Tratamentos	242
8.7	Drenagem junto ao plinto.....	246
9	INSTRUMENTAÇÃO.....	247
9.1	Grandezas a serem monitoradas.....	248
9.2	Monitoração e cuidados com a manutenção	257
9.3	Considerações finais	258
10	DESEMPENHO DAS BEFCs.....	265
10.1	Recalques.....	267
10.2	Correlações entre recalques, altura da barragem e forma do vale.....	270
10.3	Deslocamentos horizontais.....	272
10.4	Deslocamentos combinados.....	276
10.5	Deslocamento da laje	276

10.6	Módulo de deformabilidade vertical (E_V) e transversal (E_T)	281
10.7	Deslocamentos tridimensionais	282
10.8	Conclusões	282
11	ANÁLISE NUMÉRICA E SUAS APLICAÇÕES	287
11.1	Propriedades de engenharia do enrocamento	288
11.2	Modelos constitutivos dos enrocamentos.....	289
11.3	Métodos de análises numéricas em BEFCs	293
11.4	Aplicação de análises numéricas em BEFCs.....	295
11.5	Conclusões	309
11.6	Análises numéricas aplicadas a projetos brasileiros de BEFCs.....	310
12	ASPECTOS CONSTRUTIVOS	317
12.1	Generalidades.....	317
12.2	Construção do plinto	318
12.3	Escavação.....	319
12.4	Execução do concreto.....	320
12.5	Desvio do rio	326
12.6	Construção dos aterros.....	332
12.7	Construção do aterro	335
12.8	Construção da laje.....	340
12.9	Produtividade.....	348
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	349

Prefácio da segunda edição

Desde a publicação deste livro, em 2009, inúmeras BEFCs de grande altura foram construídas e outras tantas se encontram em construção no México, Costa Rica, Chile, Colômbia, Argentina, Peru, Bolívia e China.

Algumas dessas barragens incorporaram procedimentos mais rígidos de compactação, introduziram novos tipos de veda-juntas e tiveram seu zoneamento alterado para incorporar novos materiais principalmente na zona T. A maioria dessas barragens fica em áreas sísmicas.

Essas alterações no projeto e na construção levaram a uma significativa redução dos recalques e deslocamentos dos enrocamentos durante e após o enchimento do reservatório, e, como consequência, a uma redução significativa da vazão.

Os autores, por considerarem essas informações importantes, incluíram-nas nos Caps. 2, 3, 5, 6 e 8.

Prefácio da primeira edição

O desenvolvimento das barragens de enrocamento com face de concreto (BEFCs) teve um grande impulso a partir do início da década de 1970. O progresso no projeto e na construção de barragens de médio e grande portes (acima de 150 m) a partir dessa década deve-se, em parte, à aplicação dessa tecnologia.

A BEFC constitui-se em uma estrutura segura a longo prazo, em termos de estabilidade estática e dinâmica, especialmente contra sismos intensos, como ficou demonstrado em maio de 2008, na BEFC de Zipingpu (156 m, concluída em 2006), construída na província de Sichuan (China), onde foi registrado um abalo sísmico de 8.0 na Escala Richter, com epicentro a cerca de 20 km da barragem. Apesar dos danos localizados ocorridos na laje e na crista da barragem, sua estrutura permaneceu segura e estável após o fenômeno.

A alternativa de BEFC tem-se constituído em uma solução de baixo custo em relação às alternativas de enrocamento com núcleo impermeável (argila, asfalto) ou concreto por gravidade, CCR ou duplo arco, tanto em vales de geometria aberta (fator geometria do vale $A/H^2 > 4$) como em vales fechados ($A/H^2 \leq 4$).

A sua viabilidade econômica em relação às demais alternativas citadas deve-se à maior flexibilidade construtiva, como no zoneamento interno do maciço, de modo

a promover-se a utilização dos vários tipos de enrocamento obtidos a partir das escavações obrigatórias. Os custos do tratamento da fundação (escavação, tratamentos superficiais e execução da cortina de injeção) têm-se mostrado significativamente atrativos pelo fato de serem executados na região de montante – área do plinto –, independente da construção do maciço principal. Em relação à alternativa de enrocamento com núcleo de argila, a BEFC tem-se mostrado viável principalmente nas regiões com limitações de jazidas de solos ou de climas com altas precipitações pluviométricas.

No caso de locais onde na calha do rio ocorre uma camada espessa (> 20 m) de materiais aluvionares de características granulares, o tratamento quanto à estanqueidade pela fundação é garantido pela construção de uma parede-diafragma na fundação do plinto, não havendo necessidade de remoções significativas do material aluvionar de fundação na parte central, como seria obrigatório para algumas das alternativas mencionadas.

As estruturas de enrocamento permitem ainda a implantação de taludes relativamente íngremes de montante e jusante (1,4H :1,0V; 1,5H :1,0V), com redução de seu *offset* da base, permitindo otimização nos comprimentos dos túneis de desvio e de adução. Complementarmente, a estrutura de enrocamento (enrocamento

armado) permite que durante a construção, nos períodos de cheias, haja a passagem de vazões pelo maciço (*overtopping*), no trecho da calha do rio, permitindo a otimização das estruturas de desvio (túneis, ensecadeiras). Em alguns casos, ainda durante a fase de passagem da cheia no trecho da calha do rio, pode-se prosseguir o alteamento dos maciços em ambas as ombreiras e, paralelamente, a construção do plinto e das respectivas injeções nessas áreas de cotas mais elevadas.

Nas últimas duas décadas, o desenvolvimento tecnológico dos equipamentos de escavação em rocha, transporte e lançamento, bem como dos rolos compactadores, somados a um bom planejamento dos acessos às frentes de lançamento, permite que a produção do maciço de enrocamento alcance picos mensais superiores a 1.000.000 m³.

No caso da face de concreto, os desenvolvimentos ocorridos a partir da década de 1990, utilizando formas deslizantes com larguras entre 12 m e 18 m, têm permitido a sua execução em duas ou três etapas, concomitantemente com a elevação das zonas de enrocamento nas partes central e a jusante. Permitem ainda a execução da laje em uma única etapa, iniciando-a logo após a conclusão da barragem de enrocamento, propiciando sensível flexibilidade de etapas construtivas e com significativas vantagens de prazos e custos.

Na América Latina e, particularmente, no Brasil, ocorreu uma aceitação rápida das BEFCs em relação às de enrocamento com núcleo e às de gravidade de CCR. As 11 barragens brasileiras de enrocamento com face de concreto representam apenas

3,6% das mais de 300 BEFCs construídas e em construção no mundo, com mais de 30 m de altura, sendo cerca de 180 na China. Apesar desse patamar de 3,6%, o Brasil tem-se destacado nesse campo pelo menos por três razões básicas:

- 1) Foz do Areia (1975-1980), com 160 m de altura, foi a maior de seu tempo e constituiu um marco de progresso na engenharia desse tipo de barragem, desenvolvendo critérios de projeto e metodologias construtivas com grandes produções. Campos Novos (2001-2006), recém-concluída, com 202 m de altura, só foi superada por Shuibuya (China) em 2008, com seus 233 m de altura;
- 2) As barragens de face de concreto seguem a tradição brasileira de avaliação detalhada de seu desempenho, descrito em inúmeros trabalhos de repercussão nacional e internacional, contribuindo para o aprimoramento de novos projetos;
- 3) Consultores e empresas brasileiras têm-se destacado mundialmente, e os primeiros ocupam posição relevante nos *Boards of Consultants* dos principais projetos mundiais.

A história brasileira de barragens, que teve início nos primórdios de 1900, tem seguido trajetórias descontínuas, intercalando períodos de grande atividade e períodos de calmaria, consequência das periódicas mudanças na área governamental do desenvolvimento e do planejamento do setor elétrico e dos projetos de irrigação e abastecimento.

Esses períodos de calma têm sido propícios à reflexão e análise do que se tem feito nas nossas barragens e geraram as publicações do Comitê Brasileiro de Barragens (1982, 2000, 2009) dos principais projetos e de alguns trabalhos de síntese, como 100 Barragens Brasileiras (Cruz, 1996).

As BEFCs, embora contemporâneas das barragens de terra e terra enrocamento (ou mesmo de época anterior), seguiram uma trajetória própria e se apoiam na experiência adquirida e em critérios aprimorados com análises numéricas e modelagem dos materiais, além do desenvolvimento de estruturas cada vez mais altas.

A Fig. A apresenta a evolução dessas barragens após a incorporação da compactação dos rolos vibratórios nos anos 1960.

Ainda se avaliam na China vários projetos com alturas entre 250 m e 340 m.

Com a experiência acumulada, têm sido adotadas mudanças graduais em relação aos projetos anteriores, bem como em relação às práticas de execução, com o objetivo de reduzir as infiltrações, o custo, e simplificar a construção.

Os casos recentes (2003, 2005, 2006, 2007) de ruptura de algumas lajes centrais após o enchimento, como ocorreu nas barragens de Tianshengqiao 1 (TSQ1), Barra Grande, Campos Novos e Mohale, surpreenderam projetistas, construtores e consultores. A experiência adquirida foi transportada para projetos de barragens ainda em construção, incorporando-se nas obras juntas centrais compressíveis, modificando-se a compactação e as características das lajes

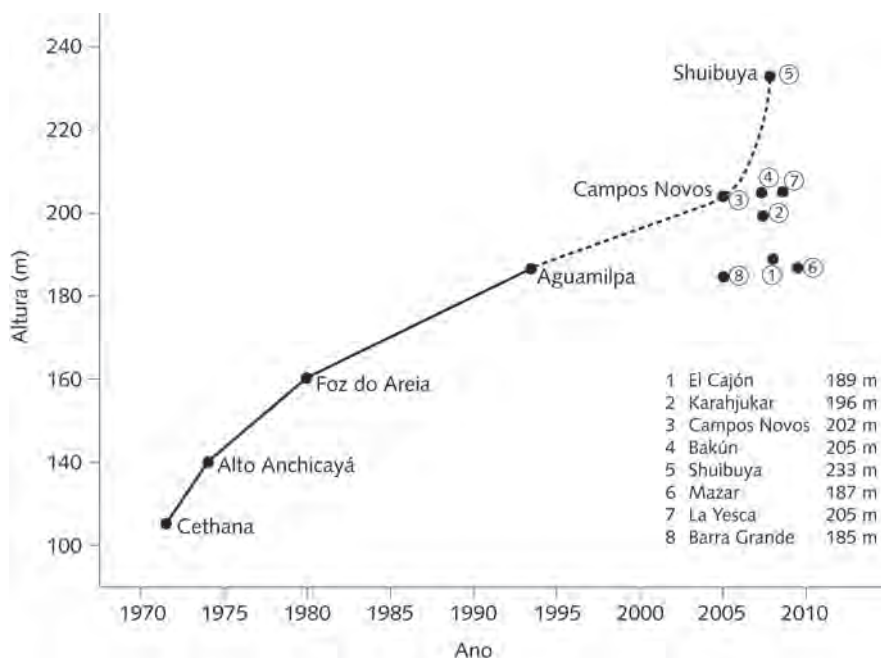


FIG. A Evolução das barragens após a incorporação da compactação por rolos vibratórios nos anos 1960

para reduzir os esforços de compressão entre as placas (Kárahnjúkar, Shuibuya, Bakún, La Yesca, El Cajón e Caracoles, entre outras), com resultados positivos em seu funcionamento.

A maior parte dessas barragens, na sua etapa de projeto, têm utilizado análises numéricas que, comparadas com os critérios empíricos, permitem aprimorar conceitos e introduzir novos critérios apoiados primordialmente na experiência e, em menor escala, no resultado da modelagem e nos testes de materiais a serem utilizados.

Na barragem de Cethana (Austrália), Boughton (1970) e Wilkins (1970) desenvolveram análises elásticas do comportamento do enrocamento para serem utilizadas nos critérios dessa barragem. Em Alto Anchicayá (Colômbia), Sigvaldason et al. (1975) desenvolveram uma análise por métodos de elementos finitos para o projeto das lajes e do plinto em ombreiras íngremes. Métodos similares foram aplicados nas barragens de Foz do Areia (Brasil) e Aguamilpa (México).

No empirismo em que se tem respaldado o projeto e a construção dessas BEFCs, tem havido algumas vezes um esforço de incorporar à análise do desempenho os recursos de modelagem matemática, objetivando-se prever as tensões e deformações que ocorrem no maciço de enrocamento e verificar como tais esforços são transmitidos à face de concreto, tanto no período construtivo como no enchimento do reservatório e no período de operação.

No presente livro dá-se especial atenção aos enrocamentos, aos deslocamentos registrados nos protótipos e aos recursos de cálculo que podem contribuir para o projeto de futuras BEFCs.

O ressurgimento dos ensaios de laboratório com equipamentos de grandes dimensões, tanto oedométricos como triaxiais, acoplados a medições de campo, tem propiciado o estabelecimento dos parâmetros necessários aos cálculos por elementos finitos e fornecido dados para o projeto e a avaliação do desempenho das barragens. Infelizmente não existe ainda um processo de cálculo que simule as características reais do projeto dessas barragens, e os critérios vigentes baseiam-se majoritariamente na experiência do comportamento de projetos similares.

Vinte e oito barragens ao redor do mundo, de cuja maioria os autores têm participado, são descritas em detalhes no Cap. 3. Em outros capítulos, apresenta-se e discute-se a prática existente, dando-se destaque a casos em que as barragens mostram comportamentos com alguns desvios em relação ao preconizado.

O Cap. 11 foi elaborado pelo Dr. Xu Zeping, do *China Institute of Water Resources and Hydropower Research* (IWHR), em Pequim. Trata-se de um pesquisador conhecido dentro e fora da China, que já visitou várias BEFCs no Brasil e apresentou uma detalhada conferência no Instituto de Engenharia de São Paulo, quando de sua recente visita ao Brasil. O capítulo trata das aplicações dos Métodos Numé-

ricos ao projeto e à avaliação do desempenho das BEFCs, incluindo também alguns trabalhos brasileiros sobre o tema.

Hoje em dia, a barragem de Shuibuya (233 m - China) é a estrutura mais alta com adequado funcionamento (Fig. B).



FIG. B *Visão artística da barragem de Shuibuya (233 m - China) (Gezhouba Group)*

1

Introdução Geral às Barragens de Enrocamento com Face de Concreto (BEFCs)

1.1 UM PANORAMA GERAL SOBRE AS BEFCs NO MUNDO

O conceito de construir uma barragem de enrocamento como estrutura estável com face impermeável externa provou ser uma alternativa “segura e econômica” em relação a outros tipos de barragem. Exemplos dessas soluções são mencionados em referências bibliográficas desde o começo do último século.

A barragem de La Granjilla, com 13 m de altura e 460 m de comprimento, foi construída na Espanha já em 1660, com face impermeável de argamassa e cal. Essa barragem tem um talude de montante de 0,16(H):1(V) e de jusante de 1(H):1(V). Seu corpo foi construído com solo e enrocamento.

Em países como França, Alemanha, Reino Unido, Portugal, Espanha, Romênia, Albânia, Grécia, Turquia, Bulgária e Islândia, entre outros, pode-se destacar algumas experiências importantes na construção das BEFCs. Em Portugal, destacam-se a BEFC de Salazar (70 m de altura, 1949) e a histórica barragem de Paradela (112 m, 1955), seguidas pela de Vilar (55 m, 1965) e Odeleite (61 m, 1988). A Espanha desenvolveu cerca de vinte projetos de BEFC, que começaram nos anos 1960, como os de Pias (47 m, 1961), Piedras (40 m, 1967); Amalahui-

gue (60 m, 1983), San Anton (68 m, 1983), Bejar (71 m), Guadalcacin (78 m, 1988) e Alfílorios (67 m, 1990).

A França construiu diversas barragens com face de concreto entre as décadas de 1960 e 1980, como as de Fades (70 m) e Gandes (44 m), ambas em 1967, e de Rouchain (60 m, 1976). Na Grécia, merece menção a BEFC de Messochora (150 m), concluída em 2006.

Duas barragens acima de 100 m de altura foram concluídas em 2001, na Turquia: Kürtün (133 m) e Dim (135 m). Nesse país, deve-se mencionar ainda, entre outras, a BEFC Ilisu, com 135 m de altura, 2.300 m de crista e um volume de enrocamento de 24 milhões de m³, atualmente em construção e que será a maior BEFC em termos de volume de barramento compactado (Dinçer; Humbel; Yavuz, 2013).

Recentemente, em 2007, a BEFC Kárahnjúkar, com 196 m, foi concluída na Islândia, onde as condições meteorológicas de temperaturas baixas durante a maior parte do ano exigiram uma adaptação de técnicas inovadoras de construção. O comportamento dessa barragem é excelente do ponto de vista das deformações e perdas d'água.

É importante mencionar a barragem de Nissaström, na Suécia, de 15 m de

renomado engenheiro local Nelson Sousa Pinto. Contratou também um especialista em barragens do tipo, que havia recém-trabalhado na construção de Alto Anchicayá, então a maior do mundo, o engenheiro Bayardo Materón, um dos autores deste livro.

A partir do sucesso obtido com o desempenho de Foz do Areia, cuja conclusão ocorreu em 1980, diversos outros empreendimentos adotando a solução de BEFC começaram a ser desenvolvidos no Brasil.

Em 1992, foi concluída a barragem de Segredo, no mesmo rio Iguaçu, com 145 m de altura; em 1993, Xingó, no Nordeste do Brasil, no rio São Francisco, com 50 m de altura; em 1999, Itá, na divisa de Santa Catarina com o Rio Grande do Sul, com 125 m de altura; em 2002, Machadinho, próximo a Itá, com 125 m de altura; e recentemente, em 2006, as barragens de

Barra Grande e Campos Novos, também em Santa Catarina, com 185 m e 202 m de altura, respectivamente. Em projeto, há a de Paiquerê (150 m).

A barragem de Saturnino de Brito, em Poços de Caldas, Minas Gerais, é uma das barragens construídas com face impermeável no começo do século XX, e é apresentada na Fig. 1.1.

No continente africano, são exemplos de sucesso na implementação de BEFCs nas últimas décadas: no Marrocos, Nakhla (1961) e Dchar El Oued (1999); na Nigéria, Shiroro (130 m, 1984); em Lesoto, Mohale (145 m, 2006); no Zimbábue, Mukorsi (89 m, 2002); na África do Sul, Berg River (60 m, 2006); e no Sudão, Merowe (53 m, 2008).

No Oriente Médio, vale a pena mencionar os projetos de Siah Bishe (baixa, 76 m, e alta, 100 m) e Narmashir (115 m), no Irã.



FIG. 1.1 Barragem Saturnino de Brito, 1933 (Cortesia do Eng. Cícero M. Moraes)

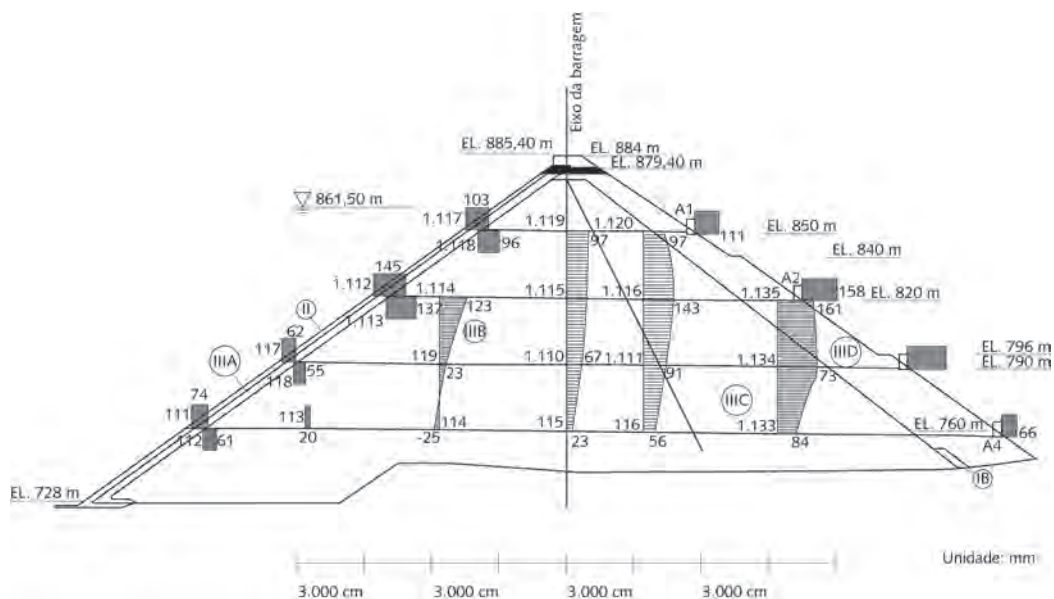


FIG. 1.5 Deslocamentos horizontais durante o terremoto na barragem de Zipingpu (China)

O nível do reservatório estava na El. 630,0, correspondente a 30% da capacidade total do reservatório no dia do terremoto.

A conclusão importante é que a BEFC resistiu ao tremor intenso, e os reparos foram executados.

1.4 AS BARRAGENS ALTAS EM UM FUTURO PRÓXIMO

No final de 2008, 294 BEFCs foram concluídas, 26 estavam em construção e 58 em projeto, de acordo com a lista do Yearbook 2008 da revista *Water Power & Dam Construction*.

Qian (2008), no artigo “Immediate Development and Future of 300 m High CFRD”, apresenta uma tabela com sete BEFCs muito altas em estudo de pré-viabilidade na China: Cihaxia (253 m de altura, 700 m de comprimento), Maji (300 m de altura, 800 m comprimento), Linghekou (305 m de altura), Songta

(307 m de altura), Gushui (310 m de altura, 540 m de comprimento), Shuangjiangkou (314 m de altura) e Rumei (340 m altura, 800 m de comprimento).

Dessas 7 barragens, somente a primeira foi confirmada para ser do tipo BEFC; as outras ainda estão em discussão.

Qian (2008) menciona ainda a BEFC Banduo, com 250 m, já em fase de construção na China.



FIG. 1.6 Enrocamento “solto” no talude de jusante da barragem de Zipingpu (China)

2 | Critérios de Projeto para as BEFCs

Dois artigos escritos por J. Barry Cooke e James L. Sherard – *Barragens de Enrocamento com Face de Concreto I: Conceitos e BEFC II: Projeto* –, ambos publicados no *Journal Of Geotechnical Engineering* (vol. 113, n. 10, outubro 1987), da American Society of Civil Engineering, consolidavam as bases para o projeto e a construção das BEFCs. Os dois artigos estavam baseados no projeto, na experiência e no desempenho das barragens construídas até essa data.

A barragem de Foz do Areia (Brasil, 1980), com 160 m de altura, a maior do mundo na época, é mencionada várias vezes nos artigos.

Nesses 21 anos (1987-2008), o número de barragens, acima de 50 m, em projeto e construção no mundo saltou para 390. A mais alta no momento é Shuibuya (China), com 233 m. No entanto, a ruptura da face de concreto de quatro grandes barragens entre 2003 e 2006, em particular nas juntas centrais em compressão, surpreendeu os especialistas mundiais, porque tais rupturas não foram previstas por consultores, projetistas e construtores.

A Fig. 2.1 mostra a barragem Campos Novos (202 m – Brasil), uma das barragens onde ocorreu a ruptura da face de

concreto. Detalhes desse acidente são descritos nos Caps. 3, 8, 10 e 11.

Esses acidentes levaram a uma revisão das bases para projeto e construção propostas por Barry Cooke e James Sherard. A revisão que se segue representa ajustes ao trabalho desses dois grandes engenheiros, que tiveram a coragem de introduzir e valorizar essa alternativa de projeto em lugar das barragens mais tradicionais, considerando uma redução de custos, a segurança e a velocidade na construção.

As quatro barragens que sofreram ruptura de face foram reparadas e estão em operação sem risco de ruptura.

Os autores enfatizam a importância do monitoramento da face e do enrocamento por um sistema efetivo de instrumentação. Infelizmente, por economia, alguns empreendedores têm reduzido a instrumentação das BEFCs em alguns projetos em andamento. Essa decisão prejudicou as análises das rupturas da face de concreto, em alguns dos casos mencionados, e contribuiu para reduzir a aproximação entre as análises por modelos matemáticos (FEM) e os protótipos de futuros projetos das BEFCs.

A presente revisão dos critérios de projeto propostos por Cooke e Sherard

duzidos nos últimos vinte anos, porque os requisitos relativamente simples propostos por Cooke e Sherard em 1987 levaram a deslocamentos excessivos da face de concreto. O requisito de compactação das zonas de montante e jusante foi também reforçado, como será visto nos Caps. 3, 4, 7 e 8.

2.1.2 Designação das zonas do maciço

A designação das zonas do maciço é uma das mais importantes contribuições dos artigos de 1987 de Cooke e Sherard. Ela define claramente as funções e os requisitos de cada zona do maciço de enrocamento e promove uma comunicação fácil entre projetistas e construtores das BEFCs.

Infelizmente, em muitas barragens as zonas têm recebido nomes, letras e números diferentes, mas, apesar disso, os conceitos básicos do zoneamento têm sido preservados na maioria das barragens.

A Fig. 2.4, reproduzida de Cooke e Sherard (1987) mostra a designação das zonas de uma BEFC.

Zona 1 – Impermeável.

Zona 2 – Filtro ou transição diretamente sob a face de concreto.

Zona 3 – O maciço de enrocamento.

No Cap. 3, as seções das barragens são seguidas de tabelas similares.

Os materiais necessários e as especificações de compactação de cada zona são descritos por Cooke e Sherard nos artigos de 1987:

Zona 1 – *Um tapete de solo impermeável compactado (zona 1A) foi colocado sobre a parte inferior da face de concreto da barragem Alto Anchicayá, pois sua altura estava quebrando precedentes. Desde então, esse detalhe foi adotado nas barragens Foz do Areia, Khao, Laem e Golillas, e em várias outras grandes barragens. O objetivo é cobrir a junta perimetral e a laje nas cotas inferiores com solo impermeável, preferencialmente silte, o qual colmatará qualquer fissura ou abertura de junta. Uma camada de solo impermeável com espessura mínima construtiva pode ser usada diretamente sobre a laje de concreto e a fundação em rocha, recoberta com um material de bota-fora mais econômico para garantir*

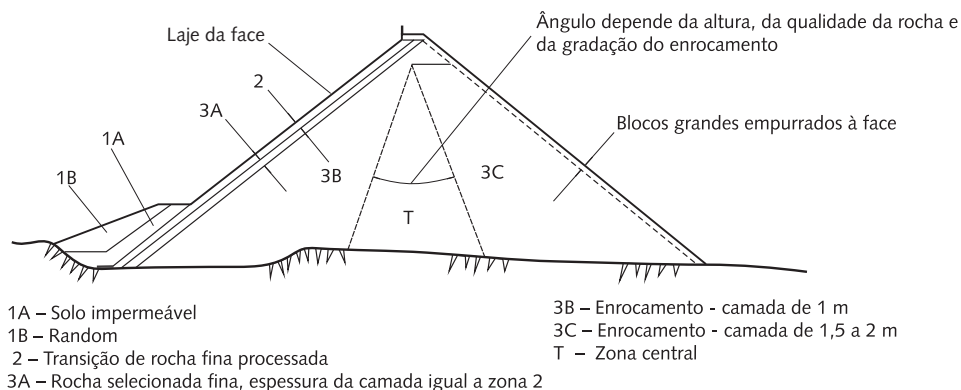


FIG. 2.4 Designação das zonas de uma BEFC de enrocamento sã (Cooke & Sherard, 1987)

De fato, essa prática tem sido usada normalmente na construção das BEFCs. Um exemplo de flexibilidade é o canal de enrocamento armado da barragem TSQ1 (Fig. 2.12) para permitir a passagem da água em caso de cheias, que ocorreram durante a primeira fase de construção dessa barragem.

Para barragens muito altas, no entanto, que podem recalcar mais devido ao peso próprio, a sequência da construção deve obedecer a uma ordem mínima para reduzir os deslocamentos pós-construção da laje de concreto.

2.1.8 Ensaios de controle de compactação

Segundo Cooke e Sherard (1987), os ensaios de controle são requeridos somente para a zona semi-impermeável – zona 2:

O material deve ser compactado a 98% da máxima densidade de um ensaio padronizado de compactação considerando a fração abaixo de $\frac{3}{4}$ de polegadas. Esse requisito é satisfatório.

Para a zona 3 é recomendado abrir grandes poços com profundidade de

uma camada e volume de vários metros cúbicos para determinar densidade e granulometria. Isso é feito para o registro e não como controle da compactação.

A compactação deve ser feita conforme procedimentos de rotina, observados a espessura da camada, a água adicionada e o número de passadas do rolo compactador, ditados por experiência ou como resultado de aterros experimentais.

O controle dos finos deve ser feito, como já referido, com base na trafegabilidade do rolo.

Atualmente, ensaios de permeabilidade *in situ* têm sido executados para completar o controle da compactação. Em paralelo, dados da instrumentação – células de recalque e marcos superficiais, representam informações-chave do controle dos registros durante a construção e após o enchimento.

Experiências recentes mostram que o melhor controle é alcançado por pessoal verificando a espessura da camada, controlando o número de passadas e a capacidade do rolo, que deve aplicar uma força de 5 t/m sobre o cilindro, com uma

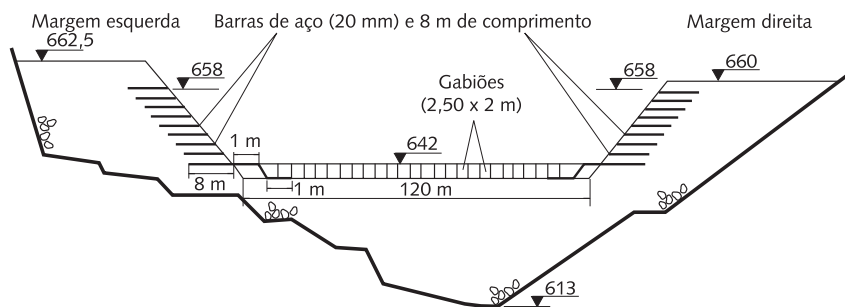


FIG. 2.12 Seção transversal do canal da barragem TSQ1, com barras de ancoragem para proteger o enrocamento da erosão da água (Freitas, 2006)

Neste capítulo serão apresentadas as seções típicas das principais BEFCs construídas, mostrando seu comportamento e sua importância cronológica, dentro do progresso e desenvolvimento desse tipo de estrutura na literatura técnica universal.

Para melhor identificação, cada seção da barragem foi transformada e será apresentada com a nomenclatura internacional do zoneamento, não obstante nos artigos originais elas aparecerem com nomenclatura diferente.

3.1 NOMENCLATURA INTERNACIONAL

Para a designação do zoneamento das barragens e com o propósito de padronizar e tornar mais fácil a comparação, utiliza-se a nomenclatura internacional:

- Zona 1A – silte, material de baixa coesão;
- Zona 1B – random, material para confinar a zona 1A;
- Zona 2B – material sob a laje ou sob a mureta extrudada;
- Zona 3A – enrocamento de transição entre as zonas 2B e 3B;
- Zona 3B – enrocamento principal de montante localizado a jusante da zona 3A;
- Zona T – enrocamento central entre as zonas 3B e 3C;
- Zona 3C – enrocamento de jusante, colocado após o material da zona T

ou 3B;

- Zona 3D – material de jusante próximo ao talude;
- Zona 4 – material de proteção do talude de jusante.

3.2 EVOLUÇÃO DAS BARRAGENS TIPO BEFC COMPACTADAS

A Tab. 3.1 apresenta a evolução das barragens com face de concreto mais altas e suas principais características, como também de outras barragens onde os autores participaram no projeto ou na construção.

3.3 CASOS HISTÓRICOS

3.3.1 Cethana (Austrália, 1971)

A Fig. 3.1 ilustra a posição de cada zona na barragem de Cethana. A Tab. 3.2 relaciona os materiais utilizados na construção da barragem.

Características principais: H – 110 m; L – 213 m; L/H – 1,94; A/H² – 2,48; tipo de material – quartzito. Taludes 1,3(H):1,0(V) a montante e a jusante, e volume de 1.400.000 m³ (Fitzpatrick et al., 1973).

A barragem de Cethana (Austrália) foi construída sobre o rio Forth, ao norte da Tasmânia.

Concluída em 1971, essa barragem foi a mais alta do mundo no período de 1971 a 1974. A transição (zona 2B) sob a laje tem tamanhos máximos de 22,5 cm, em camadas de 45 cm, compactadas com

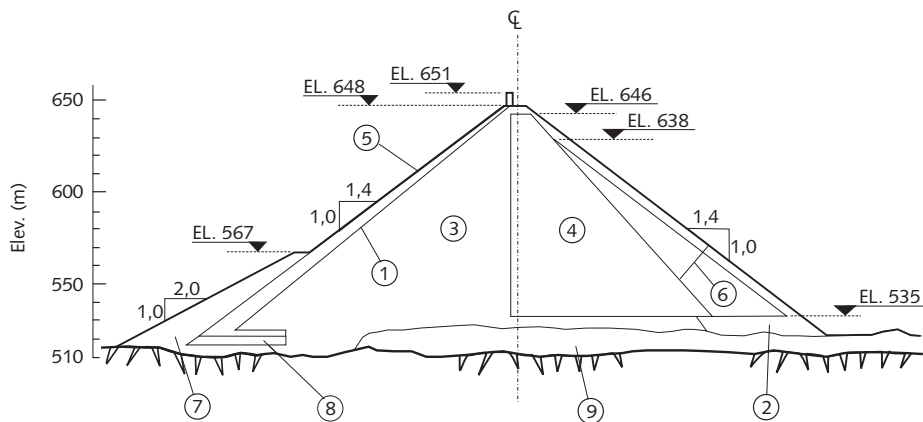


FIG. 3.2 Barragem Alto Anchicayá

TAB. 3-3 Materiais da barragem Alto Anchicayá

Nº	Zona	Colocação	Compactação
1	2B	Compactada em camadas de 0,50 m	Rolo vibratório 10 t, 4 passadas horizontais e 8 passadas na direção do talude
2	Dreno	Compactada em camadas de 1,0 m	Rolo vibratório 10 t
3	3B	Compactada em camadas de 0,60 m	Rolo vibratório 10 t e adição de água 200 ℓ/m³ – 4 passadas
4	3C	Material com mais finos, camadas de 0,60 m	Rolo vibratório 10 t e adição de água 200 ℓ/m³ – 4 passadas
5	Laje	Concreto	Espessura variável
6	3D	Blocos maiores	Rolo vibratório 10 t
7	1	Silte argiloso	Equipamento de construção
8	Filtros	Areia e seixos	Filtros e seixos processados compactados com rolo vibratório 10 t, 2 passadas
9	Leito do rio	Seixos rolados	Seixos naturais compactados

adição de água equivalente a 200 ℓ/m³.

O material 3B tinha um tamanho máximo de 60 cm e coeficiente de não uniformidade 16, bem graduado, resultando em um aterro denso, com módulo de compressibilidade médio de 135 MPa.

As características principais da laje são: largura de 15 m, área de 22.300 m² e fator de forma do vale A/H^2 de 1,14 (muito estreito). A junta perimetral e as juntas de tração tinham apenas um veda-junta central de borracha. As juntas de compressão tinham também um só veda-junta de borracha, sem chanfros,

porém com armadura antiesmagamento.

Em Alto Anchicayá foram colocadas juntas subparalelas à junta perimetral para distribuir os potenciais movimentos, pois as ombreiras eram muito íngremes (Sigvaldason et al., 1975).

Durante o enchimento do reservatório, ocorreram infiltrações altas (1.800 ℓ/s), especialmente em pontos concentrados nas ombreiras, com maior intensidade na direita, devido ao desprendimento do veda-junta, que foi encontrado solto. Após um tratamento rápido com a colocação de um mástique, a infiltração foi reduzida



FIG. 3.13 *Campos Novos: armadura dupla próxima às ombreiras*

rupturas inclinadas, que se discutem amplamente no Cap. 8.

Em outubro de 2005, ocorreu um acidente, com a ruptura da junta central de compressão e a sobreposição de uma laje sobre a outra, de aproximadamente 12-15 cm, com distorções na armadura, veda-juntas de cobre danificados e aumento de infiltrações (Antunes Sobrinho et al., 2007).

Por um acidente ocorrido em um dos túneis de desvio, o reservatório de Campos Novos se esvaziou completamente no período de 18 a 22 de junho de 2006. Esse esvaziamento evidenciou ainda mais a ruptura nas juntas centrais verticais, uma ruptura transversal, localizada aproximadamente a 30%-40% da altura e com um comprimento de aproximadamente 300 m. As Figs. 3.14 e 3.15 apresentam aspectos do rompimento das lajes e a deformação das barras da armadura observadas nos sítios afetados.

É importante indicar que a barragem de Campos Novos foi construída em um vale estreito com basalto de granulometria uniforme. Os módulos de compressibili-

dade foram de 50-60 MPa. As infiltrações alcançaram valores de 1.500 ℓ/s quando o reservatório atingiu 93% de sua altura. Medidas corretivas atenuaram levemente essa perda d'água, mas a barragem se comporta bem.



FIG. 3.14 *Ruptura da laje da barragem Campos Novos*



FIG. 3.15 *Ruptura das juntas centrais de compressão da barragem Campos Novos*

3.3.6 Shuibuya (China, 2009)

A Fig. 3.16 ilustra a posição de cada zona na barragem de Shuibuya. A Tab. 3.7 relaciona os materiais utilizados na construção da barragem.

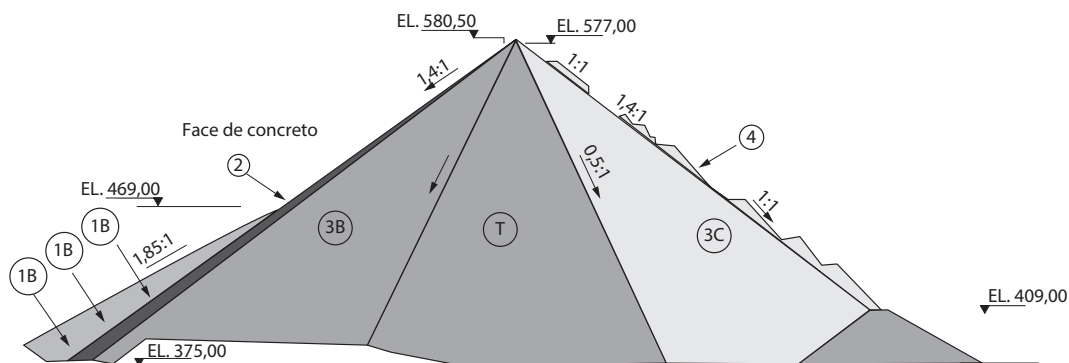


FIG. 3.66 Barragem de La Yesca

TAB. 3.37 Materiais da barragem de La Yesca

Material	Descrição	Designação	Zona	Colocação	Compactação
1	Não coesivo - silte	Material sobre a laje	1A	Camadas de 30 cm	Equipamento de construção
2	Não classificado - Random	Material sobre a laje	1B	Camadas de 30 cm	Compactados com trator
3	Material processado	Sob junta perimetral	2F	Camadas de 30 cm	Rolo vibratório de 12 t, 6 passadas
4	Material processado	Suporte da laje	2B	Camadas de 30 cm	Rolo vibratório de 12 t, 8 passadas
5	Material processado	Transição entre 2B e 3A	3A	Camadas de 30 cm	Rolo vibratório de 12 t, 8 passadas
6	Material aluvial - cascalhos	Aterro principal	3B	Camadas de 60 cm	Rolo vibratório de 12 t, 8 passadas
7	Enrocamento	Aterro central	T	Camadas de 1,00 m	Rolo vibratório de 12 t, 6 passadas
8	Material aluvial misturado com brechas	Aterro de jusante	3C	Camadas de 1,20 m	Rolo vibratório de 12 t, 6 passadas

- É desejável obter o material 2B que se construa processado com tamanho máximo de 10 cm e com um teor de areia que varie entre 35% e 55%, como recomendado pelo consultor James L. Sherard, mas limitando sua fração que passa na peneira nº 200 a 8%. No entanto, granulometrias diferentes têm sido executadas com resultados satisfatórios. Existem materiais, como os basaltos brasileiros e africanos, em que a produção de uma granulometria tipo Sherard é onerosa. Nesses materiais, soluções intermediárias, com teores de areia até 20%, têm resultados satisfatórios.
- Os materiais 3A devem ser projetados como uma transição entre o material 2B e o enrocamento principal 3B. O processamento dessa zona (3A) não é necessário. A experiência prática tem demonstrado que é possível, com uma maior fragmentação, produzir na pedreira o material 3A de tal maneira que sua colocação seja com uma espessura similar à do material 2B.

4 | A Mecânica dos Enrocamentos

O maciço de enrocamento constitui o corpo estrutural da barragem, que garante a estabilidade dos taludes, o controle do fluxo advindo da laje de concreto e da fundação, bem como o suporte da laje de concreto. Trata-se de um material que tem comportamento tão particular que merece, segundo Maranhã das Neves (2002), ser tratado por uma mecânica própria, e não como uma extensão da mecânica dos solos granulares, tais como cascalho e areia.

Nas palavras de Maranhã das Neves (2002), os enrocamentos distinguem-se das areias e cascalhos (ambos são materiais particulados) pelo fato de exibirem fraturação e esmagamento para estados de tensões muito baixas.

Os fenômenos que ocorrem nos contatos entre os blocos são, em particular, determinantes no comportamento mecânico desses materiais. E, muito embora nas análises das estruturas de enrocamento seja quase exclusivamente usada a mecânica dos meios contínuos, só uma abordagem micromecânica pode ajudar a explicar o respectivo comportamento.

Fenômenos como colapso e fluência são muito importantes. No caso de um enrocamento, a alteração do estado das tensões resulta não só numa alteração do volume específico, mas ocorrem

também alterações no material sólido, que se torna outro em resultado da fraturação e do esmagamento.

Prova documental dessas afirmações é mostrada nas Figs. 4.1 e 4.2. A Fig. 4.1 refere-se às variações granulométricas registradas entre o topo e a base de camadas dos enrocamentos compactados de Jaguarã (quartzito) e Foz do Areia (basalto) (De Mello, 1977), em razão não só da separação natural que ocorre ao descarregar o material, como também da quebra de partículas resultantes da atuação do rolo compactador. A Fig. 4.2 mostra as deformações unitárias medidas em ensaios de deformabilidade, com a adição de água às amostras de calcário da barragem de Angostura (Marsal, 1971).

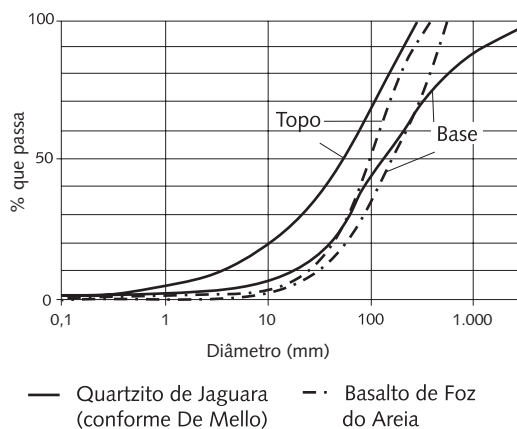


FIG. 4.1 Curva granulométrica de uma camada compactada (Narvaez, 1980)

TAB. 4.1 Velocidades de recalques medidas em BEFCs

Método de construção	Velocidade aproximada dos recalques da crista para barragens de 100 m de altura (mm/ano)		
	Após 5 anos	Após 10 anos	Após 30 anos
Enrocamento compactado	3,5	1,5	0,6
Enrocamento lançado	45,0	30,0	10,0

alcançavam 0,4% a 0,8%, e nos poucos registros disponíveis, chegaram a 1,5% aos 30 anos.

As velocidades médias de deformação ou assentamentos da crista ao longo do tempo, estão na Tab. 4.1.

Penman e Rocha Filho (2000) mostram como os deslocamentos medidos ao longo da face de concreto da barragem de Xingó evoluíram em cerca de seis anos, por causa do rearranjo das partículas, como se observa na Fig. 4.4. Os deslocamentos praticamente dobraram de valor. Esses deslocamentos ocorreram também devido à infiltração de água por haver trincas na laje.

Vale mencionar que a forma do vale tem influência na distribuição das

tensões no maciço de enrocamento, podendo conduzir a um arqueamento do maciço em vales fechados, o qual progressivamente passará por um processo de relaxamento. Nesse caso, os recalques resultantes da fluência podem prolongar-se por mais tempo (Alto Anchicayá e Cethana; Cooke e Sherard, 1987).

4.1 A EVOLUÇÃO DOS MACIÇOS DE ENROCAMENTO

Sem conhecer o passado não é possível compreender o presente e sem rupturas no conhecimento não se evolui e não há futuro.

Vários históricos relativos à evolução das BEFCs têm sido apresentados, podendo-se destacar o Boletim 70 da

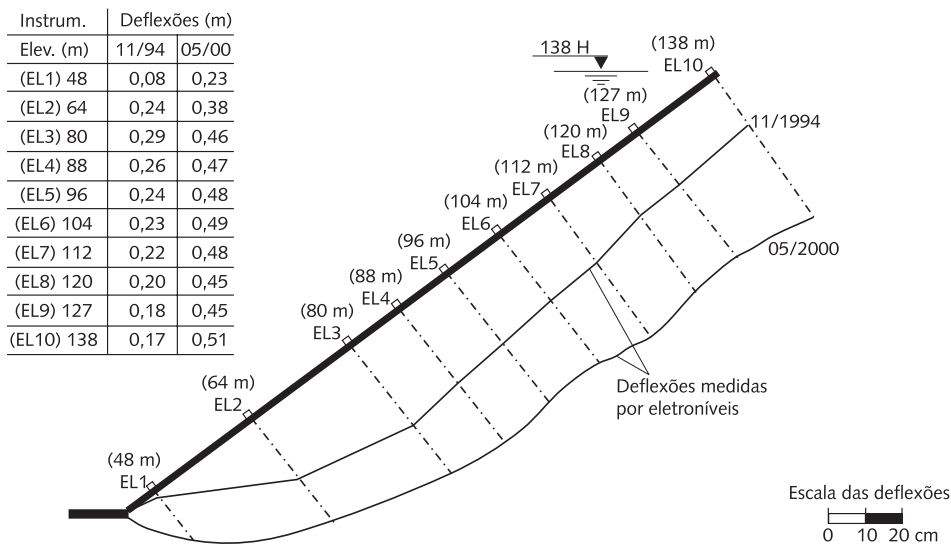


FIG. 4.4 Deformações observadas na laje da barragem de Xingó (Penman & Rocha Filho, 2000)

enrocamento com face de concreto e com núcleo argiloso com alturas de 200 m, e mesmo acima. Mantém, no entanto, a segregação inerente ao processo construtivo ilustrado nas Figs. 4.8 e 4.9.

Cooke e Sherard (1987) sugerem que há benefícios resultantes da segregação no controle do fluxo, porque a água tende a fluir pela base de cada camada, impedindo o desenvolvimento de pressões neutras elevadas na parte inferior da barragem.

A anisotropia inerente aos enrocamentos, no entanto, é desfavorável no caso de eventual fluxo interno, se o enrocamento da barragem ficar sujeito a fluxo durante a construção, no caso de uma cheia atingir a barragem, antes da conclusão da face de concreto (Pinto, 1999; Cruz, 2005). Ver mais detalhes no Cap. 6.

Ainda no tocante aos finos, são da maior relevância as observações de Cooke e Sherard (1987) relativas às condições de trafegabilidade da superfície do enrocamento:

Uma superfície de rolamento estável sob o tráfego de equipamento pesado demonstra que as cargas das rodas estão sendo suportadas por um arcabouço de enrocamento. Uma superfície de construção instável, com

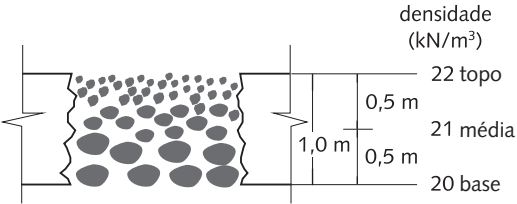


FIG. 4.9 Variação de densidade em uma camada de enrocamento compactado (Cooke, 1984)

os equipamentos deslocando-se com movimentos elásticos (“borrachudos”), formando sulcos e com dificuldades de locomoção, mostra que o volume de finos é suficiente para tornar o enrocamento relativamente impermeável. Quando a superfície é instável, os finos dominam o comportamento do enrocamento, e o maciço resultante pode não ter as propriedades desejadas de uma zona permeável.

4.3 PROPRIEDADES GEOMECÂNICAS DOS ENROCAMENTOS

4.3.1 Fatores intervenientes

Materón (1983) apresenta uma lista de fatores que afetam as propriedades geomecânicas dos enrocamentos (Tab. 4.3).

Por outro lado, a inter-relação desses fatores na natureza é complexa e de difícil interpretação. Não existem regras fixas que permitam generalizar recomendações para aumentar a resistência e diminuir a

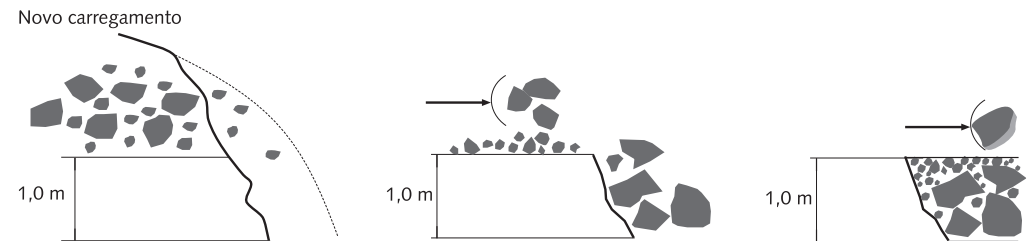


FIG. 4.8 Espalhamento e estratificação do enrocamento compactado (Cooke, 1984)

a pressão. Também é interessante registrar a queda que o ponto de quebra no andamento da deformação como log da pressão fica em torno de 4 a 6 kg/cm².

A Fig. 4.22 mostra a quebra dos blocos de enrocamentos com a compactação na barragem de Shiroro.

4.6 COLAPSO

As Figs. 4.23 e 4.24 mostram o colapso ocorrido quando foi adicionado água ao enrocamento no ensaio oedométrico para uma pressão vertical constante.

O colapso é, na maioria das vezes, o resultado do esmagamento das pontas

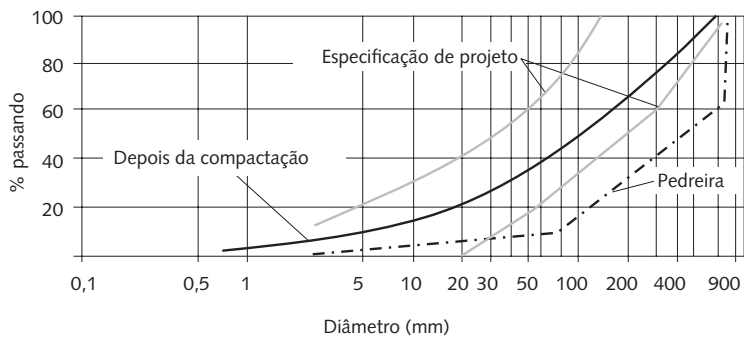
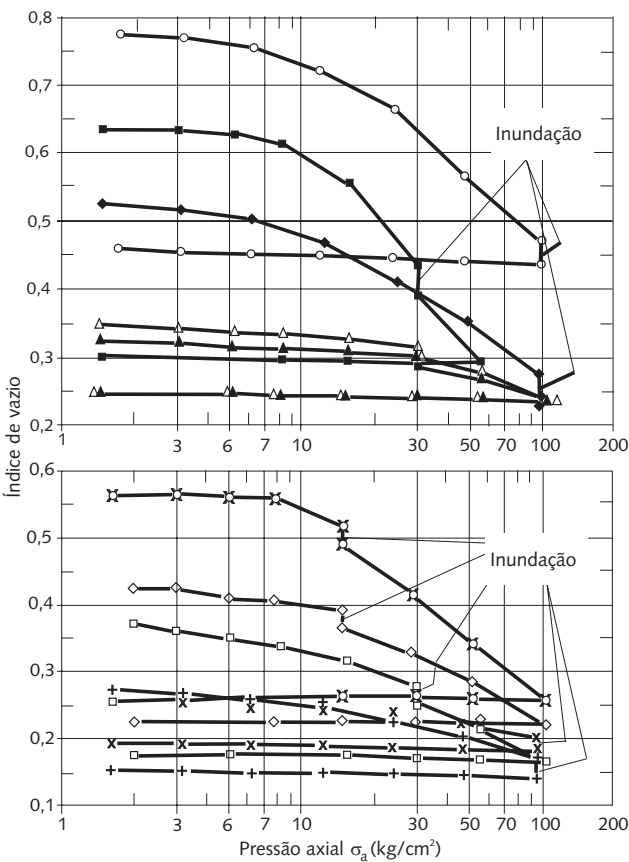


FIG. 4.22 Enrocamento da barragem de Shiroro antes e depois da compactação



Material	Amostra/símbolo
Areia e cascalho/Pinzandarán	1 x
Pedreira nº 1 Barragem El Infiernillo	2 o
Pedreira nº 2 Barragem El Infiernillo	3 ●
Barragem Malpaso	4 +
San Francisco grad. 1	5 Δ
San Francisco grad. 2	6 ▲
Barragem Mica, grad. X	7 □
Barragem Mica, grad. Y	8 ■
Barragem El Granero, grad. A	9 ◇
Barragem El Granero, grad. B	10 ⋈

FIG. 4.23 Colapso em enrocamentos (Marsal, 1973)

5 Estabilidade

5.1 ESTABILIDADE ESTÁTICA

Pode parecer surpreendente para projetistas de barragens de terra, e mesmo de terra-enrocamento, deparar-se com um projeto de uma BEFC de 200 m de altura, no qual não existe nenhuma menção a análises de estabilidade estática dos taludes, item que recebe, em outros projetos de barragens, uma atenção especial por parte dos projetistas.

Cooke e Sherard (1987) discutem o assunto e dizem taxativamente que:

...enrocamentos não podem romper por deslizamento paralelo ao talude e nem por superfícies circulares, se lançados ou compactados em taludes de 1,3(H):1,0(V) ou 1,4(H):1,0(V), que são os taludes usuais em BEFCs. O simples fato de o ângulo de atrito de um enrocamento ser, no mínimo, de 45°, garante a estabilidade.

Enrocamentos são materiais de elevada resistência, estão “secos”, ou seja, não contêm água nos vazios de forma a gerar pressão neutra, como no caso de solos. Se a fundação for em rocha, não há o risco de uma ruptura pela fundação.

E, nesse caso, a ruptura teria de ocorrer ao longo de superfícies paralelas ao talude, ou em superfícies circulares mais profundas, o que não se verificou em nenhuma das mais de 300 BEFCs já construídas.

Um caso de início de ruptura em um talude de enrocamento sujo lançado foi observado num depósito de estéril de uma mina em Poços de Caldas (Cruz, 1996). O material estava sendo lançado num vale, como se vê na Fig. 5.1, e, como o vale se aprofundava, a altura do aterro era crescente. Num determinado momento, começaram a aparecer trincas na superfície, e os operadores dos caminhões se negaram a prosseguir com o lançamento, temendo uma ruptura. Nesse caso, a inclinação do talude era bem superior a 1,3(H):1,0(V). A solução foi suspender o lançamento e dividir a altura do aterro.

Nas BEFCs, após o enchimento, o talude de montante, em geral de mesma inclinação que o de jusante, fica sujeito à pressão estabilizante da água na face da laje de concreto, e é sempre mais estável

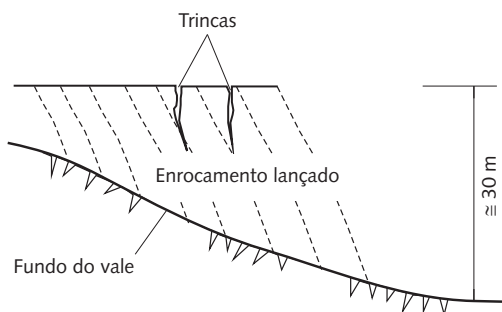


FIG. 5.1 Desenho esquemático do início da ruptura de um enrocamento sujo

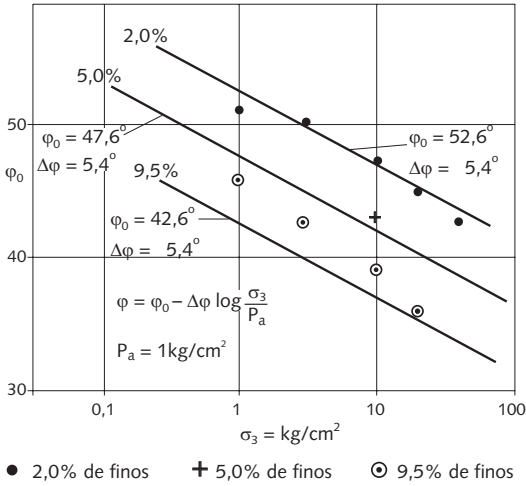


FIG. 5.8 Redução do ângulo de atrito com o aumento da tensão de confinamento em seixos (Romo, 1991)

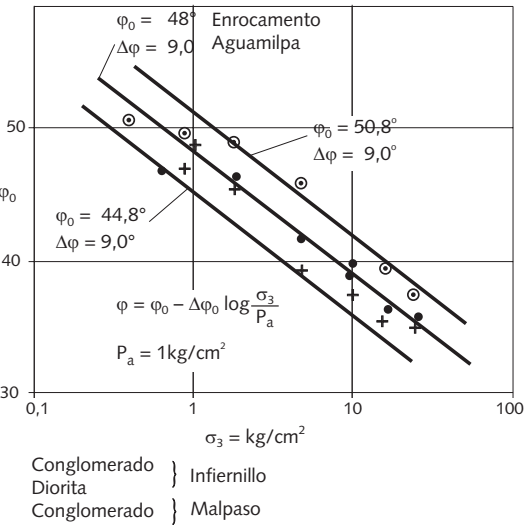


FIG. 5.9 Redução similar observada em enrocamentos (Romo, 1991)

5.4 ANÁLISES DINÂMICAS

Quando as acelerações regionais são altas, é preciso efetuar uma análise dinâmica para prever o comportamento sísmico da barragem. Nessa situação geram-se condições instantâneas ins-táveis que acompanham os intervalos em que as pulsações produzidas pelo

sismo excedem as acelerações seguras. Ou seja, quando o coeficiente de aceleração α é maior que 0,3g usado no cálculo simplificado estático apresentado anteriormente.

Essas acelerações produzem deslocamentos cuja magnitude depende do intervalo de tempo que dura o sismo.

É importante considerar a propagação das ondas geradas, até a fundação da estrutura, pois serão modificados pelas propriedades dinâmicas dos materiais que serão percorridos durante a transmissão até o sítio de localização da barragem.

Para calcular os efeitos dentro da estrutura usam-se programas de elementos finitos, utilizando o módulo de cisalhamento G da barragem, a razão de amortecimento D e a densidade γ para cada elemento definido pela malha de elementos finitos da barragem. Cada elemento do modelo tem propriedades dinâmicas independentes e variáveis, segundo sua posição dentro da barragem.

Com programas especiais, determinam-se os módulos de cisalhamento e as porcentagens de amortecimento para cada material, relacionando-os à deformação unitária mediante um processo de interação que permite obter as relações de cisalhamento módulo-deformação e porcentagem de amortecimento-deformação.

A Fig. 5.10 apresenta valores típicos calculados para a barragem de Santa Juana, Chile.

Na barragem de Aguamilpa, as propriedades dinâmicas dos materiais

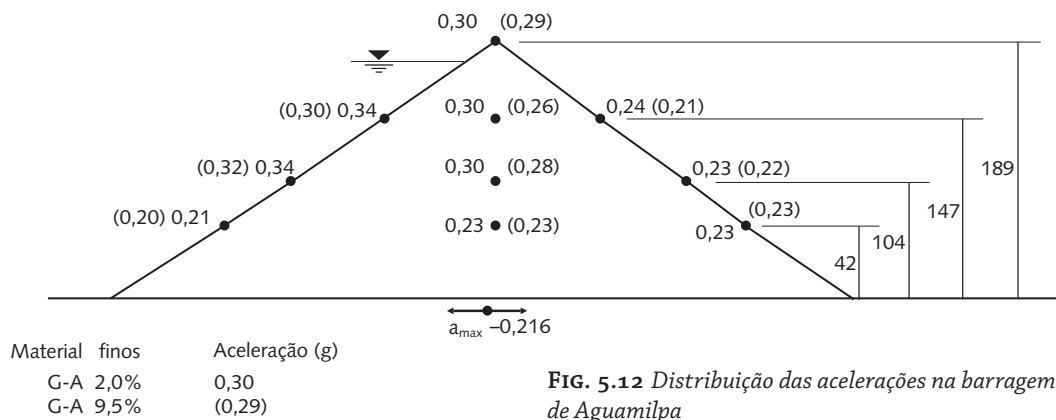


FIG. 5.12 Distribuição das acelerações na barragem de Aguamilpa

de jusante, conhecendo-se a distribuição das acelerações como as indicadas na Fig. 5.12. Utilizando-se o método de Bishop para diferentes círculos de ruptura, obtêm-se os dados representados na Fig. 5.13.

As superfícies de ruptura no talude de jusante são mais críticas, já que a laje comprime a região de montante contra a fundação, proporcionando maior estabilidade após o enchimento do reservatório.

5.7 DEFORMAÇÕES PERMANENTES

Na literatura técnica, existem diferentes métodos para estimar as

deformações permanentes, nos taludes e na crista da barragem, induzidas por sismos (Makdisi e Seed; Newark etc.).

Romo e Reséndiz (1980) propuseram um procedimento que permite calcular a perda da borda livre L por meio da fórmula:

$$L/H^2 = \frac{1}{(B+b) \times \left[\frac{\delta_{max}^{(u)}}{H} + \frac{\delta_{max}^{(d)}}{H} \right]}$$

sendo: H – altura do aterro medida a partir da parte mais profunda da superfície da ruptura; B – largura do aterro na elevação onde a superfície de ruptura

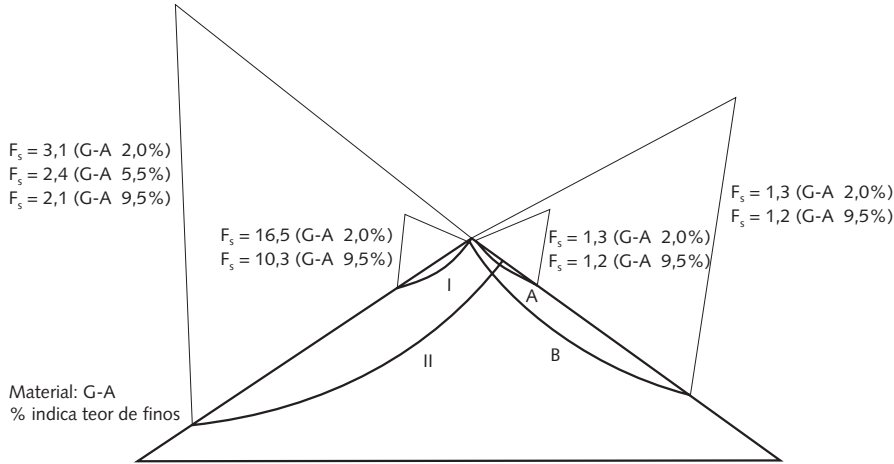


FIG. 5.13 Superfícies de ruptura na barragem de Aguamilpa

6 | Percolação nos Enrocamentos

O fluxo de água em enrocamentos tem merecido a atenção de um grande número de pesquisadores, mas, se comparado a outros temas relacionados a enrocamentos e barragens, suas referências bibliográficas são mais limitadas e, de alguma forma, repetitivas.

Pode-se, por exemplo, mencionar o excelente trabalho de Leps (1973), *Flow Through Rockfill*, publicado no *Casagrande Volume*, que relaciona 20 referências.

No capítulo 15 de Thomas (1976), *Flow Through and Over Rockfills*, aparecem 21 referências bibliográficas e mais 21 citações, algumas de teses de mestrado e doutorado desenvolvidas na Universidade de Melbourne, Austrália.

O assunto é retomado por Pinto (1999), em *Percolação nas Barragens de Enrocamento com Face de Concreto em Construção*, no qual são apresentados dados de um experimento de laboratório. A bibliografia contém três referências apenas, com destaque para Cooke e Sherard (1987) e o clássico trabalho de Leps (1973), já mencionado.

Marulanda e Pinto (2000) – no *J. Barry Cooke Volume CFRD*, Pequim, China – retomam o tema no trabalho *Recent Experience on Design, Construction and Performance of CFRD*, com oito referências.

Cruz publicou dois trabalhos – *Leakage on Concrete Face Rockfill Dams* (2005, *Proceedings International Conference on Hydropower*, Yichang, China) e *Stability and Instability of Rockfills During Throughflow* (2005, revista *Dam Engineering*) – com as referências bibliográficas em número de 20 e 10, respectivamente.

O interesse em analisar o fluxo de água em BEFCs pode ser resumido na frase de Cooke e Sherard (1987): “Outra vantagem do enrocamento compactado em relação ao lançado é a sua capacidade de resistir ao fluxo interno e mesmo ao galgamento, antes do término da construção de uma BEFC”, mas também menciona que “face a um possível galgamento do enrocamento por uma cheia é necessário armá-lo”.

A recente ruptura de parte do enrocamento de jusante da barragem Arneiroz II, no Ceará, em 2003 – repetindo o desastre que ocorreu na barragem de Orós em 1961, localizada a jusante de Arneiroz II e no mesmo rio Jaguaribe –, confirma o conhecido fato de que enrocamentos lançados, e mesmo compactados, são estruturas sujeitas a rupturas quando galgadas. Por outro lado, alguns enrocamentos resistiram ao fluxo interno e ao galgamento, como será visto nos itens 6.3 e 6.4.

A velocidade efetiva é igual à velocidade V dividida pela porosidade n , resultando igual à obtida por Leps:

$$V_v = \frac{C_i^{0,54}}{n} = 0,286 \text{ m/s}$$

Em resumo, Leps (1973), revendo os trabalhos de Wilkins, chegou à seguinte expressão para a velocidade nos vazios:

$$V_v = WR_h^{0,5} i^{0,54} = 53 R_h^{0,5} i^{0,54} \text{ cm/s}$$

Já Marulanda e Pinto (2000) apresentaram a expressão

$$V = C i^{0,54}$$

sendo $C = 5,24$

$nR_h^{0,5} = 1,79 d^{0,5} n\left(\frac{n}{1-n}\right)^{0,50} \text{ m/s}$ para a velocidade média.

Como a velocidade nos vazios é igual a V dividido por n ,

$$\begin{aligned} V_v &= \frac{C}{n} i^{0,54} = 5,24 R_h^{0,5} i^{0,54} = \\ &= 1,79 d^{0,5} e_{0,50} i^{0,54} \text{ m/s.} \end{aligned}$$

6.2 ASPECTOS CRÍTICOS PARA A ESTABILIDADE

6.2.1 Vazões

Enrocamentos são estruturas sujeitas a rupturas se submetidas a fluxo interno acima de um valor crítico, denominado de vazão crítica. Segundo Marulanda e Pinto (2000):

A instabilidade do enrocamento começa pela movimentação dos blocos resultando em escorregamentos rasos na zona de emergência da água que percola. O fenômeno tende a se intensificar com o tempo, porque o fluxo se concentra na área afetada. Formam-se taludes mais íngremes e a seguir rupturas mais profundas podem ocorrer.

O processo instabilizante progride para montante atingindo a crista da barragem e eventualmente evoluindo para uma brecha na barragem.

Um trabalho pioneiro foi o de Olivier (1967), que se concentrou em determinar os taludes estáveis para blocos rochosos lançados em água corrente. A Fig. 6.4 (Thomas, 1976) resume o trabalho de Olivier (1967).

Leps (1973), revendo o trabalho de Olivier, resume as características e os condicionamentos que governam a estabilidade dos taludes de saída da água:

- Propriedades da rocha: peso específico, diâmetro dominante, gradação e forma dos blocos rochosos;
- Densidade relativa do enrocamento;
- Máximo gradiente hidráulico;
- Ângulo de inclinação do talude.

Olivier introduz também um fator de arranjo dos blocos (*packing factor*) que varia de 0,65 para 100% de densidade relativa até 1,60 para densidades relativas de 20% a 30%.

Como se observa na Fig. 6.4, os taludes testados compreendem uma variação muito grande para vazões também grandes, que não são de interesse das BEFCs. Na Tab. 6.2 reproduzimos apenas os resultados dos testes para os taludes de 1(V):1,5(H), que foram os mais íngremes analisados.

Um segundo trabalho no mesmo tema é mencionado por Thomas (1976). Trata-se dos testes realizados por Hartung e Scheuerlein (1970) na Universidade de Munique, os quais propuseram curvas

por V , W_p é substituído por γ_{sub} e F_p por $\gamma_0 i_c$. O gradiente crítico i_c pode ser calculado pela expressão:

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_0} \times (\cos \alpha - \sin \alpha \operatorname{tg} \beta)$$

sendo:

$$\beta = 90 - \alpha - \varphi + \psi$$

ψ é o ângulo do talude de jusante.

Uma vez que o triângulo de vetores é definido, a força de percolação e o gradiente crítico em qualquer outra direção pode ser obtido graficamente, ou pela expressão acima, substituindo α pela nova direção de fluxo α_1 :

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_0} (\cos \alpha_1 - \sin \alpha_1 \operatorname{tg} \beta)$$

sendo:

$$\beta = 90 - \alpha_1 - \varphi + \psi$$

Estabilidade e instabilidade

O gradiente crítico i_c representa a condição limite de estabilidade. Sempre que excedido pelo gradiente atuante, os blocos de rocha começam a ser removidos do talude. Da Fig. 6.8, sabe-se que o gradiente médio atuante no “triângulo” ABC é $i = \sin \psi / \cos(\psi/2)$. O gradiente crítico pode ser calculado, se φ for conhecido. O ângulo φ é uma função da pressão normal efetiva média σ' atuante na base BC do triângulo:

$$\sigma' = \gamma_{sub} h_e/2$$

A envoltória de resistência do enrocamento é:

$$\tau = A\sigma^b$$

e

$$\varphi = \arctg(\tau/\sigma'), \text{ variável com } \sigma'$$

Se o triângulo ABC for relativamente pequeno e φ for calculado para $\varphi'_{médio}$, o

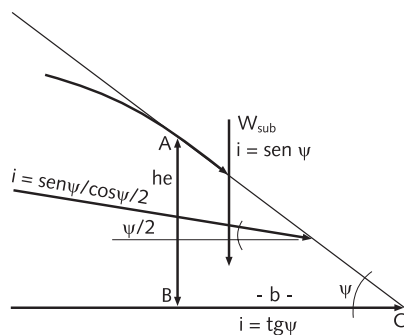


FIG. 6.8 Gradientes de saída na zona de saída do fluxo

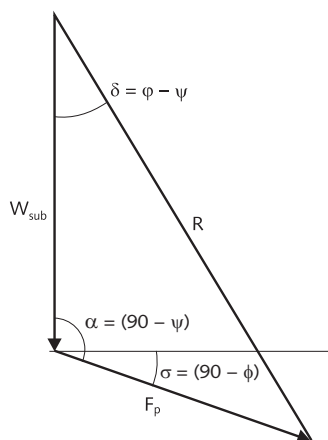


FIG. 6.9 Peso submerso e força de percolação no equilíbrio

i_c pode ser calculado e comparado com i atuante. Uma espécie de fator de segurança ao fluxo pode ser expresso por:

$$FS = i_c/i$$

Aplicação prática

Voltando à Fig. 6.5, a equação de resistência é dada pela expressão:

$$\tau = A\sigma^b$$

$$\tau \cong 1.30 \sigma^{0,80} \text{ MPa}$$

É necessário lembrar que os valores de A dependem das unidades. Se as unidades forem kg/cm^2 ou t/m^2 , os valores de A seriam diferentes. b não é afetado pelas unidades. Das redes da Fig. 6.6, os valores

7 Tratamento das Fundações

Os critérios de projeto para as fundações das barragens de enrocamento compactado com face de concreto têm evoluído diante da experiência acumulada na construção das barragens durante os últimos 35 anos.

A discussão desses critérios que se faz a seguir representa as últimas aplicações práticas de projetos após a análise das barragens descritas no Cap. 3 e outras barragens construídas em vários continentes.

7.1 FUNDAÇÃO DO PLINTO

Tradicionalmente o plinto é apoiado em rocha dura, sã, não erodível, o que permite sua consolidação e seu tratamento à base de injeções. Todavia, a experiência tem mostrado que é possível fundar o plinto em rochas de qualidade inferior, quando se adotam medidas preventivas que protejam a fundação de erosões, reduzindo os gradientes hidráulicos e revestindo as zonas potencialmente erodíveis com filtros, gunita ou concreto projetado.

Durante a construção da barragem de Alto Anchicayá (140 m - Colômbia), a localização do plinto foi otimizada, tratando-se de colocar as zonas de maior pressão hidrostática dentro da rocha mais

competente. A fundação da barragem consistia de um conjunto de xistos formando sinclinais e anticlinais, como se apresenta esquematicamente na Fig. 7.1.

O plinto inferior foi posicionado no chert (*lidita*), e a parte mais alta, onde a pressão do reservatório era menor, foi colocada sobre xistos cloríticos e calcários de qualidade inferior, com a utilização de filtros a jusante.

Na barragem de Salvajina (148 m, Colômbia), o plinto foi colocado em diferentes formações rochosas (Sierra; Ramirez; Hancelas, 1985), projetando-se dimensões e gradientes variáveis conforme indicado na Fig. 7.2.

O conceito de plinto externo e interno foi proposto por Barry Cooke para otimizar as escavações a montante do plinto, tornando-as mais econômicas, e cumprir com os gradientes requeridos, colocando parte do plinto dentro da barragem.

Inicialmente a definição da cota de fundação era determinada por um geólogo experiente que, baseado na observação de vários furos de sondagem definia um alinhamento tentativo. Com a introdução da classificação geomecânica das fundações, os critérios de posicionamento do plinto têm sido aprimorados seguindo regras bem definidas,

Os critérios utilizados para definir o plinto estão relacionados na Tab. 7.2 (ver Fig. 7.2 para os diferentes trechos geológicos).

Na barragem de Pichi Picún Leufú (50 m, Argentina) foram estabelecidos critérios de gradiente segundo o grau de erodibilidade em que foi classificada

a fundação. A Tab. 7.3 resume estes critérios.

7.2 ESTABILIDADE DO PLINTO

A escavação para a localização do plinto deve ser executada cuidadosamente para evitar sobre-escavações. Geralmente, quando a fundação não é

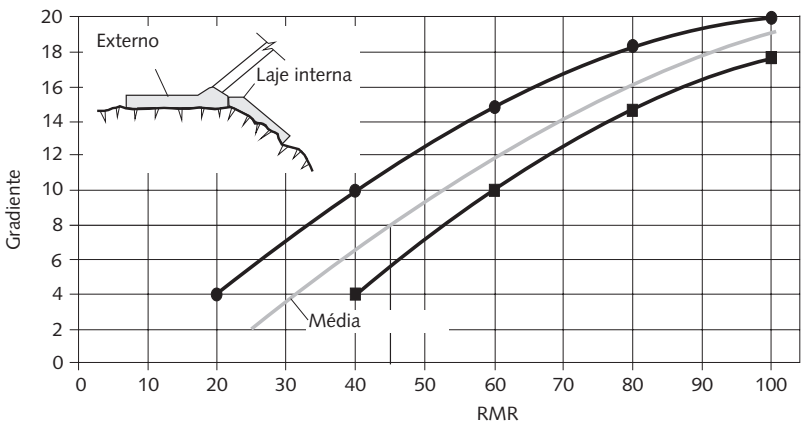


FIG. 7.3 Projeto do plinto com extensão interna da base

TAB. 7.2 Critérios do projeto do plinto (Sierra, Ramirez & Hacelas, 1985)

Tipo de fundação	Descrição	Máximo gradiente hidráulico		Largura da base (m)
		Aceitável	Atual	
Projeto original	Rocha dura injetável	18	–	4 – 8
I	Rocha sã	18	17,5	6 – 8
II	Rocha muito fraturada	9	6,2	15 – 23
III	Rocha sedimentar muito alterada	6	3,1	15 – 18
IV	Solo residual de rocha muito alterada	6	1,3	13 – 14

TAB. 7.3 Critérios de gradiente segundo a erodibilidade da fundação

A	B	C	D	E	F	G	H
I	Não erodível	1/18	>70	I – II	1 – 2	<1	1
II	Pouco erodível	1/12	50 – 70	II – III	2 – 3	1 – 2	2
III	Medianamente erodível	1/6	30 – 50	III – IV	3 – 5	2 – 4	3
IV	Muito erodível	1/3	0 – 30	IV – VI	5 – 6	>4	4

- A – Tipo de fundação
B – Classe de fundação
C – Gradiente: largura do plinto/carga da água
D – RQD em %
E – Grau de alteração: I – rocha sã; VI – solo residual
F – Grau de consistência: 2 – rocha dura; 6 – rocha friável

- G – Macrodescontinuidades por 10 m
H – Classes de escavação:
1 – requer desmonte a fogo
2 – requer rippers pesados e algum fogo
3 – escavada com rippers leves
4 – escavada com lâmina de trator

compactação dos materiais de transição, a fundação será escavada de modo a proporcionar uma geometria que facilite a execução dos trabalhos.

A presença de bandas de rocha com materiais erodíveis requer tratamentos especiais. Geralmente, na zona da posição das transições (2B e 3A), escava-se o material erodível até uma profundidade equivalente a duas vezes a largura, preenchendo-se com argamassa ou concreto projetado. Se a banda erodível se estende a jusante, o tratamento pode continuar com a cobertura de concreto projetado até 10 m a jusante do plinto, protegido por filtros que evitem a migração de finos. Caso necessário, esses filtros se prolongam até 40% da altura do reservatório H.

7.4 FUNDAÇÃO DOS ATERROS

7.4.1 No leito do rio

Quando existem depósitos aluviais no leito do rio, estes são investigados para detectar a presença de bolsões de materiais finos (siltes, areias finas, argilas), que requerem escavação por serem potencialmente sujeitos à liquefação, no caso de um sismo. Geralmente esses depósitos são escavados para a fundação do plinto e das zonas de transição 2B e 3A até uma distância de 30 m a jusante do plinto. Quando existem concavidades no leito rochoso preenchidas com materiais aluviais, estes podem permanecer, já que estão confinados pela mesma rocha.

Quando os depósitos aluviais são muito profundos ou as configurações do vale são muito amplas, os plintos

podem ser fundados diretamente sobre os seixos do leito do rio, articulando-se o plinto para acomodar os potenciais movimentos diferenciais, e utilizando-se uma parede-diafragma para impermeabilizar os estratos aluviais.

As barragens com plintos articulados e com paredes diafragmas têm sido construídas sobre fundações compressíveis há mais de 50 anos. A literatura técnica informa que a barragem de Campo Moro II (Itália) tinha um plinto desse tipo e foi construída no ano de 1958. Na China, existem mais de 8 barragens com plintos articulados sobre paredes diafragmas em materiais compressíveis. A barragem de Kekeya encontra-se em funcionamento desde 1982, com excelente comportamento. A barragem de Hengshan (120 m) tem um plinto sobre uma barragem de seixos com núcleo impermeável, com excelente funcionamento.

No Chile foram construídas as barragens de Santa Juana (110 m) e Puclaro (85 m), sobre materiais aluviais, com excelente comportamento. Essa experiência abriu as portas para a construção de novas barragens sobre materiais aluviais nas proximidades dos Andes, já tendo sido construídas as barragens de Los Molles e Potrerillos, na Argentina, onde também se finaliza a barragem de Caracoles e se iniciou a construção da barragem de Punta Negra, na província de San Juan. No Peru, foi construída a barragem de Limón, do projeto Olmos.

A Fig. 7.6 apresenta o sistema de plinto articulado da barragem de Santa Juana (Chile).

8 O Plinto, a Laje e as Juntas

8.1 PLINTO

8.1.1 Conceito do projeto

A principal função do plinto é o controle da percolação e dos gradientes hidráulicos na fundação. De acordo com Cooke (2000b), “o plinto, juntamente com a junta perimetral, é a conexão impermeável entre a fundação e a face de concreto”. A estrutura do plinto é normalmente assente em rocha sã, competente e injetável, sendo o tratamento efetuado por meio de uma cortina de injeção. Entretanto, há casos de plintos executados em rocha alterada ou saprolito, tratados com concreto projetado e filtro invertido no trecho de jusante; ou fundação em aluvião, vedada pela execução de parede-diafragma.

Recentemente as estruturas de plinto possuem uma laje de montante que é utilizada como base para a montagem dos

equipamentos para os serviços de injeção. Há também o recurso de montagem de plataformas para a execução da cortina de injeção, nos casos de região de ombreiras com taludes abatidos. Uma laje interna também pode ser requerida para garantir o controle dos gradientes hidráulicos.

8.1.2 Largura

No projeto de dimensionamento do plinto, devem ser considerados os seguintes fatores:

- gradientes hidráulicos;
- características geológicas da fundação;
- geometria da fundação (topobati-metria).

Sob o ponto de vista construtivo, uma largura mínima de 3,0 m (a partir do ponto “x”; Fig. 8.1), deve ser especificada para permitir os serviços de execução

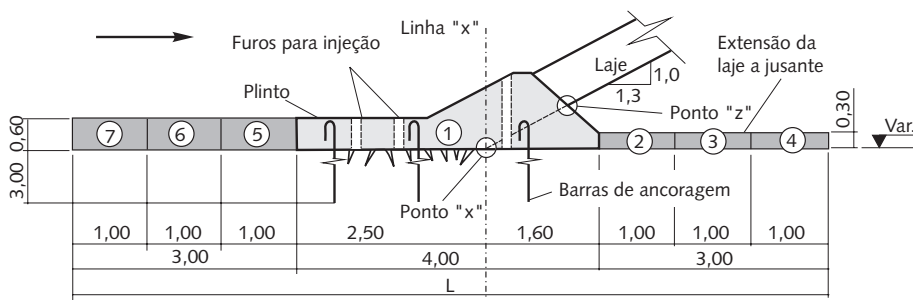


FIG. 8.1 Dimensões das lajes do plinto das barragens de Barra Grande (185 m, 2005) e Campos Novos (205 m, 2005) (Engevix)

- Colocação de areia siltosa ($\varnothing$ máx. 1,0 mm) sobre a junta perimetral;
- Colocação de veda-juntas (simples) de fundo (cobre) sobre manta de PVC e berço de concreto asfalto;
- Construção da camada de filtro a jusante ($\varnothing$ máx. 38 mm - zona 2A).
- **TSQ1** (178 m, 2000) – conceito de múltipla proteção (Fig. 8.13).

- Aterro de montante sobre a junta perimetral;
- Colocação de cinza volante protegida por manta geotêxtil e uma placa metálica (perfurada) – solução aplicada nas juntas verticais nas zonas de tração (ombreiras);
- Colocação de duplo veda-juntas de cobre: i) de fundo sobre manta de PVC e berço de concreto asfalto; ii) no trecho central da junta perimetral;

- **Barragem de Shuibuya** – novo conceito de junta perimetral (Fig. 8.14).

Na barragem de Shuibuya (233 m, China, 2007), foi adotado um novo conceito de múltipla proteção, constituída de uma junta

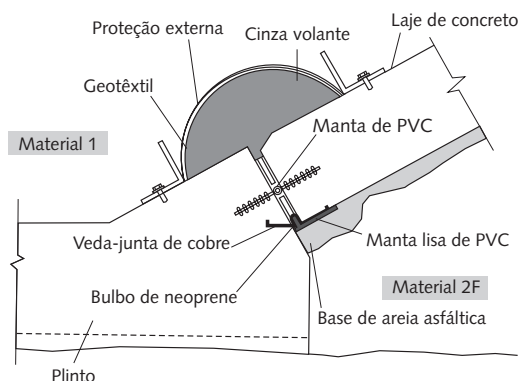


FIG. 8.11 Junta perimetral: conceito de múltipla proteção – Uso de fly ash como alternativa ao mástique (Aguamilpa, México) (Gómez, 1999)

interna corrugada protegida por material elástico (GB), e um cilindro de borracha sintética, todos protegidos externamente por uma manta de PVC (Fig. 8.14A). Um conceito semelhante foi recentemente aplicado nas BEFCs de Bakún (205 m, Malásia) e de Mazar (170 m, Equador), na ombreira direita (Fig. 8.14B). Na ombreira esquerda e região da calha do rio adotou-se a junta de cinza volante (El Cajón).

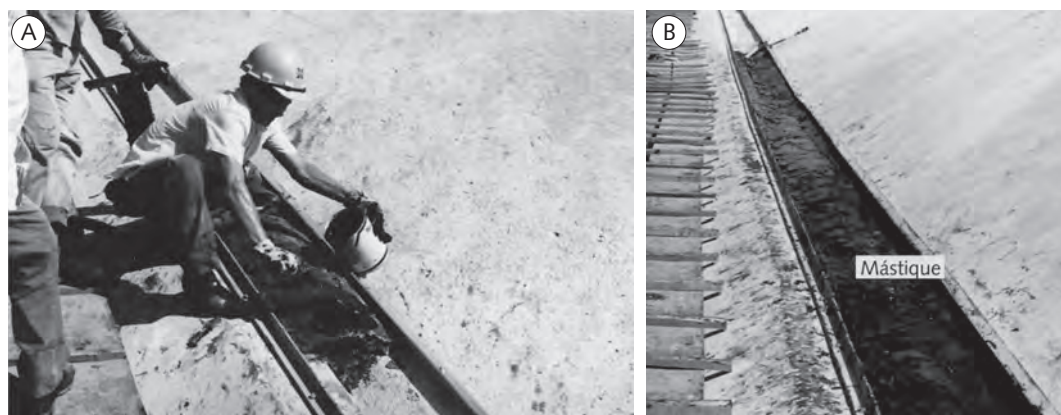


FIG. 8.12 Barragem de Xingó: A) junta perimetral; B) aplicação de mástique

de material compressível de modo a permitir a movimentação das juntas submetidas a esforços de compressão no sentido do vale.

8.3 PROJETO DA ARMADURA

A porcentagem de ferragem tem sido fixada empiricamente nos projetos das BEFCs. A principal preocupação dos projetistas é garantir a estanqueidade pela minimização de trincas e manter a integridade da laje quando submetida a esforços de compressão e flexão, em consequência das deformações do enrocamento.

A seguir, são apresentados alguns critérios empiricamente adotados:

- Aplicação de 0,4% a 0,5 % (vertical) e de 0,3% a 0,35% (horizontal) de aço em cada direção, em forma de malhas, com exceção da região próxima ao plinto e ombreiras, onde geralmente se especifica 0,4%;
- Eliminação do transpasse de uma laje para a outra por meio das juntas verticais;
- Colocação de armadura dupla anti-tilasqueamento;
- Colocação de armadura dupla (0,4% em ambas direções) em uma faixa de 10 a 15 m ao longo do plinto (TSQ1, Barra Grande, Campos Novos).

Na Tab. 8.2 é apresentada uma lista cronológica das principais BEFCs com os critérios de projeto adotados.

Na BEFC de Chaglla, dois conceitos de veda-juntas foram propostos pela projetista para mitigar tensões verticais: um material corrugado colocado no topo

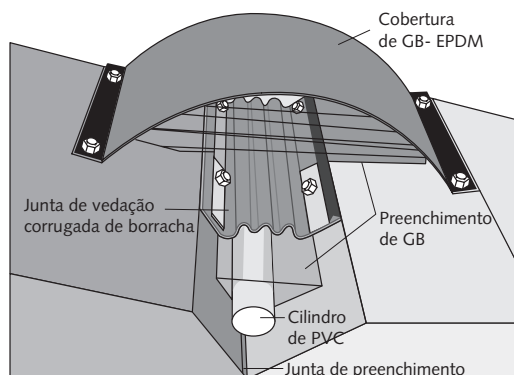


FIG. 8.21 Veda-junta GB em Nam Ngum 2

da junta, com 30 cm de extensão, e uma junta de cobre em forma “D” no fundo, de modo a permitir deslocamentos de 25,2 cm entre juntas e a mitigar os esforços de tensão (Fig. 8.22).

Nas juntas de compressão, EPDM foi projetado entre elas, permitindo deformações de 50% (em sua espessura) quando submetido a esforços de 17 MPa (Fig. 8.23).

Na BEFC de Reventazón (130 m), atualmente em construção, foram colocados, nas zonas de tensões e nas ombreiras, com o objetivo de atenuar esforços e evitar rupturas do concreto durante terremotos, 10 mm de um material deformável ao longo das juntas (Fig. 8.24). Na parte superior da junta, uma manta flexível de EPDM e a colocação *fly ash* (pozolana) completam o projeto da junta.

8.4 CONCEITOS ATUAIS DE JUNTAS

8.4.1 Materiais de juntas

Os vários materiais utilizados em veda-juntas incluem policloreto de vinilo (PVC), borracha sintética, cobre, aço inoxidável e selos de plásticos.

9 | Instrumentação

A monitoração de qualquer barragem é obrigatória, porque as barragens mudam com o tempo e podem apresentar defeitos. Não há substituto para uma vigilância sistemática e inteligente. (Peck, 2001)

A instrumentação de uma BEFC deve ser orientada para questões específicas ou para atender ao critério do projeto. Cooke (2000a) apresenta uma lista de fatores inerentes à segurança das BEFCs: i) todas as zonas do maciço de enrocamento localizam-se a jusante das águas do reservatório; ii) a carga d'água na face de concreto atinge a fundação a montante do eixo da barragem; iii) subpressão e pressão neutra não são atuantes; iv) a elevada e confiável resistência do enrocamento; v) a elevada resistência do enrocamento a ações sísmicas; vi) o zoneamento do enrocamento é favorável ao fluxo interno.

Todos esses fatores relativos à segurança já haviam sido enunciados por Cooke e Sherard (1985). Uma revisão atualizada é apresentada no Cap. 2. Mesmo antes destes trabalhos, o advento da compactação do enrocamento desde a década de 1970, e a construção da barragem Cethana tiveram um papel importante na consolidação de

uma prática de engenharia. Até hoje, somente uma BEFC (Gouhou, China, 71 m) rompeu, em agosto de 1993, após o enchimento do reservatório (Yuan; Zhang, 2004). Recentemente ocorreu a ruptura de uma barragem nos Estados Unidos, relatada por Qian (2008) (ver Cap. 10).

Entretanto, trincas e mesmo rupturas da laje e vazão significativas foram registradas, como nos casos de Alto Anchicayá (1974), Shiroro (1984), Golillas (1984), Aguamilpa (1993), Xingó (1994), Itá (1999), Itapebi (2002), Barra Grande (2005), Campos Novos (2005) e Mohale (2006). Mesmo considerando que as condições de segurança não foram afetadas no caso das BEFCs mencionadas, a engenharia tem se empenhado grandemente para explicar esses acontecimentos não previstos, no sentido de preservar a laje de concreto de problemas futuros e reduzir as vazões, que sempre representam uma perda.

Por outro lado, no desempenho favorável das BEFCs, como Cethana (110 m), Alto Anchicayá (140 m), Foz do Areia (160 m), Aguamilpa (187 m) Tianshengqiao 1 (TSQ1, 178 m) e as atuais Barra Grande (185 m), Campos Novos (202 m), Bakún (205 m), Shuibuya (233 m) e La Yesca (220 m), e na previsão de futuras

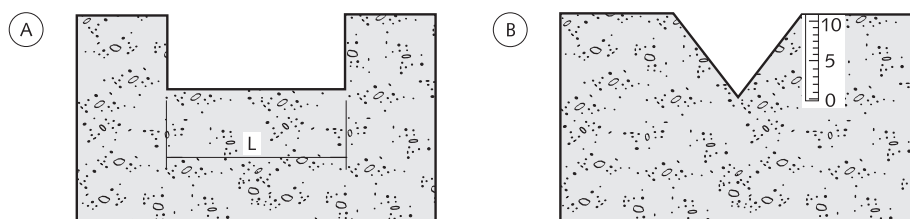


FIG. 9.7 Medidores de vazão: (A) retangular; (B) triangular (Silveira, 2006)

chicayá (1.800 ℓ/s), Shirodo (1.800 ℓ/s), Golillas (1.080 ℓ/s), Itá (1.730 ℓ/s), Itapibi (900 ℓ/s), Barra Grande (1.100 ℓ/s) e Campos Novos (1.300 ℓ/s). Os tratamentos adotados foram: lançamento de areia siltosa na face de concreto e reparos na laje de concreto, que reduziram as vazões substancialmente para cerca de 100 a 300 ℓ/s , na maioria das barragens (ver também Cap. 6).

O controle da vazão é uma medida importante para avaliar o desempenho da face de concreto, pois é sensível à ocorrência de trincas, ou mesmo de rupturas.

As Figs. 9.8 e 9.9 mostram, respectivamente, os medidores de vazão de TSQ1 (final da construção) e Campos Novos.

9.1.6 Deslocamentos da laje e medidas de tensões

Os deslocamentos da laje passaram a

merecer mais atenção após a ocorrência de lasqueamento (*spalling*) e rupturas da face de concreto de algumas BEFCs. É importante medir os deslocamentos da laje praticamente a partir de sua execução, e não somente durante o enchimento do reservatório.

A instalação de *strain gauges* para verificar as tensões atuantes nas lajes centrais acopladas a eletrônives ao longo da face pode fornecer informações interessantes. Em algumas BEFCs, inclinômetros embutidos na face de concreto também foram utilizados para o monitoramento das deflexões da laje.

- i) **Eletronível** – É um equipamento simples e relativamente barato, e tem sido utilizado em BEFCs mais recentes para medir os deslocamentos da face. Consiste em uma cápsula de vidro parcialmente



FIG. 9.8 TSQ1: medidor de vazão antes do enchimento do reservatório (out./2000)



FIG. 9.9 Campos Novos: medidor de vazão em operação (out./2007)

utilizam-se também termômetros embutidos no concreto.

- iv) **Medidores triortogonais de juntas** – Esses medidores, em arranjos de 1 m em cada uma das três direções, têm sido comumente instalados para medir os deslocamentos da junta perimetral e a deformação da laje. Os deslocamentos medidos são: (1) deslocamentos perpendiculares à junta perimetral, ou seja, o fechamento ou a abertura da junta entre o plinto e a face de concreto; (2) deslocamentos paralelos à junta perimetral, ou seja, recalques ou elevação da laje; (3) deslocamentos tangenciais ao plano da junta perimetral, ou seja, deslocamento para cima ou para baixo ao longo da junta perimetral (deslocamento de cisalhamento).

A maioria desses equipamentos localiza-se sob a areia siltosa e o aterro de montante. Nas Figs. 9.13



FIG. 9.13 Medidor triortogonal na barragem de Xingó

e 9.14 são apresentados detalhes dos medidores triortogonais instalados em Xingó e El Cajón, respectivamente.

- v) **Medidores de juntas (simples)** – São instalados na face de concreto para monitorar a abertura das juntas verticais próximas às ombreiras. A abertura e o fechamento das juntas (acima do nível d'água) podem ser medidos com pares de pinos de aço inox.

9.1.7 Cabine de instrumentação permanente

Nas cabines de instrumentação permanentes construídas nas bermas do talude de jusante são instalados os painéis de leitura e o equipamento de leitura das células hidráulicas (caixas suecas), células de pressão total, piezômetros elétricos e extensômetros. Condições de acesso seguro, tais como escadas e degraus, devem ser instaladas para a equipe de instrumentação. Os eletrônicos e os inclinômetros podem ser lidos na área da crista da barragem ou em painéis es-



FIG. 9.14 Medidor triortogonal na barragem de El Cajón

10 | Desempenho das BEFCs

Segundo a publicação *Water Power and Dam Construction Yearbook 2013*, existem hoje no mundo 411 BEFCs (com altura superior a ~30 m), das quais 172 estão na China e 11 no Brasil.

Se o desempenho das BEFCs for enfocado sob a ótica dos acidentes que evoluíram para ruptura, segundo um levantamento feito por Qian (2008), dos 48 casos de ruptura registrados a partir de 1860, considerando praticamente todos os tipos de barragens, apenas dois casos ocorreram em barragens do tipo BEFC. O primeiro caso foi em 1993, na barragem de Gouhou (71 m, China), construída com cascalho arenoso, devido a um fluxo interno, seis anos após o término da construção. O segundo ocorreu em 2005, na barragem de Taum Sauk (29 m, EUA), devido a galgamento 42 anos após a construção por problemas na operação do reservatório.

Descartada a questão das rupturas, já discutida nos Caps. 4, 5 e 6, outro tópico relacionado ao desempenho das BEFCs são os eventuais acidentes, que são mencionados e discutidos em outros capítulos deste livro (BEFCs de Mohale, Paradela e New Exchequer, entre outras). Graças à facilidade de comunicação existente hoje e ao grande número

de congressos, simpósios, conferências e *workshops*, além de periódicos e publicações que circulam rapidamente pelo mundo das barragens, em particular das BEFCs, praticamente não há dados novos. Qualquer acidente com uma barragem, em qualquer parte do mundo, em questão de horas já ocupa os e-mails dos especialistas; em questão de dias, os relatos dessas ocorrências são disponibilizados para os comitês nacionais de barragens; em questão de meses, um conjunto de artigos sobre o problema é publicado em algum congresso nacional ou internacional. Os procedimentos dos reparos são divulgados nos seus detalhes, e passado um ou dois anos do acidente, os proprietários, projetistas e consultores já estarão publicando o que foi feito e mostrando que o desempenho da barragem atende aos usuais critérios de projeto e de segurança da BEFC.

Mas notícias sobre o desempenho dessas ou de outras barragens, no tempo, são bem mais raras e a obtenção de tais informações depende de um número restrito de pessoas com acesso aos registros de instrumentação e ao próprio local das obras. Isso é lamentável porque BEFCs são projetadas para durar, razão pela qual merecem tantos cuidados.

os deslocamentos horizontais medidos praticamente nos mesmos pontos das células de recalque das Figs. 10.1 a 10.4, na barragem de Campos Novos. Na cota mais baixa, os deslocamentos durante a construção foram quase sempre para montante, mas as placas de medida também estavam localizadas do eixo da barragem para montante.

Já no segundo nível, as placas indicam deslocamentos para montante e jusante, o mesmo ocorrendo no terceiro nível. Na maior cota, os deslocamentos das duas placas são para jusante.

Esses movimentos são previsíveis por modelagem matemática, como será discutido no Cap. 11.

Durante o enchimento do reservatório, há uma reversão dos deslocamentos, que é sempre a jusante. É interessante notar que nas cotas superiores ocorreu uma nova inversão dos deslocamentos, após o rebaixamento do nível d'água.

Assim como no caso dos recalques, os deslocamentos ocorrem quase concomitantemente com a subida do aterro e do nível d'água, e, em seguida, entram num processo de deformação lenta.

10.4 DESLOCAMENTOS COMBINADOS

Compondo-se os deslocamentos verticais com os horizontais, é possível conhecer as resultantes no plano da seção transversal, como se observa na Fig. 10.16, relativa à barragem de Itapebi.

Como parte da barragem é apoiada em aluviões, há uma tendência de os maiores deslocamentos se transferirem

para jusante, como se observa na seção A da Fig. 10.16.

Comparando-se os deslocamentos verticais com os horizontais, verifica-se que há uma predominância dos primeiros sobre os segundos. Essa é uma tendência geral em qualquer BEFC.

10.5 DESLOCAMENTO DA LAJE

Os deslocamentos da laje ocorrem em decorrência dos deslocamentos do maciço de enrocamento, porque se trata de uma membrana apoiada num maciço sem qualquer vínculo lateral. A laje é simplesmente encostada no plinto por meio da junta perimetral. As restrições aos deslocamentos na direção do vale, impostas pelo muro-parapeito, são praticamente inexistentes, porque o muro acaba sofrendo os mesmos movimentos da laje. E, como a laje tende a fletir no trecho central e no topo, seguindo os deslocamentos do maciço, há uma tendência de abertura das juntas traçionadas e do fechamento das juntas centrais na área comprimida.

Esses movimentos ficam bem claros nas medidas realizadas em alguns pontos de junta perimetral da laje da barragem de Foz do Areia (Fig. 10.17).

Todos os medidores indicaram movimentos de separação, recalque e cisalhamento no sentido ascendente, como se observa na Fig. 10.17B. Os medidores de cisalhamento localizados nas partes mais íngremes (El. 662-666) danificaram-se neste período.

A Fig. 10.17C mostra a situação, quando a maior parte dos medidores

deslocamentos como atestado pelas paralisações. Na barragem de Xingó, por exemplo, os deslocamentos praticamente dobraram num período de seis anos (ver Fig. 4.4).

A evolução dos deslocamentos durante e após o enchimento pode ser

observada na Fig. 10.22, relativa à barragem de Foz do Areia.

No caso de Foz do Areia, os incrementos da deformação da laje foram menos pronunciados. A célula 1-21 passou de 50 cm para 52 cm; a 7-27, de 65 cm para 70 cm; a 13-33, de 69 cm para 77 cm, e

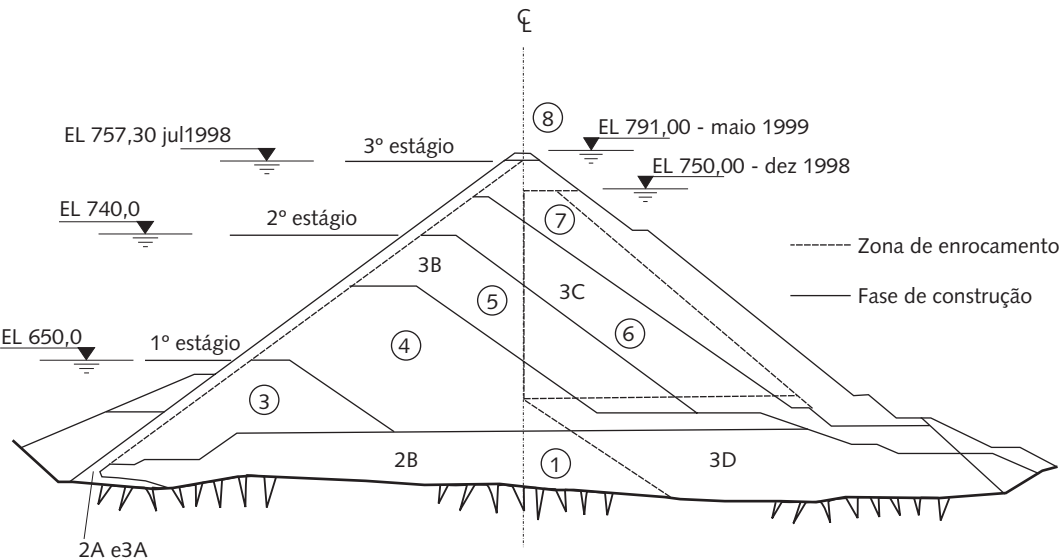


FIG. 10.21 Fases do alteamento da barragem TSQ1 (Guocheng & Keming, 2000)

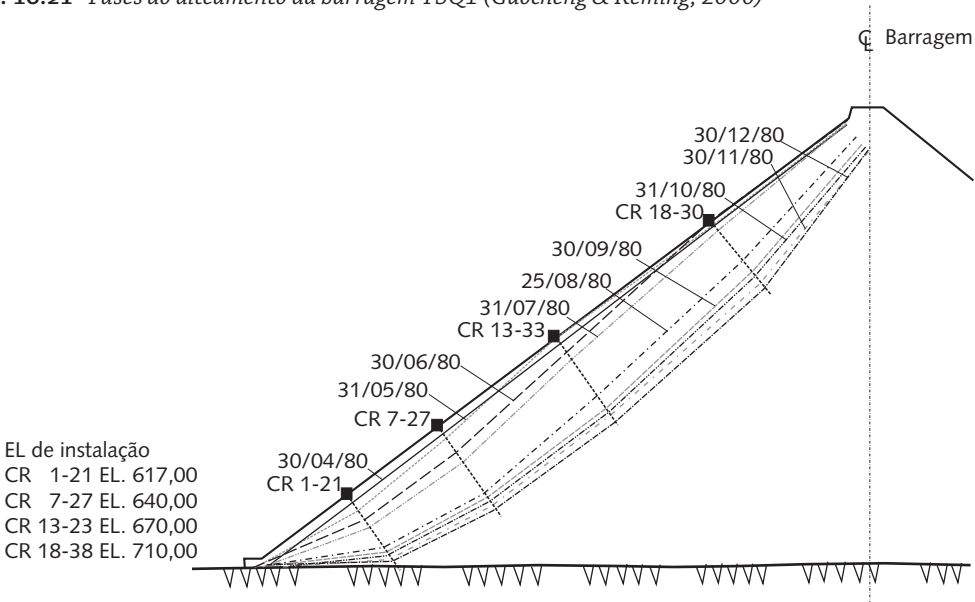


FIG. 10.22 BEFC de Foz do Areia: laje da face – deformação após o enchimento do reservatório (Pinto, Materón & Marques Filho, 1982)

11 | Análise Numérica e suas Aplicações

Os laços de amizade e colaboração entre o Brasil e a China no campo das BEFCs levou os autores a convidarem o Dr. Xu Zeping a colaborar na elaboração deste livro. Escolheu-se o presente capítulo sobre Métodos Numéricos, por se tratar de um tópico que poderia ser discutido de forma isolada, sem a interdependência dos assuntos abordados nos demais capítulos. No final, incluímos alguns resultados de análises por elementos finitos referentes às barragens brasileiras de Itá, Itapebi, Machadinho, Barra Grande e Campos Novos.

BEFC é um tipo de barragem que utiliza o enrocamento como estrutura de apoio, e lajes de concreto a montante como elemento de vedação. As modernas BEFCs construídas com camadas delgadas de compactação começaram pelos anos 1970. Em menos de 30 anos, ocorreu um progresso acelerado no projeto e na construção das BEFCs.

Num primeiro estágio de desenvolvimento, o projeto dessas barragens era empírico, ou seja, baseado em experiências prévias e no julgamento dos engenheiros. Pouca pesquisa sistemática era realizada. Nos anos 1980 e 1990, engenheiros da China, do Brasil, do México e da Austrália conduziram uma série de

trabalhos de pesquisa na área de ensaios de enrocamentos, análises de deformação, estruturas de controle etc.

O projeto das BEFCs vem gradativamente mudando de uma situação de julgamento de engenheiros para uma situação que contempla análises técnicas e pesquisas mediante ensaios.

As primeiras análises das BEFCs utilizaram basicamente modelos lineares elásticos, e a maioria das análises era em 2D. Mais recentemente, análises não lineares são normalmente realizadas, e os principais recursos de análise são o método dos elementos finitos (MEF) e o método das diferenças finitas.

Para BEFCs, as características de tensões e deformações do enrocamento e da laje de concreto são as mais importantes no contexto da segurança da barragem e seu desempenho. Nos últimos anos, as alturas das barragens têm se tornado cada vez maiores; a topografia e as condições geológicas da fundação das barragens, mais e mais complicadas, o que tem oferecido um número crescente de desafios à modelagem teórica e aos métodos numéricos de análise das barragens.

Para barragens altas, como se pode prever as tendências das deformações? Otimizar o projeto e melhorar o estado

incluindo o modelo de Lade-Duncan e o modelo de Shen Zhujiang (China).

A dupla superfície de plastificação sugerida por Lade é:

$$f_1 = I_1^2 + 2I_2 \quad f_2 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^m$$

onde: I_1 , I_2 e I_3 são o primeiro, o segundo e o terceiro invariantes, respectivamente; f_1 e f_2 representam a superfície de plastificação e a superfície de cisalhamento, respectivamente.

A dupla superfície de plastificação sugerida por Shen Zhujiang é:

$$f_1 = \sigma_m^2 + r^2 \sigma_s^2 \quad f_2 = \frac{\sigma_s^2}{\sigma_m}$$

Na condição de estado triaxial de tensões, $\Delta\sigma_m = \Delta\sigma_1/3$, $\Delta\sigma_s = \Delta\sigma_1$. A partir da expressão geral da matriz elastoplástica, os correspondentes coeficientes plásticos do modelo são:

$$A_1 = \frac{\eta \left(\frac{9}{E_t} - \frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{3}{G} \right) + 2s \left(\frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{1}{K} \right)}{2(1+3r^2\eta)(s+r^2\eta^2)}$$

$$A_2 = \frac{\left(\frac{9}{E_t} - \frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{3}{G} \right) - 2r^2\eta \left(\frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{1}{K} \right)}{2(3s-\eta)(s+r^2\eta^2)}$$

11.3 MÉTODOS DE ANÁLISES NUMÉRICAS EM BEFCs

11.3.1 Simulação da superfície de contato e das juntas

A estrutura das BEFCs envolve a interface de contato da laje de concreto com o enrocamento, as juntas entre as lajes e a junta entre as lajes e o plinto. Em análises numéricas de BEFCs, essas interfaces e juntas precisam ser simuladas. Como as propriedades físicas do

concreto têm uma grande diferença das do enrocamento, o deslizamento e as deformações de separação podem ocorrer na interface pela ação de forças externas. Elementos especiais devem ser usados para simular a interação dos diferentes materiais.

Para simular a interface de materiais diferentes, o elemento de interface normalmente usado é o de Goodman, de espessura zero. O elemento é configurado por um par de pontos nodais nas duas faces da interface. O elemento não tem espessura e, por hipótese, a tensão normal e a tensão de cisalhamento não estão associadas aos deslocamentos resultantes de cisalhamento e aos deslocamentos normais. A relação entre as tensões e os deslocamentos relativos dos pontos nodais do elemento é:

$$\{\sigma\} = [\lambda] \{\omega\}$$

onde:

$$[\lambda] = \begin{bmatrix} \lambda_s & 0 \\ 0 & \lambda_n \end{bmatrix}$$

Quando a interface é submetida a compressão, a rigidez normal tem um valor elevado, mas quando o elemento é submetido a tração, a rigidez normal tem um valor baixo. A tensão cisalhante do elemento dependerá diretamente do deslocamento relativo dos pontos nodais dos dois lados da interface. Para uma interface entre materiais diferentes, λ_s pode ser determinado em ensaios de cisalhamento direto. A relação hiperbólica comumente aceita entre a tensão cisalhante e o deslocamento relativo é:

$$\tau = K_s u$$

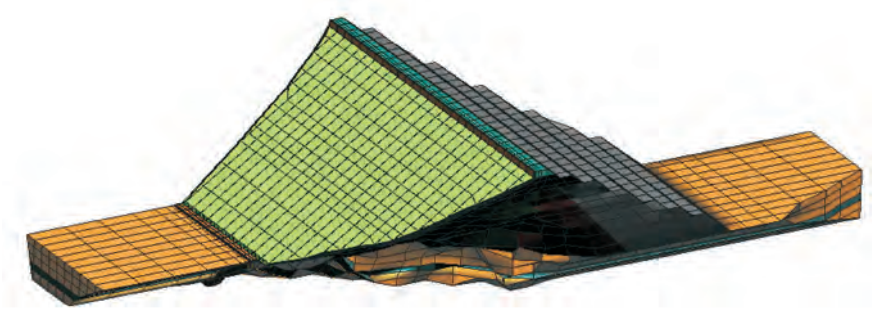


FIG. 11.22 BEFC Chahanwusu: malha de elementos finitos para a análise

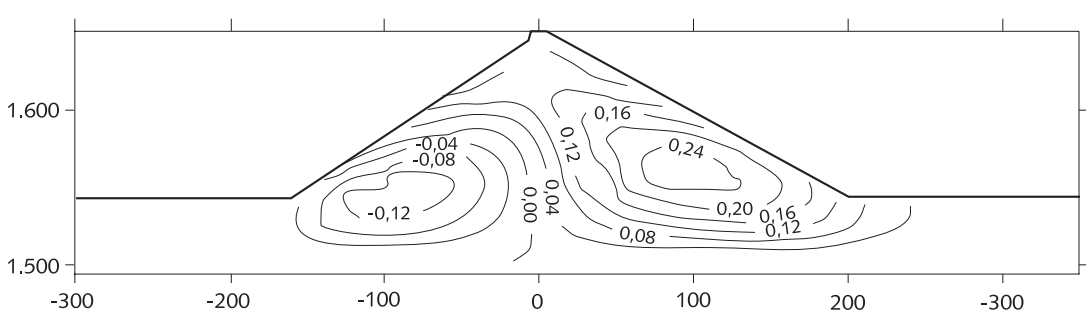


FIG. 11.23 BEFC Chahanwusu: deslocamentos horizontais na barragem e na fundação (m)

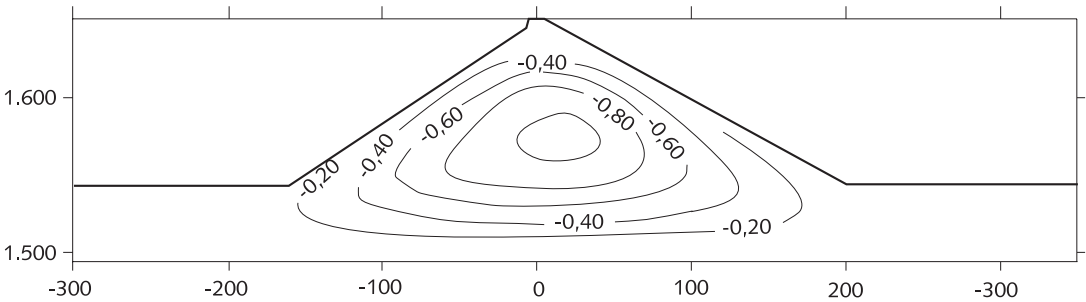


FIG. 11.24 BEFC Chahanwusu: recalques na barragem e na fundação (m)

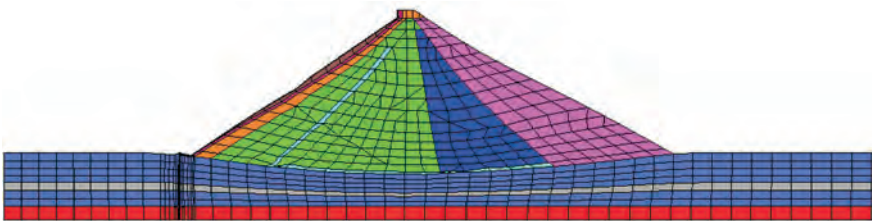


FIG. 11.25 BEFC Chahanwusu: deformação da barragem e da fundação

formal e critérios de projeto podem necessitar de reconsiderações para as BEFCs muito altas e aquelas construídas em condições difíceis. Para as futuras BEFCs construídas em condições complexas de engenharia, as análises matemáticas terão de ser desenvolvidas continuamente para enfrentar os desafios.

11.6 ANÁLISES NUMÉRICAS APLICADAS A PROJETOS BRASILEIROS DE BEFCs

Em de Foz do Areia, primeira BEFC construída no Brasil, já foram desenvolvidos estudos por elementos finitos para apoio ao projeto.

Entre os primeiros trabalhos publicados sobre análises numéricas aplicadas a BEFCs, pode-se mencionar o de Peixoto, Saboya Jr. e Karan (1999), sobre deslocamentos relativos entre a laje e o enrocamento na barragem de Xingó durante o período construtivo. As Figs. 11.31 e 11.32 mostram as diferenças previstas entre os deslocamentos

horizontais e verticais da laje e do maciço do enrocamento.

Um artigo de Saboya Jr (1999) apresenta previsões e observações dos deslocamentos verticais e horizontais na BEFC de Segredo (Figs. 11.33 e 11.34).

Deslocamentos previstos e observados na laje da barragem de Machadinho são discutidos por Oliveira (2002). As previsões foram feitas para diferentes combinações de módulos de compressibilidade. Observa-se alguma concordância entre previsões e medidas no terço inferior da laje. A partir desse ponto, os deslocamentos da laje distanciam-se significativamente das previsões. Deslocamentos da laje observados nas barragens de Itá e Xingó vários anos após o enchimento mostraram a mesma tendência de deslocamentos observados em Machadinho (Fig. 11.35).

Basso (2007) e Basso e Cruz (2007) demonstram que, desde o período construtivo para o enchimento do reservatório, ocorrem rotações das tensões principais no espaldar de montante, e

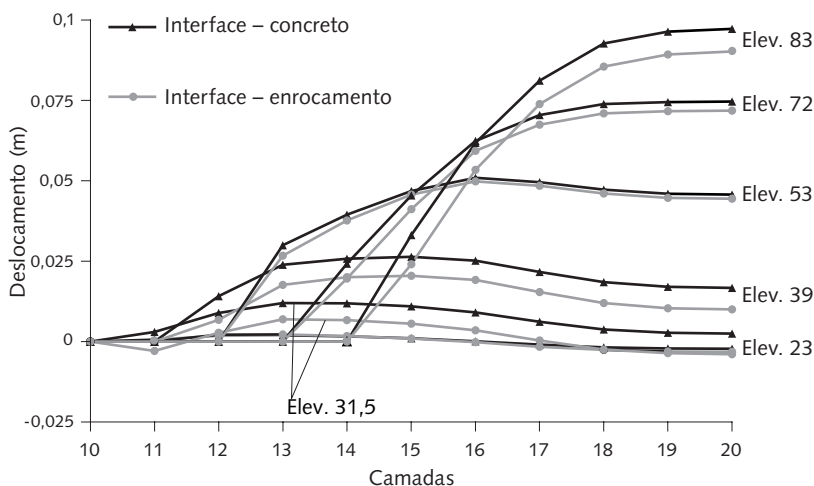


FIG. 11.31 BEFC de Xingó: deslocamentos horizontais laje-enrocamento (Peixoto, Saboya Jr. & Karan, 1999)

12 Aspectos Construtivos

Este capítulo apresenta uma revisão geral dos aspectos construtivos das BEFCs, comentada no *J. Barry Cooke Volume* (Materón; Mori, 2000) e baseada nas experiências dos autores em barragens brasileiras e em observações de trabalhos internacionais com esse tipo de barragem.

A tecnologia da construção de BEFCs tem evoluído muito rapidamente, em razão da simplicidade, dos procedimentos econômicos e da inerente segurança desse tipo de estrutura.

A demanda por construção rápida, como imposta pelo novo tipo de contratos (EPC – *Engineering Procurement and Construction*), tem motivado projetistas e construtores ao desenvolvimento de novas técnicas de projeto e metodologias construtivas, onde aplicáveis. Ao mesmo tempo, o desenvolvimento de rolos lisos vibratórios pesados, desde 1960, permitiu o projeto e a construção de BEFCs altas, com boa compatibilidade entre o módulo de compressibilidade dos enrocamentos compactados e as deformações da face de concreto.

Este capítulo discute as técnicas de construção dos diferentes elementos que formam a BEFC e apresenta as modernas tendências de construção e os

resultados obtidos nos maiores projetos já em operação ou em construção no momento.

A Tab. 12.1 apresenta, em ordem cronológica, uma lista das barragens que contribuíram para o desenvolvimento do projeto e da construção nos últimos 40 anos. Na maioria dessas barragens os autores tiveram participação no projeto e na construção.

12.1 GENERALIDADES

Os conceitos de projeto e os métodos construtivos foram apresentados e discutidos nos seguintes eventos:

- a] Simpósio patrocinado pela Divisão de Engenharia Geotécnica da Sociedade Americana de Engenheiros Civis (ASCE), Detroit, EUA. Nesse encontro foi publicado o “Green Book”: *Concrete Face Rock-fill Dams – Design, Construction and Performance*, e pós-conferência, os volumes 112 e 113 do *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, organizado por J. Barry Cooke e James L. Sherard.
- b] Simpósio patrocinado pela Sociedade Chinesa para Engenharia Hidrelétrica e pelo ICOLD, sediado em Pequim, China, em 1993, que

adequado. A Fig. 12.1 mostra vários tipos de plinto.

O plinto convencional tem uma laje e a cabeça com a face perpendicular à face da laje, como se fez em Foz do Areia (Fig. 12.2), Cethana e outras barragens em rocha sã.

Em algumas ombreiras é recomendável projetar o plinto com uma laje

externa de 3 a 4 m e uma laje interna para completar o comprimento que atenda ao requisito de gradiente, como no caso de Itá e Itapebi (Fig. 12.3), Brasil.

Em ombreiras muito íngremes, em vales estreitos, é comum o plinto ser projetado como se fosse uma parede ancorada na rocha, como foi o caso de Alto Anchicayá e Golillas, na Colômbia.

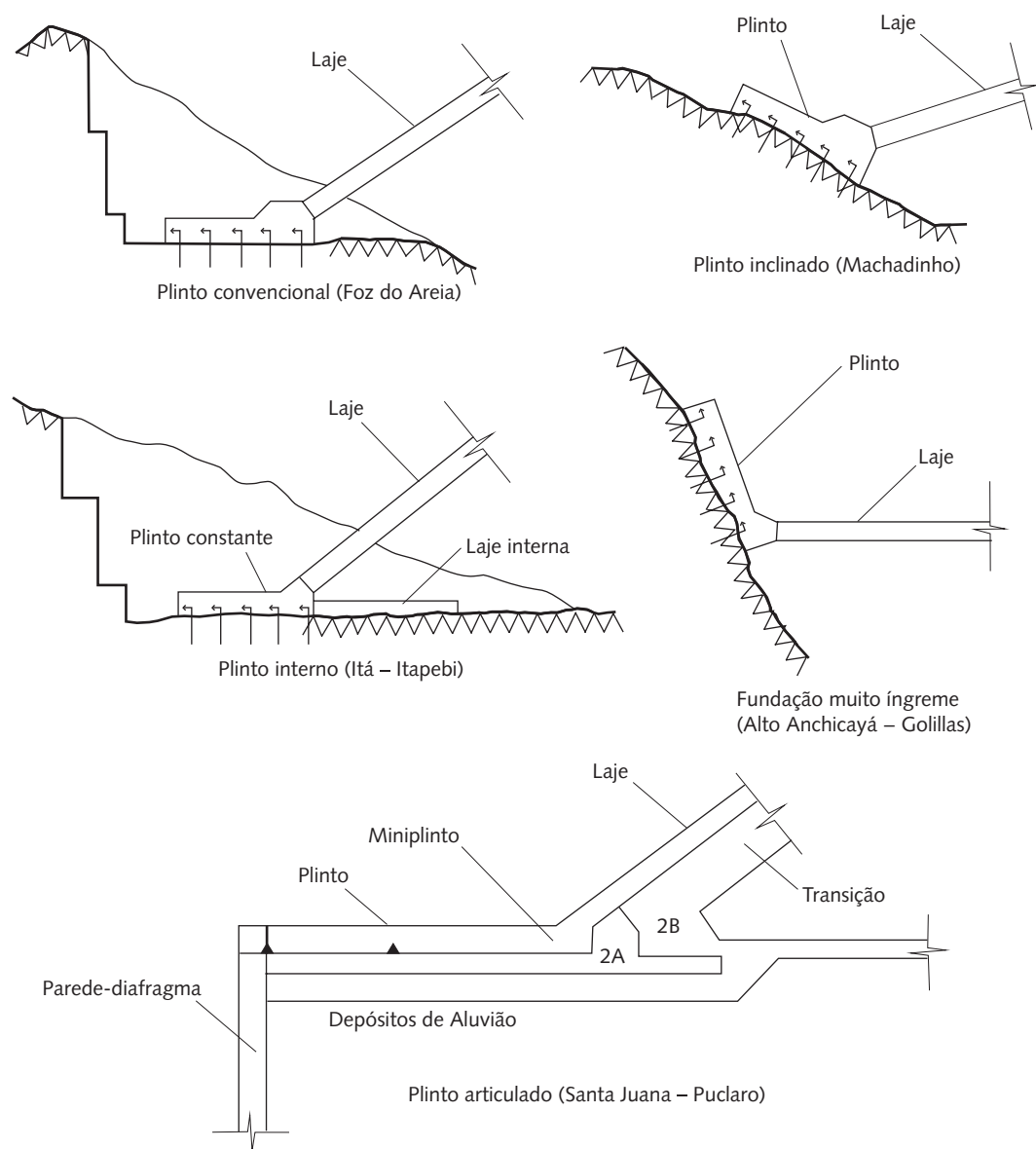


FIG. 12.1 Tipos de plintos



FIG. 12.26 Estrutura de transporte de uma fôrma deslizante para o painel seguinte

uma correia transportadora que distribua o concreto na fôrma (Fig. 12.28).

A construção das lajes em estágios diferentes é conveniente para o enchimento parcial do reservatório e para iniciar também a construção da laje da face, enquanto o enrocamento é construído simultaneamente a jusante. Em barragens altas, não há limitação a respeito da definição dos estágios de construção da laje, e há razões suficientes para discutir com o projetista ou proprietário a melhor sequência de construção em relação aos histogramas de produção do concreto.

Armadura de aço

A tendência nos últimos anos tem sido reduzir a porcentagem de armadura na laje; entretanto, a experiência com fissuras em barragens altas vem forçando os projetistas a retornar à velha prática. É importante avaliar o custo de colocação da armadura de aço diretamente no local, em relação à produtividade ganha quando são aplicados os métodos mecanizados.



FIG. 12.27 Colocação do concreto com calhas metálicas

Em Xingó, por causa da programação apertada relativa à elevação da barragem, para conseguir proteções hidrológicas efetivas, utilizou-se um esquema mecanizado para fabricar as malhas de armadura antecipadamente e posicioná-las nos locais com o emprego de guindastes elétricos. Os resultados foram excelentes.

O método de colocação de armadura depende do custo da mão-de-obra do país e da produção prevista para atender ao cronograma. A colocação da armadura controla a eficiência de produção do concreto.



FIG. 12.28 Colocação do concreto com correia transportadora

Barragens de Enrocamento com Face de Concreto traz o estado da arte em projeto e construção desse tipo de obra, sendo consulta obrigatória para quem se envolver no tema. Vinte e oito barragens, incluindo as mais altas do mundo, são relatadas e analisadas, enfatizando-se não apenas os sucessos, mas principalmente os insucessos que fizeram avançar as fronteiras do conhecimento. Hoje se cogita projetar barragens de enrocamento com face de concreto para mais de 300 m de altura. Nos 12 capítulos do livro encontram-se elementos de concepção, projeto, especificações e detalhes construtivos imprescindíveis, bem como o comportamento e a instrumentação das BEFCs.

Os autores **Paulo Cruz**, **Bayardo Materón** e **Manoel Freitas** são engenheiros experientes cujas décadas de contribuição profissional abrangem inúmeras e as mais importantes barragens do mundo. Sua feliz associação permitiu aprofundar tanto os aspectos de projeto como os construtivos e gerenciais.

ISBN 978-85-7975-155-4



Patrocínio:



ENGEVIX

ODEBRECHT

Intertechne

Apoio:

