

Manual do Empreendedor sobre **Segurança** de Barragens

Diretrizes para a Elaboração de Projeto de Barragens

Volume **V**



AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS

Manual do
Empreendedor
sobre **Segurança
de Barragens**

Diretrizes para a
Elaboração de Projeto
de Barragens

Volume **V**

República Federativa do Brasil

Michel Miguel Elias Temer Lulia
Vice-Presidente da República no Exercício do Cargo de Presidente da República

Ministério do Meio Ambiente

José Sarney Filho
Ministro

Agência Nacional de Águas**Diretoria Colegiada**

Vicente Andreu Guillo (Diretor-Presidente)
Paulo Lopes Varella Neto
João Gilberto Lotufo Conejo
Gisela Damm Forattini
Ney Maranhão

Secretaria-Geral (SGE)

Mayui Vieira Guimarães Scafura

Procuradoria-Federal (PF/ANA)

Emiliano Ribeiro de Souza

Corregedoria (COR)

Elmar Luis Kichel

Auditoria Interna (AUD)

Edmar da Costa Barros

Chefia de Gabinete (GAB)

Horácio da Silva Figueiredo Júnior

Gerência Geral de Articulação e Comunicação (GGAC)

Antônio Félix Domingues

Gerência Geral de Estratégia (GGES)

Bruno Pagnoccheschi

Superintendência de Planejamento de Recursos Hídricos (SPR)

Sérgio Rodrigues Ayrimoraes Soares

Superintendência de Gestão da Rede Hidrometeorológica Nacional (SGH)

Valdemar Santos Guimarães

Superintendência de Tecnologia da Informação (STI)

Sérgio Augusto Barbosa

Superintendência de Apoio ao Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos (SAS)

Humberto Cardoso Gonçalves

Superintendência de Implementação de Programas e Projetos (SIP)

Ricardo Medeiros de Andrade

Superintendência de Regulação (SRE)

Rodrigo Flecha Ferreira Alves

Superintendência de Operações e Eventos Críticos (SOE)

Joaquim Guedes Corrêa Gondim Filho

Superintendência de Fiscalização (SFI)

Flávia Gomes de Barros

Superintendência de Administração, Finanças e Gestão de Pessoas (SAF)

Luís André Muniz

Agência Nacional de Águas

Ministério do Meio Ambiente

Diretrizes para a Elaboração de Projeto de Barragens

Manual do Empreendedor sobre
Segurança de Barragens
Volume V

Superintendência de Regulação (SRE)

Brasília – DF
ANA
2016

© 2016, Agência Nacional de Águas (ANA).

Setor Policial Sul, Área 5, Quadra 3, Blocos B, L, M e T.
CEP 70610-200, Brasília, DF
PABX: (61) 2109 5400 / (61) 2109-5252
www.ana.gov.br

Comitê de Editoração

João Gilberto Lotufo Conejo
Diretor

Reginaldo Pereira Miguel
Representante da Procuradoria Federal

Sergio Rodrigues Ayrimoraes Soares
Ricardo Medeiros de Andrade
Joaquim Guedes Correa Gondim Filho
Superintendentes

Mayui Vieira Guimarães Scafura
Secretária Executiva

Supervisão editorial

Ligia Maria Nascimento de Araújo –
Coordenadora
Carlos Motta Nunes

Elaboração

Ricardo Oliveira – COBA, S.A
Lúcia Almeida – COBA, S.A
José Oliveira Pedro – COBA, S.A
António Pereira da Silva – COBA, S.A
António Alves – COBA, S.A
José Rocha Afonso – COBA, S.A
Flávio Miguez – COBA, S.A
Maria Teresa Viseu – LNEC, Portugal

Foto de capa:

UHE Barra Grande / Anita Garibaldi (SC) e
Pinhal da Serra (RS)
Crédito: Baesa / Banco de Imagens da ANA

Revisão dos originais

Alexandre Anderáos
André César Moura Onzi
André Torres Petry
Fernanda Laus de Aquino
Helber Nazareno de Lima Viana
Josimar Alves de Oliveira
Marcus Vinícius Araújo Mello de Oliveira
Nádia Eleutério Vilela Menegaz
Sérgio Ricardo Toledo Salgado
Erwin De Nys – Banco Mundial
Paula Freitas – Banco Mundial
Maria Inês Muanis Persechini – Banco
Mundial
José Hernandez – Banco Mundial
Orlando Vignoli Filho – Banco Mundial
Comitê Brasileiro de Barragens – CBDB
– auxílio na análise das contribuições da
Audiência Pública

Todos os direitos reservados.

**É permitida a reprodução de dados e
informações contidos nesta publicação,
desde que citada a fonte.**

Catálogo na fonte: CEDOC / BIBLIOTECA

A265d Agência Nacional do Aguas (Brasil).
 Diretrizes Para Elaboração de Projetos de Barragens.
 -- Brasília: ANA, 2016.

 156 p. il. – (Manual do Empreendedor sobre Segurança de
Barragens, 6)
 ISBN 978-85-8210-041-7
 ISBN 978-85-8210-036-3 (Coleção)

 1. Recursos Hídricos – Gestão 2. Barragem – Segurança. I.
 Título.

CDU 627.82

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.	Modelo geológico 2D de uma barragem de concreto gravidade (Barragem de Ribeiradio, Portugal).	30
Figura 2.	Mapa de risco sísmico na América do Sul. Aceleração máxima na rocha com a probabilidade de 90% de não ser excedida, para um período de 50 anos.	32
Figura 3.	Estruturas do sistema de desvio de rio por túnel. UHE Campos Novos, SC.	36
Figura 4.	Desvio do rio por canal lateral na região do vertedor, associado a túnel de desvio. UHE Monte Claro, RS.	37
Figura 5.	Desvio do rio feito em uma única fase. Construção das estruturas definitivas e galerias de desvio, a seco. UHE Salto, GO.	37
Figura 6.	Desvio do rio feito em uma única fase. Desvio do rio feito pelas galerias de desvio. Leito ensecado com as ensecadeiras de montante e de jusante UHE Salto, GO.	38
Figura 7.	Desvio do rio em diversas fases. Escavação do canal de desvio na ombreira direita. UHE Baixo Iguaçu, PR.	39
Figura 8.	Desvio do rio em diversas fases. 1ª Fase. Desvio pelo leito estrangulado e canal lateral. UHE Baixo Iguaçu, PR.	39
Figura 9.	Desvio do rio em diversas fases. 2ª Fase. Desvio pelo vertedor, com uso de ensecadeira incorporada de montante e de jusante. UHE Baixo Iguaçu, PR.	40
Figura 10.	Seção típica de uma barragem de terra homogênea. Barragem de Ponte Nova, SP.	52
Figura 11.	Seção típica de uma barragem de terra zonada. Barragem de Três Marias, MG – seção no leito do rio.	53
Figura 12.	Seção típica de uma barragem de terra – enrocamento.	54
Figura 13.	Seção típica de uma barragem de enrocamento com face de concreto. Barragem de Xingó, SE/AL.	55
Figura 14.	Análise de percolação em regime permanente pelo método dos elementos finitos (linhas equipotenciais).	67
Figura 15.	Análise de estabilidade pelo método de Bishop Modificado. Situação de percolação estável.	73
Figura 16.	Análise de tensões deformações. Modelação do primeiro enchimento do reservatório. Deslocamentos horizontais.	75
Figura 17.	Designação das zonas de uma barragem de enrocamento com face de concreto.	79
Figura 18.	Construção da borda do talude de montante com material 2A.	82
Figura 19.	Seção da laje do plinto de montante e jusante (interno).	85
Figura 20.	Junta perimetral. Conceito de múltipla proteção. Barragem de Salvajina, Colômbia.	86
Figura 21.	Junta perimetral. Utilização de cinza volante em alternativa ao mastique. Barragem de Aguamilpa, México.	87
Figura 22.	Juntas verticais: A) Campos Novos, área central (zona de compressão); B) Barra Grande, RS/SC, ombreiras (zona de tensão).	89
Figura 23.	Detalhe do muro da crista e da junta de expansão no contato laje-fundação do muro da barragem de Barra Grande, RS/SC.	90
Figura 24.	Barragem do Castelo do Bode, Portugal (arco-gravidade com 115 m de altura máxima, concluída em 1951).	92
Figura 25.	Barragem da Aguieira, Portugal (arcos múltiplos de grandes vãos de dupla curvatura, com 89 m de altura máxima, concluída em 1981).	93
Figura 26.	Barragem de Fratel, Portugal (barragem de soleira vertente, com 43 m de altura máxima, concluída em 1973).	94
Figura 27.	Modelos de elementos finitos e modelos físicos utilizados nos estudos do comportamento de uma barragem em arco.	103

Figura 28. Modelo de elementos finitos (barragem) e de elementos discretos (maciço rochoso de fundação) utilizado no estudo de uma barragem em arco.	104
Figura 29. Modelo de elementos finitos de uma barragem de soleira vertente.	104
Figura 30. Modelo hidráulico utilizado no estudo do vertedouro de superfície e dos descarregadores de meio-fundo de uma barragem em arco.	119
Figura 31. Eixo e viga de apoio das comportas.	120
Figura 32. Bacia de dissipação do Tipo II.	124
Figura 33. Bacia de dissipação do tipo <i>roller bucket</i> .	124
Figura 34. Tomada de água em torre com acesso, por passadiço, à barragem de aterro. Barragem de Lucrécia, RN.	126
Figura 35. Tomada de água em torre, adjacente à barragem de concreto. Barragem de Ribeiradio, Portugal.	127
Figura 36. Tomadas de água numa das vertentes seguida de túnel. Barragem do Baixo Sabor, Portugal.	127
Figura 37. Formação de ondas estacionárias de frente abrupta na barragem de Itaipu. Vista lateral e vista de montante.	133
Figura 38. Regimes de escoamento a jusante de uma comporta.	134
Figura 39. Exemplo de cavitação no concreto por tipo jato cavitante.	135
Figura 40. Tipos de irregularidades de superfícies de concreto e zonas de erosão por cavitação.	136
Figura 41. Exemplo de curvas de áreas inundadas e volumes armazenados de um reservatório.	138

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Tempos de recorrência mínimos (anos) recomendados para as cheias de projeto.	29
Quadro 2. Sismo máximo de projeto das barragens.	33
Quadro 3. Fator de rugosidade, K.	34
Quadro 4. Inclinações máximas dos taludes de escavação.	42
Quadro 5. Ensaios de caracterização de solos para zonas impermeáveis.	59
Quadro 6. Ensaios de caracterização de materiais para filtros, drenos e transições.	63
Quadro 7. Ensaios de caracterização de materiais de enrocamento.	64
Quadro 8. Critérios para os filtros.	69
Quadro 9. Limites de D_{10f} e de D_{90f} para prevenir segregação.	69
Quadro 10. Limites granulométricos da zona 2A.	80
Quadro 11. Classificação da rocha e largura correspondente do plinto.	85
Quadro 12. Fatores de redução das resistências de atrito e coesão.	106
Quadro 13. Coeficientes de segurança ao tombamento e à flutuação.	107
Quadro 14. Tensões admissíveis do concreto massa.	107
Quadro 15. Coeficientes de segurança recomendados nas fundações.	108
Quadro 16. Coeficientes de impacto.	109
Quadro 17. Coeficientes de segurança.	110
Quadro 18. Cobrimento mínimo.	113
Quadro 19. Barragens de aterro. Grandezas a monitorar.	144
Quadro 20. Barragens de concreto. Grandezas a monitorar.	145

SIGLAS E ABREVIATURAS

ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABMR	Associação Brasileira de Mecânica das Rochas
ABMS	Associação Brasileira de Mecânica dos Solos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRH	Associação Brasileira de Recursos Hídricos
ACI	American Concrete Institute
AFNOR	Association Française de Normalisation
AISC	American Institute of Steel Construction
ANA	Agência Nacional de Águas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ANPC	Autoridade Nacional de Proteção Civil
ANSI	American National Standard Institute
ART	Anotação de Responsabilidade Técnica
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASDSO	Association of State Dam Safety Officials (United States)
ASSHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing Materials
AWS	American Welding Society
AWWA	American Water Works Association
BS	British Standards
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CDWR	California Department of Water Resources
CEB	Comité Eurointernational du Béton
CEMIG	Companhia Energética de Minas Gerais
CMP	Cheia Máxima Provável
CNPGB	Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens
CONFEA	Conselho Federal de Engenharia e Agronomia
CREA	Conselho Regional de Engenharia e Agronomia
CRSI	Concrete Reinforcing Steel Institute
DHN	Diretoria de Hidrografia e Navegação da Marinha
DIN	Deutsches Institut für Normen
DSG	Diretoria de Serviço Geográfico do Exército
EDIA	Empresa de Desenvolvimento e Infraestruturas do Alqueva, S.A.
EDP	Energias de Portugal
EIA	Estudo de Impacto Ambiental
ELETRORBRAS	Centrais Elétricas Brasileiras S.A.
GSHAP	Global Seismic Hazard Assessment Program
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IBRACON	Instituto Brasileiro de Concreto
ICA	Instituto de Cartografia da Aeronáutica
ICOLD	International Commission on Large Dams
INAG	Instituto da Água

INDE	Infraestrutura Nacional de Dados Espaciais
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
ISRM	International Society for Rock Mechanics
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MI	Ministério da Integração Nacional
NPB	Normas de Projeto de Barragens
PMP (PMF)	Precipitação Máxima Provável (Probable Maximum Flood)
RIMA	Relatório de Impacto Ambiental
RQD	Rock Quality Designation
RMR	Rock Mass Rating
SHF	Société Hydraulique Française
USACE –	United States Army Corps of Engineers
USBR	United States Bureau of Reclamation
USFS	United States Federal Specifications

SUMÁRIO

MANUAL DO EMPREENDEDOR SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS	14
ESCLARECIMENTOS AO LEITOR	16
1 DISPOSIÇÕES GERAIS	18
1.1 ÂMBITO E OBJETIVOS	18
1.2 RESPONSÁVEL PELA ELABORAÇÃO DO PROJETO	18
1.3 PAINEL DE ESPECIALISTA	18
1.4 NORMAS TÉCNICAS	18
1.5 ASPECTOS GERAIS DO PROJETO	19
1.5.1 Barragem, fundação e ombreiras	19
1.5.2 Órgãos extravasores e de operação	19
1.5.3 Reservatório e áreas no entorno	20
1.5.4 Barragem - Ações de projeto e condições de carregamento	20
1.5.5 Aspectos ambientais e administrativos	21
2 ETAPAS DOS ESTUDOS E PROJETOS	23
2.1 GENERALIDADES	23
2.2 ESTUDOS PRELIMINARES E DE VIABILIDADE	23
2.2.1 Estudos preliminares	23
2.2.2 Estudos de viabilidade	24
2.3 PROJETO BÁSICO	24
2.4 PROJETO EXECUTIVO	25
2.5 PROJETO FINAL COMO CONSTRUÍDO (AS BUILT)	25
3 ELEMENTOS BASE E ESTUDOS GERAIS DO PROJETO	27
3.1 ELEMENTOS GERAIS	27
3.2 ESTUDOS HIDROLÓGICOS	28
3.3 ESTUDOS GEOLÓGICOS, HIDROGEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS	29
3.4 ESTUDOS SISMOLÓGICOS	31
3.5 BORDA LIVRE NORMAL E MÍNIMA	33
3.5.1 Definição	33
3.5.2 Fatores quantificáveis	33
3.5.3 Fatores não quantificáveis	35
3.5.4 Valores da borda livre recomendados	35
3.6 DESVIO DO RIO	36
3.7 ESCAVAÇÕES	40
3.7.1 Aspectos gerais	40
3.7.2 Escavação a céu aberto	41
3.7.3 Escavações subterrâneas	44
3.8 TRATAMENTOS DE FUNDAÇÕES	45
3.8.1 Aspectos gerais	45
3.8.2 Tratamento superficial	46
3.8.3 Tratamentos profundos	47
4 BARRAGENS DE ATERRO (TERRA E ENROCAMENTO)	50
4.1 ASPECTOS GERAIS DO PROJETO	50
4.2 TIPOS DE ESTRUTURAS	51

4.3 ESTUDOS DOS MATERIAIS	56
4.3.1 Considerações gerais	56
4.3.2 Elementos do projeto	57
4.3.3 Materiais para zonas impermeáveis	58
4.3.4 Materiais para filtros, drenos e transições	62
4.3.5 Materiais de enrocamento	63
4.4 FUNDAÇÕES	65
4.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	66
4.5.1 Aspectos gerais	66
4.5.2 Análises de percolação	66
4.5.3 Análises de estabilidade	71
4.5.4 Análise de tensões e deformações	74
4.5.5 Aspectos relativos à crista da barragem e aos taludes de montante e de jusante	76
4.5.6 Análises relativas a barragens de enrocamento com face de concreto	78
5 BARRAGENS E OUTRAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	91
5.1 ESTRUTURAS	91
5.2 FUNDAÇÕES	95
5.2.1 Estudo das fundações	95
5.2.2 Tratamento dos maciços de fundação	96
5.3 MATERIAIS	96
5.3.1 Concreto massa	96
5.3.2 Outros materiais	97
5.4 CRITÉRIOS DE PROJETO	97
5.4.1 Aspectos gerais	97
5.4.2 Barragens gravidade	99
5.4.3 Barragens em arco	100
5.5 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS	101
5.5.1 Modelos e métodos de análise estrutural	102
5.5.2 Análise de estabilidade global	105
5.5.3 Análise de tensões e deformações	107
5.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	108
5.6.1 Aspectos gerais	108
5.6.2 Análise estrutural	109
5.6.3 Dimensionamento	110
5.7 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	112
5.7.1 Armaduras	112
5.7.2 Drenos	114
5.7.3 Juntas	114
5.7.4 Outros dispositivos das juntas	115
5.7.5 Ancoragens	117
5.7.6 Aparelhos de apoio	117
6 ÓRGÃOS EXTRAVASORES E DE OPERAÇÃO	118
6.1 VERTEDOURO	118
6.1.1 Aspectos gerais	118
6.1.2 Disposições de projeto	119

6.2	DESCARREGADOR DE FUNDO	121
6.2.1	Aspectos gerais	121
6.2.2	Disposições de projeto	122
6.3	ESTRUTURAS DE DISSIPACÃO DE ENERGIA	123
6.3.1	Aspectos gerais	123
6.3.2	Disposições de projeto	123
6.4	TOMADAS DE ÁGUA	125
6.4.1	Aspectos gerais	125
6.4.2	Disposições de projeto	128
6.5	CIRCUITOS HIDRÁULICOS	129
6.5.1	Canal de adução	129
6.5.2	Conduto adutor	129
6.5.3	Equipamentos de regulação de vazões e de obturação	132
6.5.4	Canal de fuga	132
6.6	OUTROS PROBLEMAS HIDRÁULICOS	132
6.6.1	Ondas estacionárias de frente abrupta	132
6.6.2	Emulsão de ar	134
6.6.3	Erosão por cavitação	135
6.6.4	Abrasão por sólidos	137
7	RESERVATÓRIO E ÁREA A JUSANTE	138
7.1	ASPECTOS GERAIS	138
7.2	ESTUDOS DE REMANSO	139
7.3	ESTUDOS DE VIDA ÚTIL DO RESERVATÓRIO	139
7.4	QUALIDADE DA ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO	140
7.5	CADASTRO DA ÁREA DO RESERVATÓRIO	141
7.6	ÁREA INUNDÁVEL EM CASO DE RUPTURA E PLANEJAMENTO DE EMERGÊNCIA	141
8	CONTROLE DE SEGURANÇA	142
8.1	ASPECTOS GERAIS	142
8.2	PLANO DE MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO	142
8.2.1	Grandezas a serem monitoradas	143
8.2.2	Seleção dos instrumentos	145
8.2.3	Elaboração do projeto de instrumentação	146
8.2.4	Critérios de operação, processamento e análise de dados e resultados	147
8.2.5	Manutenção do sistema de instrumentação	147
8.3	INSPEÇÕES DE SEGURANÇA	148
8.4	ANÁLISE GLOBAL DA INSTRUMENTAÇÃO E INSPEÇÃO DE SEGURANÇA	148
8.4.1	Atividades de controle de segurança	148
8.4.2	Modelação do comportamento	148
8.4.3	Valores de referência para a instrumentação	149
9	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	150

MANUAL DO EMPREENDEDOR SOBRE SEGURANÇA DE BARRAGENS

INTRODUÇÃO GERAL

As barragens, compreendendo o barramento, as estruturas associadas e o reservatório, são obras necessárias para uma adequada gestão dos recursos hídricos e contenção de rejeitos de mineração ou de resíduos industriais. Sua construção e operação podem, no entanto, envolver danos potenciais para as populações e os bens materiais e ambientais existentes no entorno.

A segurança de barragens é um aspecto fundamental para todas as entidades envolvidas, como as autoridades legais e os empreendedores, bem como os agentes que lhes dão apoio técnico nas atividades, relativas à concepção, ao projeto, à construção, ao comissionamento, à operação e, por fim, ao descomissionamento (desativação), as quais devem ser proporcionais ao tipo, dimensão e risco envolvido.

Para garantir as necessárias condições de segurança das barragens ao longo da sua vida útil, devem ser adotadas medidas de prevenção e controle dessas condições. Essas medidas, se devidamente implementadas, asseguram uma probabilidade de ocorrência de acidente reduzida ou praticamente nula, mas devem, apesar disso, ser complementadas com medidas de defesa civil para minorar as consequências de uma possível ocorrência de acidente, especialmente em casos em que se associam danos potenciais mais altos.

As condições de segurança das barragens devem ser periodicamente revisadas, levando em consideração eventuais alterações resultantes do envelhecimento e deterioração das estruturas ou de outros fatores, como o aumento da ocupação nos vales a jusante.

A Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, conhecida como Lei de Segurança de Barragens, estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), considerando os aspectos referidos, além de outros, e definiu

atribuições e formas de controle necessárias para assegurar as condições de segurança das barragens.

A Lei de Segurança de Barragens atribui aos empreendedores e aos responsáveis técnicos por eles escolhidos a responsabilidade por desenvolver e implementar o Plano de Segurança da Barragem, de acordo com metodologias e procedimentos adequados para garantir as condições de segurança necessárias. No Brasil, os empreendedores são de diversas naturezas: públicos (federais, estaduais ou municipais) e privados, sendo sua capacidade técnica e financeira também muito diferenciadas.

No presente **Manual do Empreendedor sobre Segurança de Barragens**, pretende-se estabelecer orientações gerais quanto às metodologias e procedimentos a ser adotados pelos empreendedores, visando a assegurar adequadas condições de segurança para as barragens pelas quais são responsáveis, ao longo das diversas fases da vida das obras, designadamente, as fases de planejamento e projeto, de construção e primeiro enchimento, de operação e de descomissionamento (desativação).

O manual aplica-se às barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos. Para o caso dos empreendimentos que têm uso preponderante de geração hidrelétrica, devem ser observadas as recomendações da Agência Nacional de Energia Elétrica (Aneel) e Centrais Elétricas Brasileiras (Eletrobras), constantes de seus normativos e manuais.

Os procedimentos, estudos e medidas com vista à obtenção ou concessão de licenças ambientais, necessárias para a implantação dos empreendimentos, não são considerados no presente manual, bem como os procedimentos para a gerência das obras ou das empreitadas que regem a construção.

O presente manual compreende oito guias, constituintes dos seguintes volumes:

- 

Volume I – Instruções para Apresentação do Plano de Segurança da Barragem, no qual se apresenta um modelo padrão e respectivas instruções para elaboração do Plano de Segurança da Barragem.

- 

Volume II – Guia de Orientação e Formulários para Inspeções de Segurança de Barragem, no qual se estabelecem procedimentos, conteúdo e nível de detalhamento e análise dos produtos finais das inspeções de segurança.

- 

Volume III – Guia de Revisão Periódica de Segurança de Barragem, no qual se estabelecem orientações para a realização da Revisão Periódica de Segurança de Barragem.

- 

Volume IV – Guia de Orientação e Formulários dos Planos de Ação de Emergência (PAEs), no qual se apresentam o conteúdo e organização de um PAE.

- 

Volume V – Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens, no qual se estabelecem procedimentos gerais que devem ser contemplados nos projetos, do ponto de vista da segurança.

- 

Volume VI – Diretrizes para a Construção de Barragens, no qual se estabelecem procedimentos gerais que devem ser respeitados, de forma a garantir a segurança das obras durante e após a construção.

- 

Volume VII – Diretrizes para a Elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens, no qual se estabelecem procedimentos gerais para a elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação, que devem orientar a execução dessas atividades, de modo a assegurar um adequado aproveitamento das estruturas construídas, respeitando as necessárias condições de segurança.

- 

Volume VIII – Guia Prático de Pequenas Barragens, no qual se descrevem procedimentos práticos de operação, manutenção, inspeção e emergência para pequenas barragens de terra.

Observa-se que o volume destacado se refere ao assunto desenvolvido no presente documento.

Os guias devem ser entendidos como documentos evolutivos, devendo ser revisados, complementados, adaptados ou pormenorizados, de acordo com a experiência adquirida com sua aplicação, bem como com a evolução da tecnologia disponível e a legislação vigente.

ESCLARECIMENTOS AO LEITOR

O que são as Diretrizes para Elaboração de Projetos de Barragens?

As presentes diretrizes são um documento que, do ponto de vista da segurança, pretende auxiliar na elaboração do projeto, nas suas diversas etapas, desde os estudos preliminares e de viabilidade, ao projeto final como construído. São principalmente focados os critérios de segurança adotados no dimensionamento das barragens, referindo alguns aspectos da modelação do comportamento dessas estruturas e nomeando apenas os métodos e técnicas correntemente utilizados.

Ressalta-se que estas diretrizes não têm a pretensão de substituir outros manuais e normas existentes de projeto de barragens, mas sim de incorporar o aspecto “segurança” no dimensionamento dessas obras e suas respectivas estruturas. Espera-se que, com essas diretrizes, os usuários tenham uma referência para que os seus projetos reflitam empreendimentos os mais seguros possíveis, de acordo com a técnica e conhecimento existentes.

A quem interessa?

Interessa aos empreendedores, aos projetistas responsáveis pela elaboração dos projetos, aos responsáveis pela elaboração da Revisão Periódica de Segurança de Barragem e, genericamente, a todas as entidades diretamente ligadas à área de Segurança de Barragens.

Qual o conteúdo destas Diretrizes?

Estas diretrizes contemplam critérios de projetos das barragens, desde os elementos base,

aos aspectos específicos das barragens de aterro e de concreto, aos órgãos extravasores e de operação, ao reservatório e área a jusante, bem como ao controle da segurança, incluindo o plano de monitoramento, instrumentação, as inspeções de segurança e a análise do comportamento e avaliação da segurança da barragem.

Como estão estruturadas estas Diretrizes?

As diretrizes estão divididas nos oito seguintes capítulos:

Capítulo 1 – “Disposições Gerais”, no qual, após a definição do âmbito e objetivos das Diretrizes, se fazem algumas considerações sobre a qualificação do responsável pela elaboração do projeto, normas técnicas a utilizar, aspectos gerais a contemplar no projeto da barragem, dos seus órgãos extravasores e de operação, do reservatório e áreas no entorno, bem como as ações e condições de carregamento a considerar.

Capítulo 2 – “Etapas dos Estudos e Projetos”, no qual se referem os conteúdos e grau de aprofundamento de cada etapa dos estudos e projetos, desde os estudos preliminares e de viabilidade, ao projeto básico, executivo e final como construído.

Capítulo 3 – “Elementos Base e Estudos Gerais do Projeto”, no qual se apresentam os estudos básicos, visando obter os elementos a incluir nos projetos, designadamente, elementos gerais, estudos hidrológicos, geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos e sismológicos, bem como estudos relativos à borda livre, ao desvio do rio, às escavações e ao tratamento de fundações.

Capítulo 4 – “Barragens de Aterro (Terra e Enrocamento)”, no qual se apresentam, além de alguns aspectos gerais a se ter em conta no projeto, os estudos a desenvolver, tais como os relativos aos materiais de construção, aos maciços de fundação e às estruturas (fatores que influenciam a escolha do tipo estrutural e tipos de barragens mais comuns), seguindo-se considerações sobre o dimensionamento e verificação da segurança das barragens.

Capítulo 5 – “Barragens e outras Estruturas de Concreto”, no qual se apresentam os aspectos fundamentais e os elementos de projeto essenciais a considerar no dimensionamento das barragens de concreto e de outras estruturas de concreto (como as estruturas dos órgãos extravasores e de operação, e outras), os estudos a desenvolver para as fundações e respectivos tratamentos, bem como para os materiais (concreto massa, concreto armado, aço, etc.), seguindo-se considerações sobre a segurança global das estruturas e sobre o dimensionamento e verificação da segurança. Finalmente, apresentam-se disposições construtivas essenciais a se ter em consideração no projeto das estruturas de concreto.

Capítulo 6 – “Órgãos Extravasores e de Operação”, onde se apresentam disposições essenciais de projeto e dimensionamento hidráulico dos órgãos extravasores e de operação, designadamente, do vertedouro, do descarregador de fundo, das estruturas de dissipação de energia, das tomadas de água e circuitos hidráulicos. Finaliza-se com a apresentação de outros problemas hidráulicos a contemplar no projeto, como, por exemplo, erosão por cavitação ou abrasão por sólidos.

Capítulo 7 – “Reservatório e Área a Jusante”, no qual se apresentam os aspectos essenciais a considerar no dimensionamento do reservatório, incluindo os estudos de remanso, de avaliação da sua vida útil, da qualidade da água, bem como aspectos a considerar no cadastramento da área do reservatório e no estudo da zona inundável a jusante, em caso de ruptura da barragem.

Capítulo 8 – “Controle de Segurança”, no qual se apresentam os aspectos essenciais a se ter em consideração no controle de segurança, envolvendo o monitoramento e instrumentação, as inspeções de segurança e a análise, interpretação e avaliação do comportamento da barragem. São dadas indicações sobre o conteúdo do plano de monitoramento e instrumentação, designadamente sobre as grandezas a serem monitoradas, a seleção dos instrumentos, o conteúdo do projeto de instrumentação, os critérios de operação, os procedimentos para processamento e análise de dados e resultados, e a manutenção do sistema de instrumentação. Finalmente, referem-se, de forma integrada, as atividades necessárias ao controle da segurança.

Referências

Entre as diversas referências bibliográficas em que se apoiou a elaboração das presentes *Diretrizes para a Elaboração de Projetos de Barragens* deve salientar-se o manual *Crerios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas* publicado em outubro de 2003 pela ELETROBRAS e o Comitê Brasileiro de Barragens.

Algumas disposições das *Normas de Projecto de Barragens*, publicadas através da Portaria nº 846/93 de 10 de setembro, dos Ministérios da Defesa Nacional, da Administração Interna, do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território, da Economia, da Agricultura, do Desenvolvimento Rural e das Pescas e do Ambiente, Lisboa, Portugal, foram de muito interesse na elaboração destas diretrizes. Uma versão atualizada dessas normas está sendo terminada para publicação.

Finalmente, é de referir as contribuições fornecidas pelas normas espanholas, que fazem parte do *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*, de março de 1996, atualizado pelo Real Decreto 9/2008 de 11 de janeiro. Essas normas estão em fase final de atualização, prevendo-se sua publicação em breve.

1 DISPOSIÇÕES GERAIS

1.1 ÂMBITO E OBJETIVOS

Nas presentes Diretrizes estabelecem-se os princípios gerais que, do ponto de vista da segurança, devem orientar o empreendedor e o projetista por ele contratado, na elaboração de projetos de barragens.

O uso de critérios diferentes dos aqui indicados pode, eventualmente, ser apropriado, de acordo com as condições específicas de alguns empreendimentos e visando, muitas vezes, à aplicação de novos conhecimentos, de técnicas melhoradas de projeto, construção e de avaliação da segurança de barragens.

1.2 RESPONSÁVEL PELA ELABORAÇÃO DO PROJETO

O responsável técnico pela elaboração do projeto deve ter registro no Conselho Regional de Engenharia e Agronomia – CREA, com atribuições profissionais correspondentes e ter ART (Anotação de Responsabilidade Técnica) registrada no CREA da região onde se desenvolve o Projeto.

1.3 PAINEL DE ESPECIALISTA

É prática corrente no Brasil e em muitos outros países que a elaboração do projeto de grandes barragens seja acompanhada por um painel de especialistas, contratado pelo empreendedor, visando assegurar a adoção de critérios atualizados da melhor prática disponível e a adequação do projeto às condições locais.

1.4 NORMAS TÉCNICAS

As normas e padrões a serem utilizados na elaboração do projeto devem ser as últimas

edições das Normas e Regulamentos da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.

Casos específicos e/ou omissos serão supridos pelas normas, regulamentos e padrões técnicos das organizações a seguir listadas:

- American Association of State Officials – ASSHTO
- American Concrete Institute – ACI
- American Institute of Steel Construction – AISC
- American National Standard Institute ANSI
- American Society for Testing Materials – ASTM;
- American Society of Civil Engineers – ASCE
- American Water Works Association – AWWA;
- American Welding Society – AWS;
- Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP;
- Associação Brasileira de Geologia de Engenharia – ABGE;
- Associação Brasileira de Mecânica dos Solos – ABMS;
- Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH;
- Association Française de Normalisation – AFNOR;
- British Standards – BS;
- California Department of Water Resources – CDWR;
- Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens – CNPGB

- Comitê Brasileiro de Barragens - CBDB;
- Comité Eurointernational du Béton - CEB;
- Concrete Reinforcing Steel Institute - CRSI;
- Deutsches Institut für Normen - DIN;
- Instituto Brasileiro de Concreto - IBRACON;
- Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT;
- International Commission on Large Dams - ICOLD;
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC;
- Société Hydraulique Française - SHF;
- United States Army Corps of Engineers - USACE;
- United States Bureau of Reclamation - USBR;
- United States Federal Specifications – USFS
- World Bank. Operational Manual. OP 4.37 – Safety of Dams

1.5 ASPECTOS GERAIS DO PROJETO

1.5.1 Barragem, fundação e ombreiras

A barragem, assim como suas fundações e ombreiras, devem ter adequadas condições de segurança para as diferentes situações que vão ocorrer ao longo da sua vida, tais como, para situações de construção, de operação normal e também para situações extremas, associadas às ações externas (como cheias e sismos) ou às propriedades estruturais. Assim, no projeto da barragem, de sua fundação e ombreiras, devem ser consideradas situações de projeto adequadas para verificação das condições de segurança e operacionalidade, de acidente e incidente identificados, atendendo à experiência existente com obras semelhantes, bem como as características do local, e ainda:

- As características geométricas das estruturas;
- As características, propriedades e comportamento previsto para os materiais da estrutura e da fundação, nos aspectos hidráulico, mecânico, térmico e químico;

- As ações estáticas e dinâmicas, considerando suas variações ao longo da vida da barragem, e as combinações de ações mais desfavoráveis para situações de operação normal, para situações excepcionais e de construção e para eventos extremos.

Os aspectos relativos ao controle das vazões através da barragem e, principalmente, através da fundação, bem como os associados ao local de implantação da obra, tais como as características topográficas, geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas, hidrológicas, sismológicas e climáticas, além de aspectos ambientais e de utilização da obra, devem ser adequadamente ponderados na definição das características geométricas das estruturas, na seleção dos materiais para sua construção e na identificação das principais ações que irão se desenvolver ao longo da vida da barragem. Estes aspectos, que envolvem diversas áreas de atividade e muitas especializações, são apenas referidos nas presentes Diretrizes de modo a salientar a sua importância para o projeto das barragens relativamente à sua segurança.

1.5.2 Órgãos extravasores e de operação

O projeto deve incluir as estruturas dos órgãos extravasores e de operação, tais como, dos vertedouros, dos descarregadores de fundo, e, se for o caso, da casa de força e dos circuitos hidráulicos, bem como das obras de desvio do rio.

O projeto dos órgãos extravasores e de operação deve considerar aspectos hidráulicos e operacionais, além dos estruturais, entre outros:

- As cheias de projeto e de verificação, nas fases de construção e de operação, considerando os danos potenciais induzidos pela barragem, e a eventual existência de barragens a montante e a jusante;
- A regulação do nível da água no reservatório, quer em condições normais de operação, quer em situações de emergência;
- O cálculo do tempo necessário para o rebaixamento do nível de água no reservatório;

- A previsão dos dispositivos necessários para proceder à dissipação de energia das vazões descarregadas e turbinadas (quando for o caso), sem prejuízo para a barragem e para outras obras que possam ser afetadas.

As soluções adotadas para os órgãos extravasores e de operação devem ser justificadas por métodos comprovados pela experiência e, sempre que necessário, recorrendo à utilização de modelos físicos.

No caso de barragens com altura do maciço superior a 15 m (quinze metros) e/ou com capacidade total do reservatório superior a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos), considera-se recomendável que:

- Os vertedouros sejam aptos a escoar vazões de projeto, sem necessidade de auxílio dos descarregadores de fundo (ou descargas de fundo) ou de outros órgãos de operação;
- Os vertedouros munidos de comportas satisfaçam os seguintes requisitos: sejam divididos em, pelo menos, dois vãos ou orifícios; as comportas possam ser manobradas localmente e à distância, e mediante energia de natureza elétrica ou hidráulica, procedendo de duas origens distintas, além de poderem ser acionadas manualmente nos casos em que a sua dimensão permita tal manobra em tempo útil; e, no caso de se instalarem comportas automáticas, eventualmente utilizando sensores elétricos para medição do nível da água, estas comportas sejam providas de dispositivos e sistemas que permitam controlar o funcionamento do automatismo com confiabilidade;
- Sejam previstos descarregadores de fundo (ou descargas de fundo) que permitam o rebaixamento do reservatório abaixo da crista do vertedouro, e não apenas quando é imperativo manter uma vazão a jusante (para abastecimento, irrigação ou outros usos), ou quando é necessária a descarga de sedimentos;
- Os descarregadores de fundo sejam equipados com duas comportas ou válvulas, controladas por montante, com possibilidade de acionamento idêntico ao atribuído às comportas dos vertedouros,

uma funcionando como segurança e a outra destinada ao serviço normal de operação. Existem também casos com ocorrência de controle a jusante, com comportas ou válvulas.

1.5.3 Reservatório e áreas no entorno

Os estudos do reservatório devem incluir:

- A justificativa dos volumes total, útil e morto do reservatório, e o volume reservado para amortecimento de cheias;
- Volume de sedimentos que serão transportados;
- Características de permeabilidade do reservatório e estabilidade de suas margens, bem como eventuais medidas que se considerem necessárias.

1.5.4 Barragem - Ações de projeto e condições de carregamento

As principais ações a considerar no projeto de barragens (barragem de aterro, barragem de concreto, estruturas de concreto dos órgãos extravasores, dos órgãos de operação ou da casa de força), estabelecidas de acordo com as normas brasileiras da ABNT, como referido no item 1.4, são as seguintes (ELETROBRAS, 2003):

- Ações permanentes
 - Peso próprio
 - Cargas diversas
- Cargas acidentais
 - Sobrecargas
 - Cargas devidas à presença de equipamentos eletromecânicos
 - Cargas devidas à operação de equipamentos de construção e ações temporárias dos equipamentos durante a operação
- Pressões hidrostáticas
- Pressões hidrodinâmicas
 - Devido a esforços hidráulicos

- Devido a ações sísmicas

- Pressões Intersticiais

- Análises com traçado de redes de fluxo
- Análises simplificadas, de acordo com diretrizes gerais como:
 - Subpressões no contato das estruturas de concreto com a fundação
 - Subpressões em seções de concreto
 - Subpressões em planos inferiores ao contato concreto/fundação

- Pressão dos sedimentos transportados

- Empuxo de terraplenos

- Ações devidas ao vento

- Dilatação, retração e deformação lenta de estruturas de concreto

No Manual da Eletrobras (ELETROBRAS, 2003) definem-se as ações acima listadas e indicam-se os respectivos valores de referência ou recomendados. Considera-se que esses valores de referência devem ser adotados para todas as barragens destinadas à acumulação de água, independentemente da classificação da barragem. No mesmo manual indicam-se também as condições de carregamento a adotar nos estudos de estabilidade global e de avaliação dos esforços internos (tensões), para as estruturas civis dos aproveitamentos hidráulicos, designadamente:

- Condição de Carregamento Normal (CCN)

Corresponde às combinações de ações, com grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, que ocorrem durante a operação normal ou a manutenção de rotina da obra, em condições hidrológicas normais.

- Condição de Carregamento Excepcional (CCE)

Corresponde a uma combinação de ações, com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, em geral, considerando a ocorrência de uma ação excepcional (condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter

excepcional, efeitos sísmicos, etc.) e as ações correspondentes à condição de carregamento normal.

- Condição de Carregamento Limite (CCL)

Corresponde a uma combinação de ações, com muito baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura, considerando a ocorrência de mais de uma ação excepcional (condições hidrológicas excepcionais, defeitos no sistema de drenagem, manobras de caráter excepcional, efeitos sísmicos, etc.) e as ações correspondentes à condição de carregamento normal.

- Condição de Carregamento de Construção (CCC)

Corresponde a todas as combinações de ações que podem ocorrer durante a execução da obra (em períodos curtos em relação à sua vida útil), devido a carregamentos de equipamentos de construção, a estruturas executadas apenas parcialmente, carregamentos anormais durante o transporte de equipamentos permanentes, e quaisquer outras condições semelhantes.

1.5.5 Aspectos ambientais e administrativos

Os aspectos ambientais associados à construção das barragens, bem como à sua operação ao longo da vida útil, passaram a constituir uma preocupação importante no projeto das barragens desde as últimas décadas do século XX, em especial depois da publicação de diversos documentos da Comissão Internacional das Grandes Barragens sobre este tema, entre outros (ICOLD, 1967) e com a implementação da Política Nacional de Meio Ambiente nos anos 1980 no Brasil.

Os estudos, com vistas à caracterização dos impactos ambientais e à definição de medidas mitigadoras adequadas, envolvem aspectos muito diversos, desde o realojamento de populações afetadas a aspectos climáticos, relativos à fauna e à flora, etc. Referem-se, como exemplo, os estudos e trabalhos promovidos

pela EDIA – Empresa de Desenvolvimento e Infraestrutura do Alqueva, relativos ao ordenamento do território, à qualidade da água, à limpeza e desmatamento do reservatório, à vazão remanescente, aos sismos induzidos, à sedimentologia, no reservatório e a jusante da barragem, e aos aspectos arqueológicos e de preservação do patrimônio cultural, realizados para a barragem de fins múltiplos do Alqueva, no rio Guadiana, Portugal (SANCHES; PEDRO, 2006).

Durante a elaboração do projeto também devem ser analisadas e ponderadas as condições em que irá decorrer a construção, bem como a operação, manutenção, inspeção, monitoramento e instrumentação da obra ao longo do tempo.

O projeto e a construção de barragens exigem outorga de uso de recursos hídricos e licenciamento ambiental, cujas condicionantes podem ter implicações a serem seguidas pelo empreendedor.

2 ETAPAS DOS ESTUDOS E PROJETOS

2.1 GENERALIDADES

O projeto, nas suas diversas etapas, deve basear-se em estudos nos quais os problemas de segurança tenham sido devidamente considerados, de acordo com o porte da barragem e com a classe de dano potencial¹ associado que lhe for atribuída.

A segurança das barragens deve considerar aspectos estruturais, hidráulicos, operacionais e ambientais.

2.2 ESTUDOS PRELIMINARES E DE VIABILIDADE

2.2.1 Estudos preliminares

Na fase de Estudos Preliminares ou de Inventário são estudadas, sumariamente, alternativas de localização e de porte da barragem e do seu reservatório. São estimados, em primeira aproximação, os benefícios, os custos e os prazos de implantação das obras, bem como os impactos ambientais e os possíveis custos de mitigação desses impactos. A viabilidade ambiental do projeto é um aspecto fundamental para o seu prosseguimento em

¹ Dano potencial associado: dano que pode ocorrer devido a rompimento, vazamento, infiltração no solo ou mau funcionamento de uma barragem, independentemente da sua probabilidade de ocorrência, podendo ser graduado de acordo com as perdas de vidas humanas e impactos sociais, econômicos e ambientais.

fases posteriores, com maior investimento nos estudos de base, tais como, nos levantamentos topográficos, prospecções geológicas e geotécnicas, ensaios de materiais, medições e estudos.

Nessa fase devem ser mencionadas as possibilidades de a barragem servir a finalidades múltiplas, maximizando seus benefícios ambientais e sociais.

A primeira fase de um projeto de barragem deve incluir uma inspeção aos locais alternativos para sua implantação, por equipe multidisciplinar, incluindo, no mínimo, engenheiros civis com experiência em geotecnia, hidráulica, hidrologia e construção e, ainda, geólogo de engenharia e especialista em meio ambiente.

Em cada local alternativo recomenda-se que, nessa fase:

- seja realizado um mapeamento geológico de superfície apoiado por geofotointerpretação;
- o estudo hidrológico defina uma série de descargas médias mensais e seja estimada a descarga de projeto dos órgãos extravasores;
- as estruturas civis e os equipamentos permanentes sejam dimensionados e quantificados com base em soluções tradicionalmente adotadas em projetos do tipo em estudo.

2.2.2 Estudos de viabilidade

Esses estudos têm por objetivo a caracterização da viabilidade técnica, econômica e ambiental da implantação, bem como a operação da barragem e de seu reservatório.

Para tanto se torna necessário o conhecimento da valoração dos benefícios econômicos e sociais conferidos pela barragem (ainda que calculados em termos estatísticos), em termos presentes e em cenários futuros, os custos de implantação, de comissionamento, de operação, de manutenção da barragem e, ainda, os custos ambientais (incluindo os custos de implantação e manutenção dos programas ambientais e das medidas mitigadoras e compensatórias), ao longo da vida útil da barragem e do reservatório. Todos os itens indicados devem ser monetariamente valorados, de modo a ser possível estabelecer um fluxo de caixa, englobando investimentos e benefícios ao longo do tempo.

Os custos de construção devem ser baseados na seleção de uma alternativa de projeto, considerando o tipo de barragem e de seus órgãos extravasores e de operação, como tomada de água e casas de força, além de outras estruturas que vierem a ser necessárias, tais como órgãos e equipamentos para transposição de peixes, eclusas de navegação, descarregadores de vazões ecológicas ou sanitárias e outros.

As alternativas de projeto da barragem devem ser desenvolvidas, de modo a ser possível estimar os custos de construção civil e fabricação, transporte e montagem dos equipamentos permanentes. Devem também ser estimados os custos dos acessos, das instalações de canteiro de obra e de acampamento, e da manutenção dessas instalações, bem como da engenharia de projeto e engenharia do proprietário, de desapropriações, do suprimento de energia elétrica, dos seguros e dos juros.

Nessa fase são desenvolvidos os levantamentos de campo, os ensaios de laboratório e estudos ambientais visando à elaboração do EIA/RIMA (se necessário) e a obtenção da Licença Prévia. Recomenda-se que, de início, seja emitido um Relatório de Planejamento Ambiental,

contendo a descrição do empreendimento, os processos construtivos, a infraestrutura de canteiro de obra, o cronograma de execução e, ainda, termo de referência para os estudos ambientais, objetivando a obtenção da Licença Prévia. Sugere-se que os levantamentos de campo envolvam pelo menos uma estiagem e uma época chuvosa. Caso venha ser demandado pela legislação ou pela entidade licenciadora, nessa fase são preparados documentos para a realização de fóruns ambientais e audiência(s) pública(s).

O Estudo de Viabilidade deve ser constituído por peças escritas e desenhadas e outros elementos de informação, de modo a possibilitar a apreciação das soluções preconizadas, incluindo aspectos de segurança, e, assim, permitir a sua comparação e a tomada de decisões.

2.3 PROJETO BÁSICO

No inciso IX do art. 6º, Seção II das definições, da Lei nº 8.666 de 21 de junho de 1993, é incluída a seguinte definição de Projeto Básico: *“conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra ou serviço, ou complexo de obras ou serviços objeto da licitação, elaborado com base nas indicações dos estudos técnicos preliminares, que assegurem a viabilidade técnica e o adequado tratamento do impacto ambiental do empreendimento, e que possibilite a avaliação do custo da obra e a definição dos métodos e do prazo de execução, devendo conter os seguintes elementos:*

- a) *desenvolvimento da solução escolhida de forma a fornecer visão global da obra e identificar todos os seus elementos constitutivos com clareza;*
- b) *soluções técnicas globais e localizadas, suficientemente detalhadas, de forma a minimizar a necessidade de reformulação ou de variantes durante as fases de elaboração do projeto executivo e de realização das obras e montagem;*
- c) *identificação dos tipos de serviços a executar e de materiais e equipamentos a incorporar à obra, bem como suas especificações que*

assegurem os melhores resultados para o empreendimento, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução;

- d) informações que possibilitem o estudo e a dedução de métodos construtivos, instalações provisórias e condições organizacionais para a obra, sem frustrar o caráter competitivo para a sua execução;*
- e) subsídios para montagem do plano de licitação e gestão da obra, compreendendo a sua programação, a estratégia de suprimentos, as normas de fiscalização e outros dados necessários em cada caso;*
- f) orçamento detalhado do custo global da obra, fundamentado em quantitativos de serviços e fornecimentos propriamente avaliados”.*

Apesar de essa lei instituir normas para licitações e contratos da Administração Pública, a definição do Projeto Básico nela contida é adequada também para o projeto de barragens do setor privado.

Assim, o Projeto Básico de uma barragem deve ser constituído por peças escritas e desenhadas e outros elementos de estudo, tais como o estudo de materiais de construção, resultados de ensaios de laboratório ou de campo, relativos à definição final e respectivo dimensionamento, uma proposta de canteiro, com o modo de construção das obras, critérios de medição e as medições, quantitativos e orçamento finais e as especificações técnicas, de modo a, eventualmente, fazer licitação e poder iniciar-se a construção da obra.

2.4 PROJETO EXECUTIVO

No inciso X do art. 6º, Seção II, da Lei nº 8.666 de 21 de junho de 1993, é definido o Projeto Executivo da seguinte forma: “ *o conjunto dos elementos necessários e suficientes à execução completa da obra, de acordo com as normas pertinentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT*”.

Tal como para o Projeto Básico, esta definição do Projeto Executivo é considerada adequada

para o projeto de barragens, quer do setor público, quer do setor privado.

O Projeto Executivo, por se constituir no detalhamento do projeto básico, principalmente nas obras maiores, é realizado durante a construção, uma vez que as condições reais encontradas na implantação podem otimizar custos importantes. Nas obras menores, a sua antecipação visa complementar o projeto básico e dar maior confiabilidade no orçamento antecipado da implantação.

No Projeto Executivo devem ser detalhadas as soluções preconizadas no Projeto Básico das obras civis e dos equipamentos hidromecânicos e elétricos, confirmando-se a sua exequibilidade e adaptando-as às condições reais encontradas durante a construção, baseados em novos dados de campo obtidos, quer através da observação das condições topográficas existentes, quer de investigações geotécnicas adicionais, ou através de dados de instrumentação instalada durante a construção.

Soluções alternativas às desenvolvidas no projeto básico só devem ser consideradas se novos dados surgirem durante a construção que inviabilizem ou apresentem vantagens técnicas, econômicas ou de prazo.

O Projeto Executivo de uma barragem deve ser constituído por peças escritas (adaptação/refinamento de critérios de projeto e memórias de cálculo) e desenhadas de fácil e inequívoca interpretação que irão permitir a construção da obra.

As especificações técnicas construtivas, as medições com critérios de medição e quantitativos deverão, se necessário, ser alteradas, adaptadas ou complementadas, de modo a permitirem a execução das soluções desenvolvidas no projeto executivo.

2.5 PROJETO FINAL COMO CONSTRUÍDO (AS BUILT)

Após a conclusão da construção, o empreendedor promoverá a obtenção de um documento que se intitulará “Projeto Final como Construído” e que será parte integrante do Plano de Segurança da Barragem. Este projeto,

que deve estar disponível para análise da entidade fiscalizadora, sempre que esta assim o entenda, deve incluir:

- Os elementos com interesse para a segurança da obra tal como executada, incluindo relatórios, desenhos como construído e cálculos justificativos;
- Representação dos aspectos geológicos e geotécnicos da fundação da barragem e dos resultados, relativos ao seu tratamento, bem como das obras subterrâneas;
- Fotografias representativas das escavações para as fundações e do seu tratamento e dos demais aspectos da construção;
- Os resultados dos ensaios de materiais utilizados (concreto, solos, enrocamentos, maciço rochoso e outros materiais) e outros estudos laboratoriais efetuados e respectivos relatórios;
- Os cronogramas de execução dos serviços;
- O plano de monitoramento e de instrumentação realmente utilizados nas obras;
- Os registros das leituras da instrumentação e a das inspeções realizadas durante a construção.

3 ELEMENTOS BASE E ESTUDOS GERAIS DO PROJETO

Apresentam-se, em seguida, os elementos base e os estudos do projeto, comuns aos diferentes tipos de barragens, visando a obter os elementos a incluir nos projetos, independentemente da etapa em que se encontram e do tipo de barragem.

3.1 ELEMENTOS GERAIS

Os elementos gerais a incluir no projeto são:

- Mapas em escala adequada de localização, da bacia hidrográfica e da área a jusante da barragem necessários para os estudos da descarga dos órgãos extravasores e da onda de inundação provocada pela ruptura da barragem, para as barragens de dano potencial alto, e de localização de obras existentes na bacia com interesse para a avaliação da segurança, bem como povoações existentes junto ao rio;
- Perfil longitudinal do rio desde a nascente até a uma determinada distância a jusante da barragem, que se considere adequada, assim como perfis dos principais afluentes, assinalando-se neles as barragens existentes, com indicação do tipo, altura, comprimento da crista, volume armazenado, uso principal e potência instalada;
- Plantas e respectiva topografia do local da barragem e da bacia hidrográfica, com o contorno do reservatório;
- Descrição das condições climáticas da região, com indicação, tais como, das

temperaturas médias mensais, obtidas com base num número significativo de anos, da insolação, da radiação solar média mensal e dos ventos dominantes (velocidade e direção);

- Tipos de ocupação humana, agrícola e industrial, e vias de acesso das áreas a montante e a jusante da barragem;
- Análise das características do local da barragem e da área a jusante que possam ter influência nas soluções encontradas para o desvio do rio e para o vertedouro.

Estes elementos gerais de apoio à caracterização topográfica, geológica, geotécnica, hidrológica, hidrogeológica e sismológica do local da obra, conjugados com aspectos ambientais, e administrativos, bem como as finalidades da obra, devem ser adequadamente ponderados com vistas à definição das soluções de projeto. Essa definição geral e detalhamento são feitos ao longo das fases de projeto referidas no capítulo 2.

Sempre que possível deve-se trabalhar com cartografia em escalas grandes, produzindo mapeamentos com bases a laser e radar, existentes nos comandos do Ministério da Defesa: DSG, ICA, DHN e IBGE (INDE).

Nos itens seguintes referem-se aspectos dos estudos utilizados na caracterização de alguns elementos base de projeto, especialmente relevantes para a definição das soluções de projeto.

3.2 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Os estudos hidrológicos, de fundamental importância para o projeto das barragens, visam a obter os seguintes elementos:

- Vazões fornecidas pelo aproveitamento e probabilidade de garantia dessas vazões, de acordo com a distribuição no tempo das demandas a satisfazer;
- Hidrogramas das cheias naturais e modificadas, para dimensionamento dos órgãos extravasores, definitivos e provisórios;
- Curvas de vazão nas seções de restituição;
- Volume de sedimentos afluentes ao reservatório, para fixação do volume de assoreamento.

A realização dos estudos hidrológicos é, em geral, baseada na informação e de acordo com metodologias e procedimentos a seguir indicados (NPB, 1993).

A informação necessária é a seguinte:

- Características fisiográficas (morfologia, geologia, pedologia e rede hidrográfica), climáticas, de cobertura vegetal e de ocupação da bacia hidrográfica própria do aproveitamento;
- Distribuição estatística da precipitação anual e das precipitações mensais sobre a área da bacia hidrográfica do aproveitamento, utilizando os registros disponíveis;
- Distribuição estatística das precipitações extremas sobre a bacia hidrográfica, com duração associada ao tempo de concentração;
- Escoamentos integrais anuais e mensais afluentes à seção da barragem;
- Vazões instantâneas máximas anuais ou, na falta destas, vazões diárias máximas anuais;
- Registros adicionais sobre vazões de cheia (informação histórica), incluindo marcas de cheia, testemunhos verbais e registros escritos;
- Valores dos parâmetros caracterizadores da qualidade da água e inventário de fontes poluidoras;
- Registros de medições do transporte de sedimentos afluente ao reservatório ou, na

falta destes, valores obtidos pela aplicação de modelos adequados.

As metodologias a utilizar devem ser as mais adequadas, face à informação disponível e às características e finalidades do aproveitamento, adotando-se os seguintes procedimentos:

- As vazões fornecidas na seção em estudo devem ser determinadas, sempre que possível, recorrendo-se à análise estatística de séries homogêneas, da ordem de pelo menos 30 anos, de registros de vazões integrais mensais e anuais;
- Na falta de séries de registros suficientemente longas ou na ausência de quaisquer registros de vazões, deve a informação disponível ser completada com dados deduzidos das precipitações e de informações da população local;
- As vazões fornecidas pelo aproveitamento devem ser determinadas pela análise da exploração prevista do reservatório, utilizando técnicas de simulação e recorrendo à série histórica ou a séries sintéticas que reproduzem as características estatísticas das séries de vazões a que se refere a alínea (a);
- As perdas por evaporação e por percolação através da fundação e do corpo da barragem devem ser avaliadas e incluídas na análise;
- A cheia de projeto deve ser fixada, recorrendo-se a métodos estatísticos, incorporando a informação histórica disponível, de simulação hidrológica (modelos precipitação-escoamento) e a fórmulas empíricas, com a análise crítica dos valores obtidos pelas diferentes vias de cálculo, e considerando cheias originadas por precipitação com duração igual e múltipla do tempo de concentração;
- Os tempos de recorrência a adotar no dimensionamento dos órgãos extravasores e proteção contra cheias devem ser fixados, de acordo com o tipo, altura e classificação da barragem quanto ao dano potencial associado;
- Os tempos de recorrência mínimos, recomendados para as cheias de projeto são indicados no **Quadro 1**;

- As vazões de dimensionamento dos órgãos extravasores devem considerar o amortecimento das cheias no respectivo reservatório e nos reservatórios a montante.

A precipitação máxima provável (PMP) deverá preferencialmente ser obtida segundo o “Manual de Estimção da PMP”, elaborado pela Organização Meteorológica Mundial (WMO, 2009).

A cheia máxima provável (CMP) deverá ser determinada recorrendo a modelos precipitação – escoamento tendo como base a PMP.

Em alternativa e na falta de dados de base suficientes para a estimção da PMP, poderá utilizar-se o valor correspondente à cheia com o período de recorrência de 10 000 anos.

Quadro 1. Tempos de recorrência mínimos (anos) recomendados para as cheias de projeto.

Altura, h (m)	Volume, V (hm ³)	Tempo de recorrência (anos)
h ≥ 30	V ≥ 50	CMP
15 ≤ h < 30	03 ≤ V < 50	1 000
h < 15	V < 03	500

Os estudos hidrológicos devem ser complementados com a avaliação das áreas inundáveis e do tempo de propagação das cheias provocadas por uma eventual ruptura da barragem, recorrendo-se a modelos hidrodinâmicos adequados. Esses estudos irão permitir classificar o dano potencial associado.

No caso de barragens com dano potencial associado alto e/ou se a entidade fiscalizadora o determinar, devem ser elaborados os estudos de rompimento de barragem e o Plano de Ação de Emergência (PAE), e com a definição de sistemas de aviso e previsão de cheias.

3.3 ESTUDOS GEOLÓGICOS, HIDROGEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

Os estudos geológicos e hidrogeológicos apoiam-se em informações já existentes e em observações do local da barragem e do

reservatório (mediante desmatamento e limpeza do terreno e trabalhos de investigação geológico-geotécnica) e devem conduzir à definição dos seguintes elementos:

- Conhecimento das condições geológicas regionais;
- Modelo geológico para o local da barragem, em função da composição litológica e estrutural do local, com indicação das principais características relevantes para o projeto;
- Características hidrogeológicas da região e do local da obra, com indicação de surgências, infiltrações, cavernas, artesianismo, qualidade da água e grau de solubilidade das rochas.

O programa de investigações geológico-geotécnicas engloba o mapeamento de superfície e a realização de ensaios de geofísica (sísmica de refração, eletrorresistividade, GPR, etc.), sondagens mecânicas (percussão, rotativa e trado), poços, trincheiras, galerias, amostragens e ensaios *in situ* e de laboratório.

As condições hidrogeológicas do maciço devem ser avaliadas com segurança, através de ensaios de perda da água, infiltração, bombeamento, instalação de medidores de nível da água, piezômetros, etc.

O estudo dos materiais de construção, de seu desmonte e de suas condições de colocação em obra é feito mediante investigações geológico-geotécnicas nas jazidas de materiais e pedreiras, envolvendo ensaios de geofísica, sondagens mecânicas, poços, trados e ensaios de laboratório.

A consideração conjunta, da disponibilidade de materiais, dos impactos ambientais resultantes da sua extração, da morfologia do vale e das condições de fundação, definirá o tipo de barragem mais adequado em cada caso.

Na **Figura 1** apresenta-se, como exemplo, o modelo geológico obtido para uma barragem de concreto, através dos estudos e investigações realizadas.

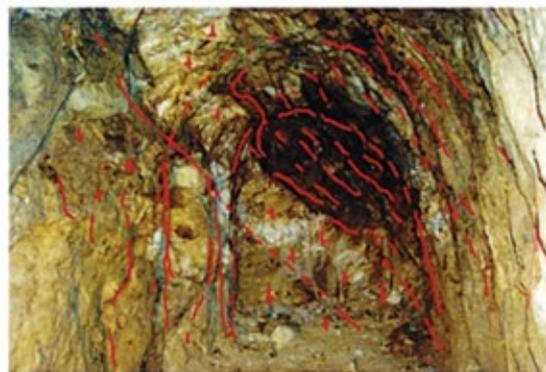
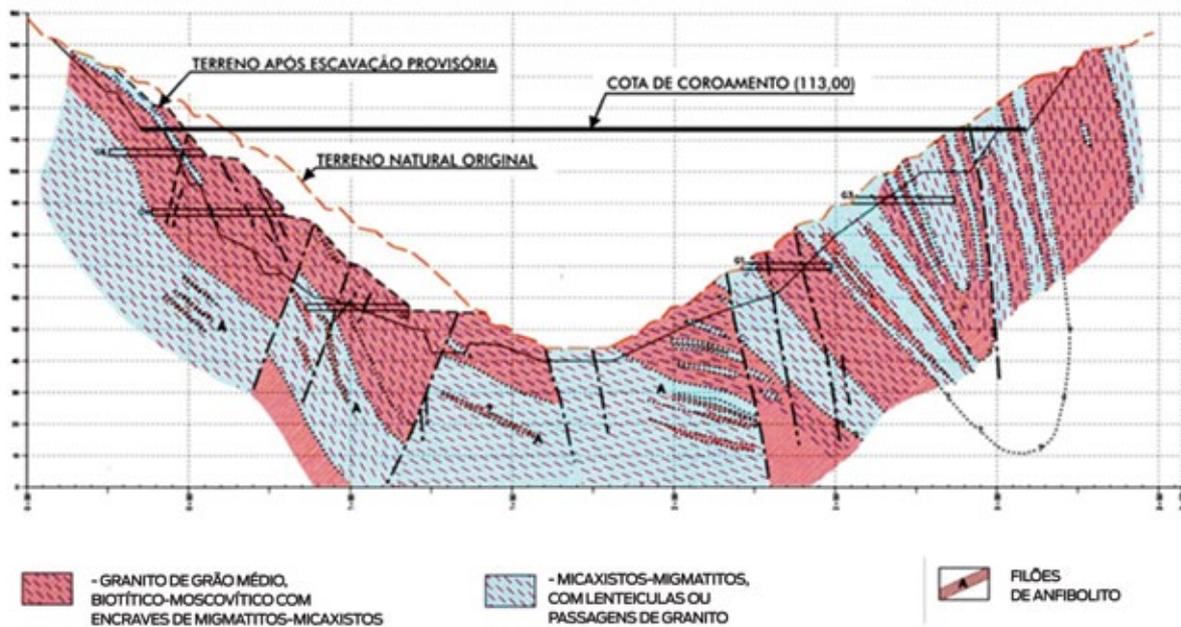


Figura 1. Modelo geológico 2D de uma barragem de concreto gravidade (Barragem de Ribeirão, Portugal).
 Fonte: OLIVEIRA et al., 2006 / Banco de Imagens ANA

Complementando a informação geológica e hidrogeológica e, com base nas investigações geológico-geotécnicas, são desenvolvidos os estudos geotécnicos para o local da barragem, jazidas de materiais e pedreiras, com a definição dos seguintes elementos (NPB, 1993):

- Fraturamento do maciço de fundação da barragem, com definição e caracterização das feições principais;
- Zoneamento do maciço de fundação da barragem, visando definir áreas do maciço com características aproximadamente homogêneas;
- Classificação das zonas geotécnicas identificadas para definir a superfície de fundação da barragem e dos órgãos extravasores e de operação;
- Permeabilidade das formações que constituirão o maciço de fundação da barragem e do reservatório, bem como os escoamentos que nele poder-se-ão instalar;
- Condições de injeção de consolidação, de impermeabilização e de drenagem dos maciços de fundação;
- Propriedades geomecânicas do maciço de fundação da barragem, dos taludes do reservatório e dos terrenos situados imediatamente a jusante;
- Propriedades mecânicas e de permeabilidade dos materiais disponíveis nas jazidas de materiais e pedreiras;
- Zoneamento e avaliação dos volumes dos diversos materiais de construção disponíveis e indicação de sua distância à obra.

Estes estudos que devem ser realizados por especialistas, ao longo das diversas fases do desenvolvimento dos projetos, como referido no capítulo 2, são de grande importância para o projeto das obras, e devem conduzir, em especial:

- a uma adequada caracterização dos maciços de fundação, dos pontos de vista da

sua estrutura (zoneamento, falhas, famílias de descontinuidades, etc.), bem como, em especial, do seu comportamento hidráulico (permeabilidade) e mecânico (deformabilidade, resistência, em alguns casos efeitos do tempo);

- a uma avaliação das condições de realização do tratamento das fundações com vistas a melhorar o seu comportamento hidráulico e estrutural;
- a uma avaliação em volume e qualidade da existência de materiais disponíveis para a construção das obras (OLIVEIRA, 2006).

Os estudos relativos à caracterização geológica, hidrogeológica e geotécnica dos maciços de fundação das barragens requerem especial atenção no caso de fundações difíceis, tais como quando constituídas por solos que podem sofrer liquefação, dispersão ou colapso, ou por maciços rochosos cársticos ou constituídos por rochas com gesso (OLIVEIRA, 1973).

3.4 ESTUDOS SISMOLÓGICOS

Os estudos sismológicos devem abranger o local da obra, a região (algumas dezenas de quilômetros em torno do local) e a província tectônica (algumas centenas de quilômetros em torno do local) e devem incluir a história sísmica, designadamente a relação dos sismos registrados com indicação de datas, profundidade dos focos, epicentros, magnitudes, e durações.

A sismicidade do território do Brasil é baixa, como é evidenciada pelo mapa da **Figura 2**. No entanto, alguns sismos podem ser induzidos por outras causas, tais como, pela formação de grandes reservatórios criados pelas barragens (sismos de barragem).

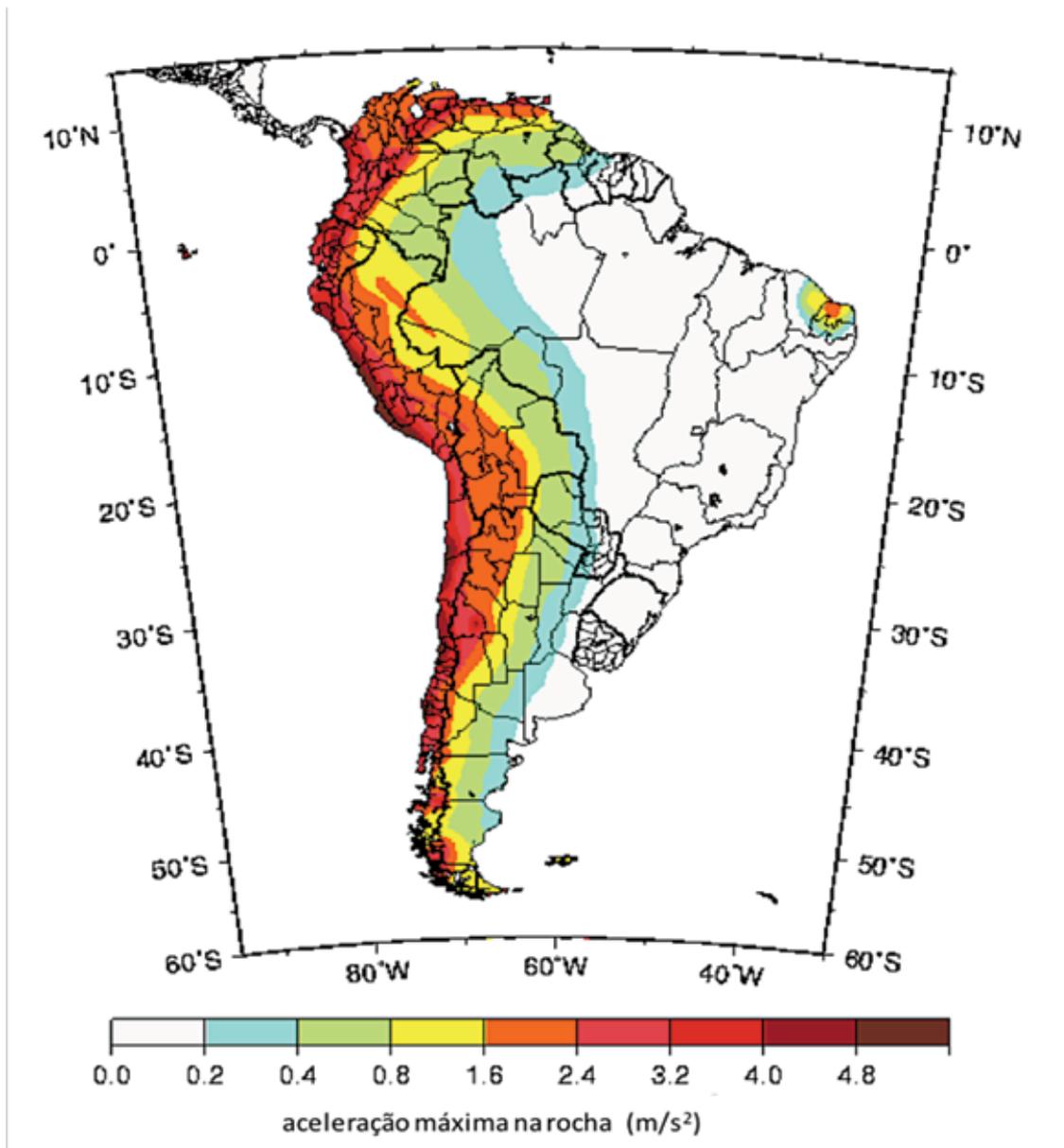


Figura 2. Mapa de risco sísmico na América do Sul. Aceleração máxima na rocha com a probabilidade de 90% de não ser excedida, para um período de 50 anos.
Fonte: GSHAP

Os principais sismos de barragem que ocorreram no Brasil e as respectivas magnitudes foram os seguintes: Volta Grande (MG/SP, 1974), magnitude 4,2; Nova Ponte (MG, 1998), magnitude 4,0; Cajuru (MG, 1972), magnitude 3,7; Capivara (PR/SP, 1979), magnitude 3,7; Tucuruí (PA, 1998), magnitude 3,6; Balbina (AM, 1990), magnitude 3,4; Miranda (MG, 2000), magnitude 3,3; Paraibuna (SP, 1977), magnitude 3,0; Igaratá (SP, 1985), magnitude

3,0; Capivari-Cachoeira (PR), magnitude 3,0; Açú (RN, 1994), magnitude 3,0.

Os estudos sismológicos devem conduzir à definição das ações sísmicas, em particular da intensidade, forma e duração das vibrações sísmicas no local da obra, considerando-se ICOLD (1989b); NPB (1993); e MI (2002):

- O sismo máximo de projeto (SMP), que corresponde ao maior sismo crível (SMC) que pode afetar a barragem, e que deve

ser estimado por via determinística, ou, não dispondo da necessária informação, por via probabilística, devendo neste caso serem adotados os tempos de recorrência mínimos, em função do dano potencial associado, indicados no **Quadro 2**;

- Os sismos de projeto indicados no Quadro 2 devem ser selecionados considerando determinadas situações, tais como atividades de extração de petróleo e gestão de águas subterrâneas ou, no caso de barragens com mais de 100 m de altura, criando reservatórios de capacidade superior a 1 000 hm³ de armazenamento.

Quadro 2. Sismo máximo de projeto das barragens.

Dano potencial associado	Sismo máximo de projeto (SMP)	
	Avaliação determinística	Avaliação probabilística (tempo de recorrência mínimo, anos)
Alto	SMC	1/10.000
Médio	De 50% a 100% do SMC	1/1.000 a 1/10.000
Baixo		1/100 a 1/1.000

Na ausência de estudos de sismicidade, recomenda-se a utilização dos critérios estabelecidos em ELETROBRÁS (2003), através da análise pseudo-estática a avaliação das condições da barragem face a sismos naturais ou induzidos adotando-se cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical.

3.5 BORDA LIVRE NORMAL E MÍNIMA

3.5.1 Definição

A borda livre normal em barragens tem sido definida como a diferença entre a cota da crista e o nível máximo normal do reservatório (ICOLD, 1978). Pode, no entanto,

definir-se uma borda livre mínima (diferença entre a cota da crista e o nível de máxima cheia, ou nível *maximum maximum*).

O valor da borda livre é muito importante para fixar a cota da crista da barragem, tendo em

vista assegurar um valor muito baixo para a probabilidade de galgamento e, por outro lado, evitar o encarecimento desnecessário da obra.

O valor da borda livre deve ser essencialmente determinado pelos seguintes fatores: regime de ventos, *fetch* (máxima linha reta ininterrupta sobre o lago segundo a qual sopra um vento específico), tipo de barragem, sismicidade da região (pouco condicionante no caso do Brasil) e incerteza em relação aos parâmetros hidrológicos. Na definição desse valor pode ser considerada uma parcela, devida a fatores quantificáveis, e outra, devido a fatores não quantificáveis.

Tendo em consideração que os valores dos fatores quantificáveis que podem ocorrer durante os períodos de operação normal devem ser mais elevados do que os que podem ocorrer durante o curto período em que ocorre a cheia de projeto, o valor da borda livre deve ser o maior que for obtido para as duas definições referidas.

3.5.2 Fatores quantificáveis

Na prática corrente, tem-se considerado como fatores quantificáveis os associados às ações do vento (ondulação e maré de vento) e dos sismos.

O vento sobre o reservatório provoca sobre-elevações temporárias do nível de água e ondulações, cujas características (magnitude, duração, orientação e distribuição sazonal) devem ser devidamente ponderadas e aferidas ao local da barragem.

A probabilidade de ocorrência simultânea de vento excepcional e da cheia máxima de projeto é muito baixa. Assim, a hipótese de vento excepcional deve ser conjugada com as situações de operação normal do reservatório, enquanto a situação de cheia máxima de projeto deve ser conjugada com a ocorrência de vento habitual.

O vento excepcional é um vento com características ciclônicas, com um tempo de recorrência da ordem do milhar de anos, enquanto o vento habitual é um vento forte, mas com um tempo

de recorrência da ordem das duas dezenas de anos.

Não se dispondo de informação suficiente para estabelecer as velocidades do vento, podem ser adotadas para o vento excepcional uma velocidade de 160 km/h e, para o vento habitual, uma velocidade de 80 km/h (USBR, 1973).

A velocidade do vento e a altura das ondas geradas são condicionadas pela topografia da área do reservatório (desenvolvimento e forma), fatores representados pelo *fetch máximo* (maior comprimento que é possível traçar sobre o reservatório) e pelo *fetch efetivo* (que considera a forma do reservatório). Este último pode ser obtido pela média dos valores correspondentes ao *fetch máximo* e dos oito valores, obtidos para ângulos afastados 3° entre si, quatro para um e outros lados (USBR, 1992).

A ação do vento origina uma maré (*wind setup ou wind tide*)² no reservatório, com uma sobre-elevação do nível da água que pode ser estimada pela expressão (USBR, 1992, 2012):

$$S_0 = \frac{V^2 F_t}{6,3 \cdot 10^4 D}$$

em que S_0 representa a sobre-elevação do reservatório (m); V a velocidade do vento (km/h); F_t o *fetch efetivo* (km); e D a profundidade média do reservatório na área de medição do *fetch* (m).

O espraçamento (*run-up*)³ sobre o talude de montante contribui também para uma significativa elevação das ondas, que pode ser avaliada pela expressão (MEER; JANSSEN, 1994):

$$S_1 = 1,6K \frac{tg\alpha}{\sqrt{H_s/L}} H_s$$

² Maré de vento é o movimento vertical do nível de repouso do reservatório devido às tensões provocadas pelo vento na superfície da água.

³ Espraçamento é o movimento de elevação da água sobre uma estrutura ou praia no momento de quebra da onda; corresponde à altura na vertical atingida pela água acima do nível de repouso.

em que S_1 representa a sobre-elevação devida ao espraçamento (m); K é um fator que caracteriza a rugosidade da superfície do talude de montante da barragem; α – ângulo desse talude com a horizontal (admite-se inclinação constante do paramento na área pertinente); H_s a altura significativa das ondas (média aritmética das alturas do terço das ondas mais altas); e L o comprimento de onda.

A expressão anterior foi estabelecida para barragens de aterro⁴, admitindo que as ondas incidem normalmente ao talude da barragem, (MARTINS, 2002).

Os valores do fator de rugosidade (K) são indicados no **Quadro 3** (MEER; JANSSEN, 1994; MARTINS, 2002):

Para estimar a altura significativa das ondas (H_s), existem também fórmulas, tal como (MARTINS, 2002):

$$H_s = \frac{V^{1,23} F_t^{0,5}}{422} \quad \text{ou} \quad H_s = \frac{V F_t^{0,5}}{200}$$

Sendo H_s expresso em (m), V em (km/h) e F_t em (km).

Quadro 3. Fator de rugosidade, K .
(Fonte: MEER; JANSSEN, 1994; MARTINS, 2002)

Rugosidade da superfície do talude de montante	K
Liso (concreto, concreto betuminoso, blocos arrumados)	1,0
Grama (3 cm)	0,9 / 1,0
camada de enrocamento de proteção (<i>rip-rap</i>) de dimensão característica d tal que $H_s/d=1,5$ a 3	0,55 / 0,60
ou mais camadas de enrocamento de proteção de dimensão característica d tal que $H_s/d=1,5$ a 6	0,50 / 0,55

Observa-se que as expressões anteriores, embora de estrutura semelhante, podem conduzir

⁴ No caso de barragens de concreto (a superfície do paramento de montante pode considerar-se vertical, não rugosa e não porosa), a sobre-elevação do nível no reservatório pode fixar-se como equivalente à altura da onda incidente.

a resultados apreciavelmente diferentes, sendo opção da projetista a expressão que melhor se adapta a cada caso.

O comprimento de onda L e o período T calculam-se pelas expressões:

$$L = 1,56T^2, \quad T = 0,33V^{0,41}F_t^{0,33}$$

Relativamente à ondulação gerada pelo sismo, a altura da onda (h) em metros pode ser estimada pela expressão (CINS, 1968):

$$h = \frac{K_h \cdot T \cdot \sqrt{gH}}{2}$$

sendo: K_h o coeficiente sísmico horizontal; T o período predominante do sismo (s); g a aceleração da gravidade (m/s^2); e H a altura máxima de água a montante (m).

3.5.3 Fatores não quantificáveis

Os fatores não quantificáveis (ou de difícil quantificação), que podem também influenciar o valor da borda livre, são diversos, destacando-se os seguintes (MARTINS, 2002):

- Grau do conhecimento das condições hidrológicas;
- Sismos que, além da ondulação, poderão ter outros efeitos de difícil quantificação e muito dependentes das características do sismo, que podem interferir com a borda livre, como por exemplo, alterando (pelo menos localmente) a cota da crista, provocando deslizamentos das margens e alteração da batimetria do reservatório.
- Deslizamentos das margens do reservatório, sendo, tal como para os sismos, em geral de muito difícil quantificação, as características destes deslizamentos e a magnitude das ondas geradas;
- Transiente provocado pela interrupção brusca de funcionamento de estruturas hidráulicas;
- Vulnerabilidade ao galgamento, dependente, entre outros fatores, do tipo de barragem

(as barragens de terra são muito mais vulneráveis que as de concreto, situando-se as de enrocamento numa situação intermédia) e ainda, a ação destrutiva do galgamento variável com a duração e a altura da lâmina sobre a crista da barragem (tanto maior quanto menor o desenvolvimento da crista);

- Instabilidades na região superior da barragem, devido, por exemplo, à ação de agentes atmosféricos, a trânsito ou a animais;
- Velocidade de subida da água no reservatório e capacidade do descarregador de fundo (caso exista);
- Tipo de vertedouro (um vertedouro de superfície, sem comportas e que funcione sem que o escoamento possa incluir fases em pressão, é do tipo que em princípio oferece mais segurança), bem como a confiabilidade do seu dimensionamento e condições de manutenção;
- Ocupação do vale a jusante, questão central da segurança de barragens;
- Características da onda de inundação, resultante de eventual ruptura da barragem, dependentes da altura da barragem, da capacidade do reservatório, da largura e do declive do vale a jusante.

3.5.4 Valores da borda livre recomendados

Para as barragens construídas no Brasil, tem-se considerado adequado adotar os valores mínimos, a seguir indicados (ELETROBRAS, 2003):

- A borda livre normal deve ser limitada ao mínimo de 3,0 m para as barragens de aterro (terra ou enrocamento), e de 1,5 m para as barragens de concreto;
- As bordas livres normais das ensecadeiras e das casas de força devem ser limitadas ao mínimo de 1,0 m;
- A borda livre mínima deve ser de 1,0 m acima do nível de máxima cheia do reservatório em barragens de aterro, e de 0,5 m acima do nível de máxima cheia do reservatório em barragens de concreto.

3.6 DESVIO DO RIO

O desvio do rio, visando possibilitar a construção da barragem em condições de segurança, deve considerar diversos fatores, como: a área e o regime hidrológico da bacia hidrográfica, as condições morfológicas e geológicas do local, o tipo de barragem, o prazo e o programa dos trabalhos, e as consequências de uma eventual ruptura das obras, provisórias ou definitivas.

O desvio pode ser efetuado em diversas fases ou em uma fase única em função das características do vale. Em vales abertos, o desvio do rio pode ser feito através do estrangulamento parcial do rio, que permanecerá na calha natural e, após o fechamento da seção, através da própria estrutura principal. Em vales estreitos, o desvio pode ser feito através de túneis, galerias, estruturas rebaixadas ou adufas.

O projeto deve especificar devidamente os elementos estruturais necessários nas diferentes

fases construtivas, qualquer que seja a solução adotada, tais como, para soluções utilizando túneis, galerias ou canais; considerando a barragem construída por partes, com a passagem da água num dos lados da calha do rio, ou em áreas da calha, definidas pelos sucessivos recintos ensecados.

Em soluções de desvio do rio, que incluam a utilização de alguns dos órgãos de descarga da barragem, ou quando se prevê a incorporação de ensecadeiras no corpo da barragem, as respectivas ensecadeiras devem respeitar as especificações das obras definitivas.

A título de exemplo, apresenta-se na **Figura 3** um sistema de desvio constituído pelo canal de aproximação, estrutura de emboque, conduto (túnel), desemboque e canal de restituição; e na **Figura 4**, apresenta-se um sistema de desvio por túnel, no qual é utilizado o vertedouro da usina como canal de desvio (ROCHA, 2006).

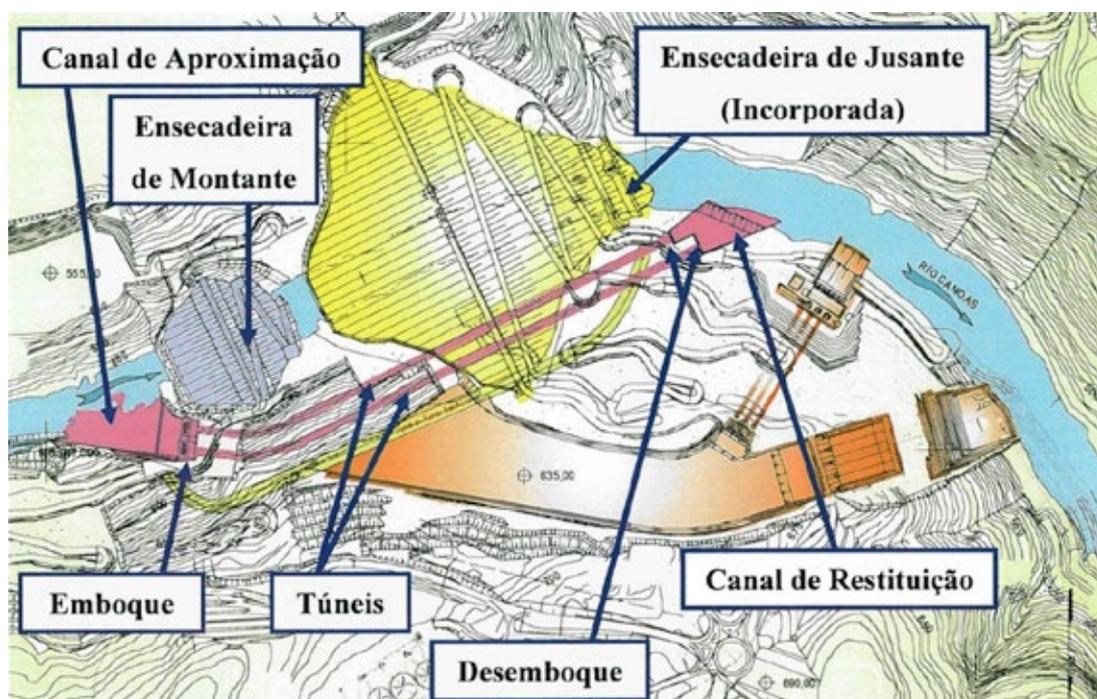


Figura 3. Estruturas do sistema de desvio de rio por túnel. UHE Campos Novos, SC.
Fonte: ROCHA, 2006

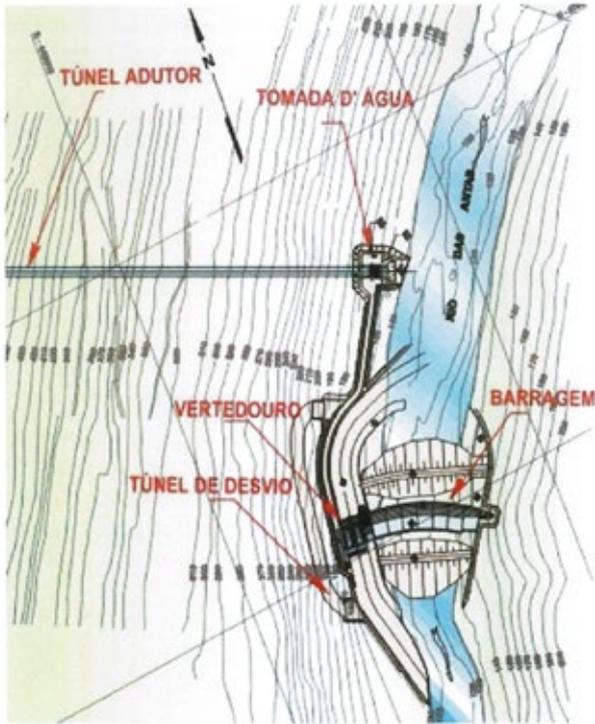


Figura 4. Desvio do rio por canal lateral na região do vertedor, associado a túnel de desvio. UHE Monte Claro, RS.
Fonte: ROCHA, 2006

As Figuras seguintes ilustram um desvio do rio numa única fase: antes do rio ser desviado, são construídas as estruturas nas ombreiras, a seco, sem interferência no fluxo do rio (**Figura 5**); o rio é seguidamente desviado para as galerias de desvio em concreto, embaixo do vertedor; é então escavado um canal lateral, de entrada e saída das galerias, e construídas duas ensecadeiras, a montante e a jusante, possibilitando assim a construção do barramento no leito do rio (**Figura 6**) (ROCHA, 2006).

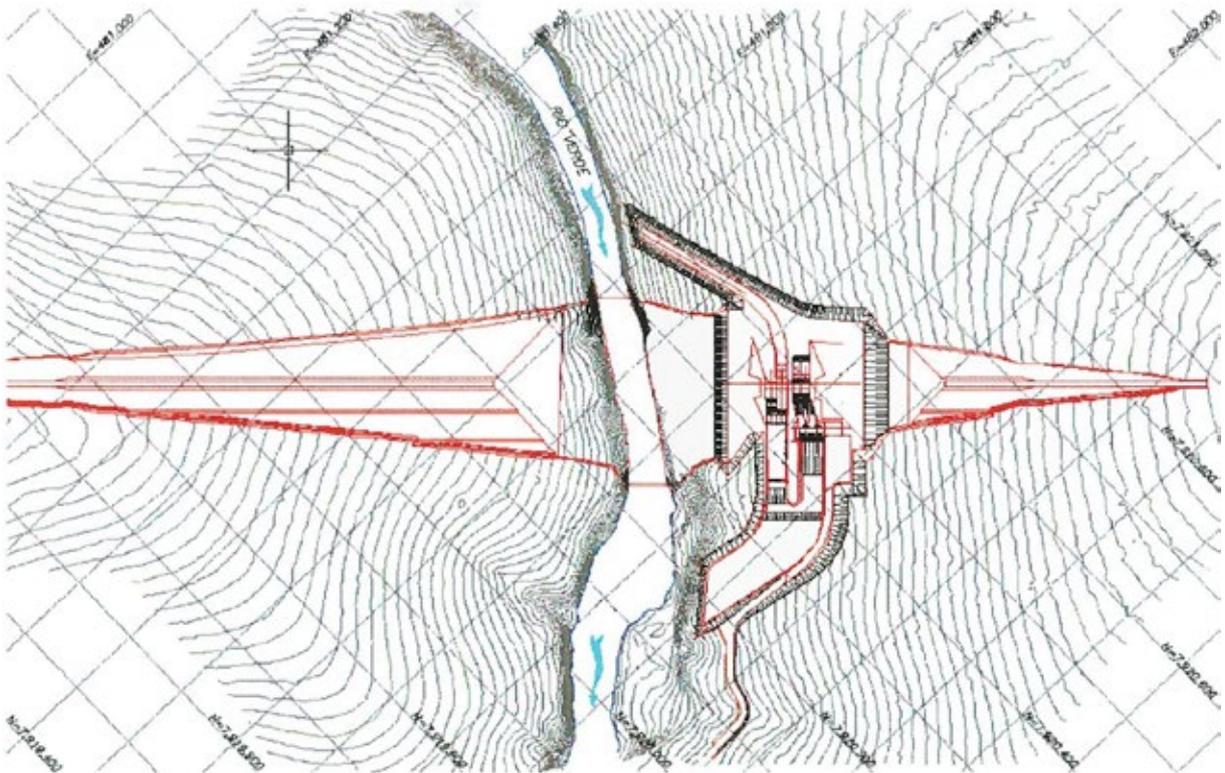


Figura 5. Desvio do rio feito em uma única fase. Construção das estruturas definitivas e galerias de desvio, a seco. UHE Salto, GO.
Fonte: ROCHA, 2006

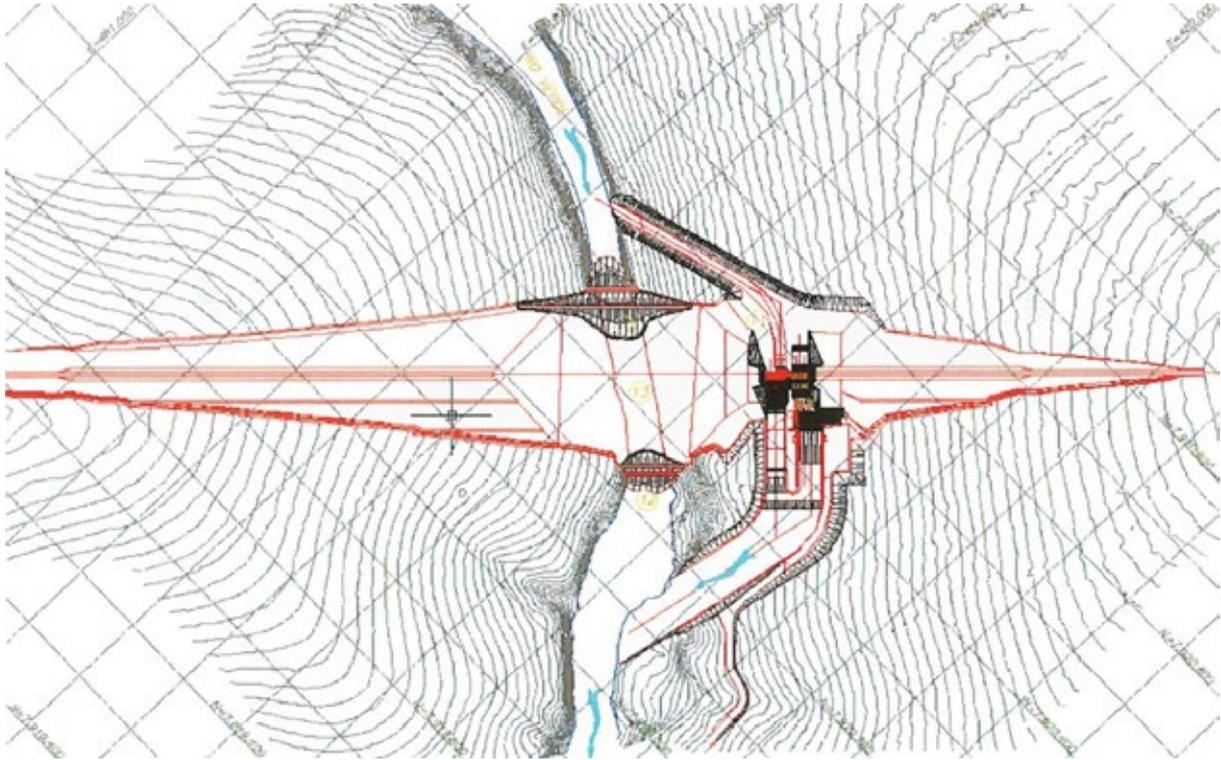


Figura 6. Desvio do rio feito em uma única fase. Desvio do rio feito pelas galerias de desvio. Leito ensecado com as ensecadeiras de montante e de jusante UHE Salto, GO.
Fonte: ROCHA, 2006

As **Figuras 7, 8 e 9** ilustram um desvio do rio realizado em fases múltiplas: o desvio se inicia com a escavação do canal lateral para auxiliar no desvio do rio após a construção da ensecadeira em “U” da 1ª fase, que estrangula o leito do rio (**Figura 7**); inicia-se em seguida o desvio do rio com a construção da ensecadeira de 1ª fase,

que permite a execução dos trabalhos na parte ensecada do rio, com a construção do vertedouro (**Figura 8**); após a conclusão do vertedouro inicia-se a segunda fase do desvio, com a remoção de parte da ensecadeira de 1ª fase e com a construção da ensecadeira de montante e de jusante de 2ª fase (**Figura 9**) (ROCHA, 2006).

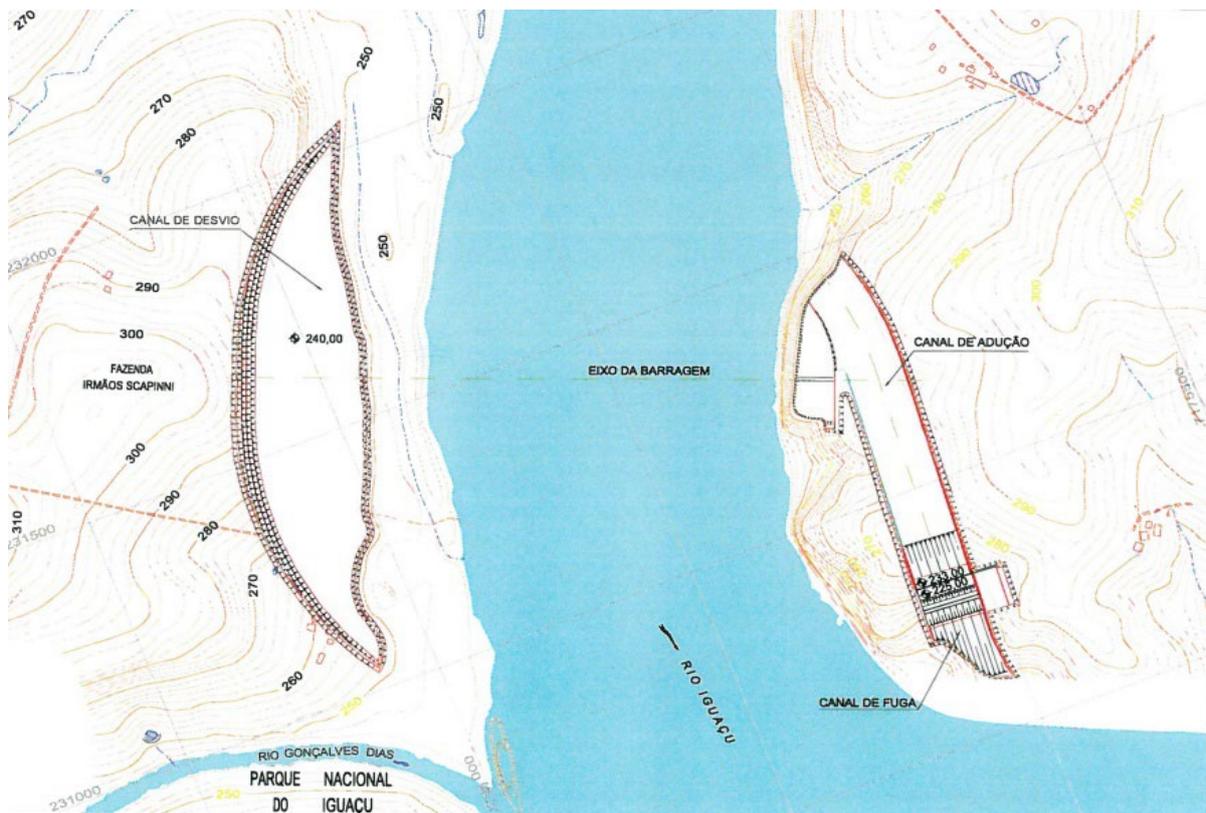


Figura 7. Desvio do rio em diversas fases. Escavação do canal de desvio na ombreira direita. UHE Baixo Iguaçu, PR.
 Fonte: ROCHA, 2006

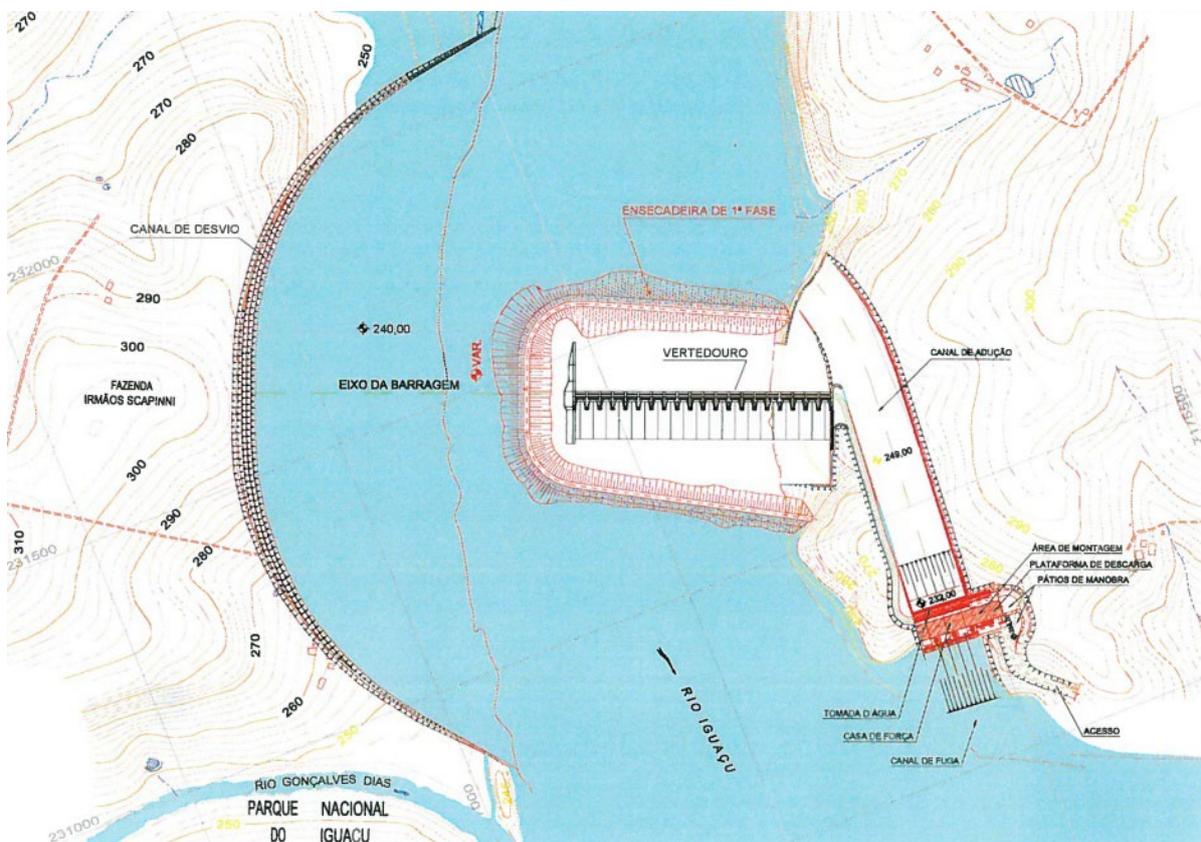


Figura 8. Desvio do rio em diversas fases. 1ª Fase. Desvio pelo leito estrangulado e canal lateral. UHE Baixo Iguaçu, PR.
 Fonte: ROCHA, 2006

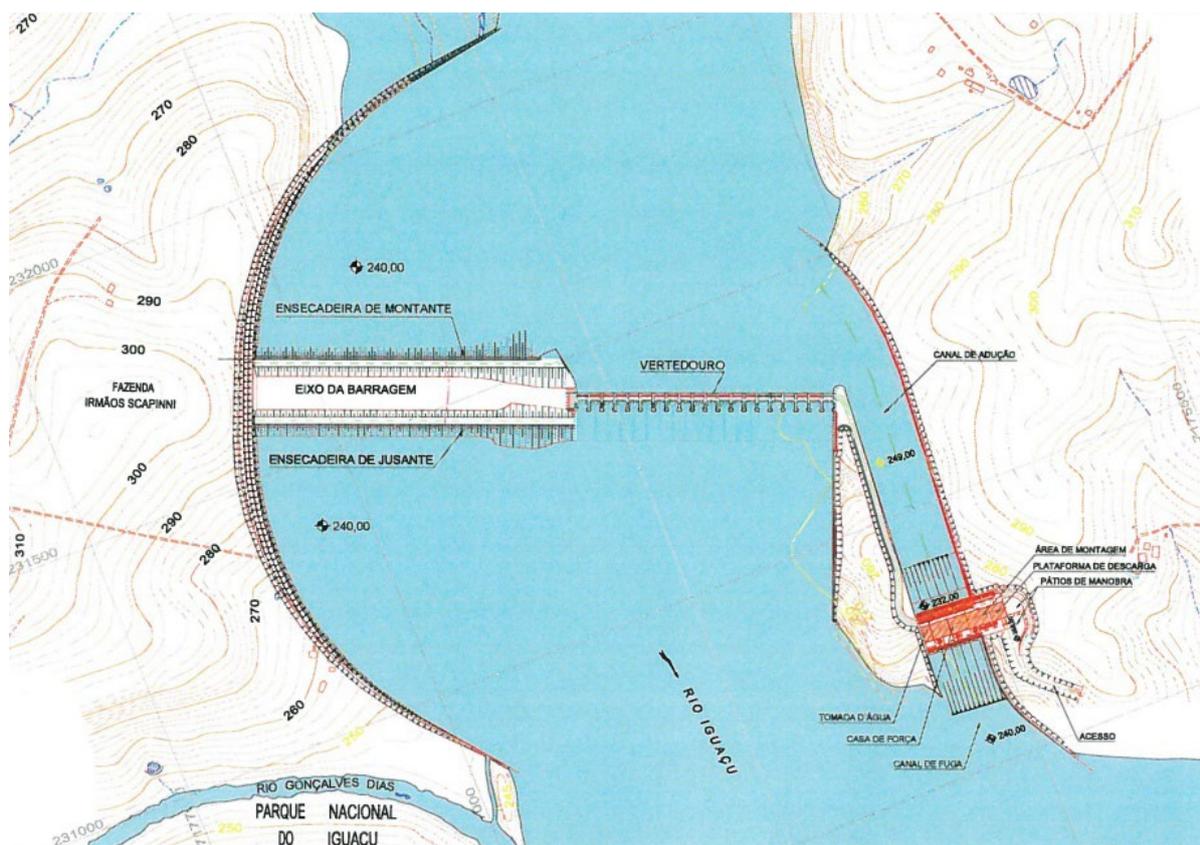


Figura 9. Desvio do rio em diversas fases. 2ª Fase. Desvio pelo vertedor, com uso de ensecadeira incorporada de montante e de jusante. UHE Baixo Iguaçu, PR.
Fonte: ROCHA, 2006

As vazões de desvio, para cada fase do manejo do rio, devem ser definidas pelos tempos de recorrência resultantes de uma análise, confrontando-se o custo das obras de desvio com o valor esperado do custo dos danos resultantes das respectivas inundações, incluindo os danos locais, os devidos a atraso no cronograma e os associados a eventuais danos a montante e a jusante.

A definição do tempo de recorrência da cheia, a considerar nos estudos da derivação provisória do rio, deve considerar a especificidade de cada situação e os tipos de barragem e de ensecadeira, e deve ser devidamente justificada, recomendando-se a adoção de tempos de recorrência não inferiores a 5 e a 20 anos, respectivamente, para barragens de concreto e de aterro.

Nas operações de desvio e de fechamento final para enchimento do reservatório, devem ser consideradas as vazões características da época prevista para as respectivas operações.

3.7 ESCAVAÇÕES

3.7.1 Aspectos gerais

O projeto de escavações numa barragem e seus órgãos extravasores e de operação visa a definir a forma, dimensões e procedimentos executivos para tal, tendo em consideração a finalidade da escavação, as dimensões mínimas exigidas, o tipo de estruturas, as condições geológico-geotécnicas e de estabilidade dos cortes, bem como a eventual necessidade de métodos especiais de escavação (ELETROBRAS, 2003).

De um modo geral, pode-se considerar que o projeto de escavações visa a atingir superfícies adequadas à fundação, otimizando os volumes a escavar e os tratamentos necessários, bem como os volumes de eventuais reaterros das escavações.

Aspectos a considerar são a avaliação das condições de escavação dos materiais *in situ* (métodos e equipamentos a utilizar na sua escavação), a caracterização geotécnica dos produtos gerados e a avaliação da possibilidade de seu uso. As dificuldades executivas, principalmente a necessidade de uso de métodos especiais de escavação e a proximidade de estruturas que possam ser danificadas, são aspectos que devem também ser analisados.

As escavações definitivas, que permanecem ao longo do período de vida do aproveitamento, devem ser projetadas, de modo a apresentar a necessária segurança, ao longo desse período, considerando os efeitos do reservatório, a durabilidade dos materiais e as condições de manutenção.

Nas escavações provisórias, que devem permanecer apenas durante uma determinada fase da construção, as condições de segurança não necessitam ser tão rigorosas como nas definitivas. Entre as escavações provisórias, cabe distinguir as que são feitas para fundação de estruturas e as que devem ser compatibilizadas com as exigências da estrutura. De um modo geral, a profundidade da escavação resulta da necessidade de garantir as necessárias condições de fundação das estruturas, em função dos estudos estruturais e hidráulicos, enquanto que os métodos de escavação a utilizar (comum, a fogo, ou especial), a inclinação dos taludes de escavação e os tratamentos dos taludes, são definidos com base nas características geotécnicas dos maciços e na posição do nível freático.

Na definição das condições de segurança para os taludes de escavação, devem ser respeitados os níveis de risco admissíveis, tendo em consideração a sua localização e a influência da sua eventual instabilidade na segurança e na economia do aproveitamento. Em particular, realça-se a importância da estabilidade dos taludes do vertedouro e dos canais de acesso e extravasores e, nos casos em que se aplica, dos taludes do circuito hidráulico de geração.

Um ponto importante do dimensionamento hidráulico é a definição das velocidades de fluxo da água a que os maciços naturais estarão submetidos nas várias estruturas, de modo a se poder definir os tratamentos ou proteções necessárias às superfícies escavadas.

O projeto de escavação deve otimizar o balanço entre volumes escavados e tratamentos necessários ao maciço remanescente, levando em conta também o volume dos materiais que eventualmente irão cobrir as escavações. Entretanto, a aplicabilidade dos materiais escavados nas obras definitivas influenciará também no projeto final, pois pode ser de interesse a ampliação dos volumes escavados, levando-se em conta a necessidade de estocagem.

A informação contida no presente item 3.7 é baseada nos capítulos 12 e 13 do Manual da Eletrobras (ELETROBRAS, 2003), cuja consulta se aconselha.

3.7.2 Escavação a céu aberto

Estabilidade dos taludes

O projeto de escavações a céu aberto deve ser desenvolvido, atendendo aos estudos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos, referidos no item 3.3. Com base nesses estudos são definidos os parâmetros a utilizar nas análises de estabilidade dos taludes de escavação que, por sua vez, irão subsidiar a previsão dos possíveis tratamentos, com base na relação custo/benefício, comparando declividades dos taludes versus tratamentos de contenção.

No caso de taludes de escavação, de pequena dimensão, a definição da declividade pode ser baseada na experiência com casos semelhantes. Como diretriz geral, para taludes não condicionantes às feições geológicas são indicadas no **Quadro 4** as inclinações dos taludes de escavações para os diversos materiais.

Em função da responsabilidade e das dimensões dos taludes ou da ocorrência de materiais pouco convencionais, devem ser feitas análises de estabilidade baseadas em resultados de ensaios de campo e de laboratório, a desenvolver

na fase dos estudos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos.

Quadro 4. Inclinações máximas dos taludes de escavação.

(Baseado em ELETROBRAS, 2003, quadro da página 225)

Descrição	Talude máximo
Rocha sã - permanentemente exposta	10V:1H a 5V:1H
Rocha sã - temporariamente exposta	10V:1H a Vertical
Rocha decomposta - permanentemente exposta, submersa	1V:1H
Rocha decomposta - permanentemente exposta, não submersa	1V:1,5H
Rocha decomposta - permanentemente exposta	1V:1,5H
Capeamento - permanentemente exposto	1V:2,0H a 1V:1,50H
Capeamento - permanentemente exposto, submerso, sujeito a rebaixamento	1V:2,50H a 1V:2,0H
Capeamento - temporariamente exposto	1V:1,50H

A posição da água subterrânea tem sido reconhecida como um dos fatores mais importantes na estabilidade de taludes. No caso de barragens é imprescindível ter-se em conta sua posição antes e depois de cheio o reservatório. No primeiro caso a influência no método de escavação e na estabilidade dos taludes mesmo provisórios tem que ser considerada. No segundo caso são principalmente os taludes definitivos os mais afetados.

O estudo de estabilidade dos taludes em maciços rochosos deve sempre ser iniciado pela diferenciação entre maciços compartimentados e maciços não compartimentados. No primeiro caso se incluem aqueles cuja ruptura estará condicionada pela existência de descontinuidades estruturais do maciço que possuem baixa resistência em relação à rocha intacta.

Para os maciços não compartimentados, as análises de estabilidade devem basear-se em métodos reconhecidos, como sejam o Bishop modificado, Morgenstern e Price, ou Sarma. Os parâmetros de resistência poderão ser obtidos através de referências bibliográficas com maciços e obras similares ou mesmo com retroanálise, quando possível, métodos semiempíricos,

função da classificação geomecânica do maciço, como o método de Hoek e Brown, poderão ser utilizados.

Para os maciços rochosos compartimentados, as análises de estabilidade poderão ser baseadas nos métodos já mencionados, quando aplicáveis, e ainda em métodos como os de Kovary e Hoek e Bray. Os parâmetros de resistência devem ser aqueles referentes às descontinuidades e não ao material. Poderão ser definidos em função da experiência com materiais e obras similares, através de métodos semiempíricos (Barton e Choubey) ou, eventualmente, ensaios de laboratório e *in situ*.

Para os materiais compartimentados, os estudos de estabilidade devem considerar dois domínios: a estabilidade superficial e a estabilidade global do talude. A diferenciação das feições que podem ser importantes para cada um dos domínios deve ser feita com base na sua persistência, espaçamento e atitudes.

Na estabilidade superficial, a inclinação e altura da face das bancadas devem, em princípio, ser otimizadas, de modo que sejam minimizados os tratamentos e as contenções necessárias e atendidas as necessidades executivas. No caso de taludes de encosto de estruturas, pode ser de interesse minimizar os volumes do material a ser lançado (por ex.: concreto), o que pode levar à adoção de taludes mais íngremes, bermas menores, etc., com contenções mais intensas, se for o caso.

A estabilidade global é, sobretudo, governada pela eventual ocorrência de descontinuidades de grande extensão, compatíveis com as dimensões dos taludes. Deve procurar-se garantir a estabilidade global, sempre que possível, por uma inclinação média conveniente, obtida por adequada combinação dos parâmetros: inclinação das faces, altura das bancadas e largura das bermas. O tratamento estabilizante principal deve ser a drenagem profunda. Contenções como ancoragens, mais ou menos profundas, só devem ser adotados em casos especiais.

A altura máxima das bancadas deve ser considerada, em princípio, da ordem de 10 m em

maciços rochosos. Devem ser adotadas alturas menores para materiais muito instáveis ou erodíveis. No caso de rocha são podem ser adotadas alturas maiores. Devem ser sempre previstas as bermas mínimas para circulação e instalação dos equipamentos de perfuração. A largura mínima das bermas deve também ser definida como suficiente para acomodar eventuais quedas de blocos de reduzidas dimensões.

No caso de taludes em solo, a estabilidade deve ser verificada utilizando-se processos analíticos, bem como considerações semelhantes às estabelecidas para os parâmetros de resistência, descritos no item 4.5.3.

Os taludes submersos devem ser analisados para a condição de regime permanente, e os não submersos, para a condição de regime permanente e de chuvas intensas. Os níveis piezométricos, a serem considerados nas análises, devem ser os mais realistas possíveis, tendo em conta as observações a serem obtidas com a instalação de medidores de nível d'água e piezômetros, durante a implementação do programa de investigação geológico-geotécnica e os dados dos postos pluviométricos representativos da área. Devem ser também consideradas as influências do reservatório e das escavações adjacentes.

Os taludes dos canais de adução, aproximação e de restituição, em geral, sofrem interferências dos reservatórios, podendo ocorrer, em muitos casos, oscilações rápidas que, para taludes em solo, dependendo das suas características de permeabilidade, podem conduzir à situação de rebaixamento rápido, devendo nesse caso ser analisado, segundo a metodologia desse tipo de carregamento, nas condições indicadas no item 4.5.3. Entretanto, a situação crítica para esses taludes pode também ser a condição de chuvas intensas (combinadas à condição de nível d'água mínimo no canal).

Taludes naturais que possam representar riscos para a segurança das obras devem também ser objeto de análise, adotando-se os mesmos critérios considerados para os taludes de escavação permanente.

Os critérios para fixação de coeficientes de segurança mínimos a serem atendidos devem considerar o potencial de dano de cada caso:

- Para os taludes que interferem diretamente na segurança e operação da barragem (cortes em escavação de vertedouro e na casa de força, canais de adução, aproximação e restituição, etc.), os coeficientes de segurança para a condição de regime permanente (situação que não seja a de chuvas intensas nem a de rebaixamento rápido), devem ser maiores que 1,5. Para a condição de chuvas intensas, os coeficientes de segurança devem ser maiores que 1,3, sendo os mesmos requisitos aplicados no caso de existir uma subestação, aos taludes desta cuja ruptura eventual atinja os equipamentos eletromecânicos. Em casos excepcionais em que os danos decorrentes de um eventual deslizamento sejam muito elevados, caso de canais de aproximação de vertedouro, cujas rupturas comprometam a extravasão de cheias, o coeficiente de segurança mínimo para a condição de chuvas intensas deve ser superior a 1,3.
- Para os taludes de escavações e aterros de obras complementares, tais como estradas, subestações, cuja ruptura não atinja equipamentos, etc., os coeficientes de segurança para a condição de regime permanente devem ser maiores que 1,3. Para a condição de chuvas intensas os coeficientes de segurança devem ser superiores a 1,1.

Drenagem

Dois tipos de drenagens devem ser considerados para os taludes: a superficial e a profunda. A primeira controlará o efeito das chuvas sobre o talude e constará basicamente de canaletas e descidas de água, dimensionadas para chuvas de tempo de recorrência de 50 anos, no mínimo. Deve ser dada preferência a estruturas de concreto, moldadas *in situ*, em terreno natural. A declividade deve ser tal que permita a água desenvolver certa velocidade para lavagem de material caído dos taludes, com previsão de caixas de acumulação de sedimentos e de dissipação, onde necessários, mas que não conduza à erosão fácil dos materiais geológicos.

A drenagem profunda tem por objetivo manter o lençol freático com nível controlado ou evitar surgências de água descontrolada em pontos críticos do talude de jusante. O projeto implicará a escolha do sistema a ser utilizado (furos, poços ou esporões drenantes) e a definição das dimensões e quantidade dos elementos drenantes. O projeto deve levar em consideração a necessidade de controle de qualquer possível carreamento de material, dimensionando adequadamente os filtros necessários. Todo o projeto de drenagem profunda deve considerar a possibilidade de variação do nível da água, tanto sazonal como após o enchimento do reservatório.

Proteção e acabamentos das superfícies de escavação

Os materiais escavados devem ser estudados, também, com a finalidade de se definir sua desagregabilidade e erodibilidade, principalmente junto à superfície de escavação final prevista. Essas informações permitem prever os tratamentos superficiais a serem aplicados para cada caso e tendo em conta a importância das fundações e dos taludes, provisórios ou permanentes.

Em função do acabamento que se pretende obter nas superfícies escavadas, são limitadas as sobre-escavações (*over-breaks*) e as sub-escavações (*under-breaks*) para cada superfície.

Os tratamentos dos taludes rochosos podem ser superficiais ou profundos, dependendo do tipo de instabilizações potenciais que possam vir a ocorrer.

Os tratamentos superficiais destinam-se a conter a queda de blocos, após a remoção dos chochos, podendo ser localizados ou sistemáticos. Esses tratamentos são constituídos basicamente por chumbadores ou ancoragens, furos/tubos de drenagem, ou telas metálicas.

Os tratamentos profundos são aplicados para prover a estabilização de pontos específicos do talude, podendo implicar ancoragens especiais e drenagem profunda com furos.

No caso de taludes em solo, a necessidade de proteção superficial deve ser definida em

função das características de erodibilidade dos materiais do terreno. O projeto pode ser elaborado com base na experiência com materiais e obras similares, tendo-se em conta, além do material, a inclinação do talude e as possibilidades de manutenção. Deve ser dada preferência aos revestimentos com cobertura vegetal, desde que os taludes de face tenham inclinação mais suave ou igual a 1,5H:1V. Para taludes mais íngremes, dever-se-á ter cuidados especiais na fixação da proteção vegetal. As espécies selecionadas devem ser aquelas com comprovado sucesso na região. O estudo deve levar em conta a fertilidade do solo natural e a necessidade de implantação de camada de solo orgânico. Sempre que possível os métodos escolhidos devem ter em vista a minimização dos serviços de manutenção, durante a operação do aproveitamento.

Quando na região ocorrerem seixos, cascalhos ou matacões, a melhor solução para revestimento desses taludes é a sua colocação em boas condições sobre o talude.

3.7.3 Escavações subterrâneas

Dimensionamento

O projeto de escavações subterrâneas deve ser desenvolvido, atendendo aos estudos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos e respectivo zoneamento e classificação, referidos no item 3.3.

As dimensões das escavações são, em geral, definidas por motivos hidráulicos, tendo também em consideração as condicionantes geomecânicas.

O dimensionamento inicial dessas escavações pode ser feito por métodos empíricos com base em classificação de maciços rochosos conforme proposto por Rocha, Barton e Bieniawski. Cavidades de forma complexa e/ou submetidas a carregamentos extraordinários ou com condições geomecânicas difíceis podem exigir análises por métodos numéricos, como o Método dos Elementos de Contorno, Método dos Elementos Finitos, Método das Diferenças Finitas, etc. Qualquer dimensionamento feito deve ser considerado como preliminar e sujeito a confirmação, durante a fase executiva. No

projeto das escavações subterrâneas deve ser sempre considerado como imprescindível um acompanhamento executivo cuidadoso, que permita a adaptação do projeto às condições reais encontradas.

Os métodos de sustentação provisórios, eventualmente necessários, devem ser definidos com base em sua adequabilidade técnica e econômica, durabilidade e facilidade de instalação. O projeto de escavação deve considerar a logística para remoção dos materiais escavados, seja por poço ou galerias.

Tratamento das escavações subterrâneas

Do projeto deve constar um pré-dimensionamento dos suportes necessários para cada seção tipo e a definição dos critérios para suas adaptações às condições reais de campo, em função da caracterização e classificação geomecânica.

A estabilização de escavações subterrâneas deve ser obtida sempre pelo uso de materiais não perecíveis, sendo vetado o uso de madeira.

Em princípio, deve-se associar a aplicação de suporte a um adequado programa de instrumentação executiva. A compatibilização entre a rigidez do suporte e as deformações previstas e desejadas para o maciço é imprescindível.

Os métodos de suporte mais convencionais envolvem: cambotas metálicas e enfilagem; ancoragens ativas ou passivas; concreto projetado com ou sem adição de fibras; tela metálica; concreto moldado, armado ou simples; e injeções prévias de consolidação.

Drenagem

A drenagem em obras subterrâneas tem por objetivo manter o lençol freático com nível controlado ou evitar surgências de água, com utilização de furos, poços, galerias e canaletas, visando reduzir o carregamento hidráulico no revestimento estrutural.

A drenagem de obras subterrâneas poderá ser fator decisivo para a sua estabilização, principalmente quando executada previamente à escavação. Além do mais, as condições

hidrogeológicas podem mudar substancialmente, em função da fase da obra, devendo ser sempre cuidadosamente analisadas. Especial atenção deve ser dada aos túneis de desvio nas fases de construção, operação, fechamento das comportas, construção e fechamento do tampão e nos túneis de adução, em termos de pressões hidrodinâmicas.

Cuidados ambientais e de segurança e saúde ocupacional nas escavações subterrâneas

O controle ambiental é essencial ao provimento de condições seguras de trabalho. A ventilação é vital, não só no fornecimento de ar fresco, como na remoção de gases oriundos das explosões e/ou gerados por equipamentos.

Um aspecto a ser verificado na drenagem subterrânea é o rebaixamento dos níveis freáticos, que poderão afetar as atividades à superfície.

Altos níveis de ruído gerados por equipamentos, em geral, e dutos de ventilação forçada, frequentemente, obrigam o uso de protetores de ouvido e linguagem por sinais.

3.8 TRATAMENTOS DE FUNDAÇÕES

3.8.1 Aspectos gerais

O tratamento de fundações inclui o conjunto de operações, tendo como principais objetivos:

Assegurar adequadas condições de contato da estrutura com a sua fundação;
Melhorar as propriedades mecânicas do maciço de fundação, designadamente, a resistência e a deformabilidade;
Reduzir a permeabilidade do maciço e/ou homogeneizar os fluxos da água, através da fundação;
Controlar as subpressões; e
Evitar o carreamento de solos pela fundação (<i>piping</i>).

O projeto deve definir claramente os objetivos e vantagens do tratamento das fundações, bem como os procedimentos que devem ser usados para controle dos seus resultados. Os custos do tratamento de fundação, em

especial dos tratamentos de consolidação, devem ser confrontados com a alternativa de remoção adicional dos materiais, em vez do seu tratamento.

Podem ser realizados tratamentos superficiais e profundos, de acordo com as características da fundação, o tipo de projeto e os custos envolvidos.

A liberação de fundações, imediatamente antes da implantação da estrutura, deve ser realizada de acordo com critérios adequados, que permitam a aprovação dos tratamentos realizados.

Um cuidadoso mapeamento geológico-estrutural da superfície da fundação, em escala compatível com a escala da obra, deve ser exigido antes da liberação, no qual sejam indicadas as litologias existentes, os sistemas de descontinuidades mais importantes, os graus de fraturamento, de decomposição e de consistência do maciço rochoso, ocorrência de surgências, e ainda eventuais ensaios e investigações realizadas e outras informações de interesse para uma posterior análise do comportamento da estrutura quando a obra estiver em operação.

O tipo e extensão dos tratamentos devem ser definidos, tendo em consideração o modelo geológico-geotécnico e hidrogeológico dos maciços de solo e/ou rocha, a serem tratados, bem como os requisitos de fundação da estrutura. As técnicas de tratamento a utilizar devem estar devidamente aferidas e comprovadas em obras similares.

A informação contida no presente item 3.8 é baseada no capítulo 13 do Manual da Eletrobras (ELETROBRAS, 2003), cuja consulta se aconselha.

3.8.2 Tratamento superficial

Generalidades

O tratamento superficial tem por objetivo preparar a superfície da fundação para receber o material que lhe será sobreposto. Os tratamentos de taludes devem ser definidos, tendo em atenção o item 3.7, relativo às escavações.

A sequência de tratamentos superficiais é semelhante para os diversos tipos de interface estrutura-fundação, mas esses tratamentos são diferenciados em função de sua intensidade e dos materiais envolvidos. As fundações em solo e em rocha devem ser diferenciadas, bem como os materiais que as cobrirão, tais como, concreto, solo ou enrocamento. As atividades de tratamento são seguidamente referidas.

Remoção de materiais indesejáveis

O projeto da estrutura deve definir o nível do maciço que se considera adequado para a fundação, bem como, sempre que possível, os limites de variação aceitáveis.

Caso se opte pela remoção, os critérios para controle devem ser informados de forma objetiva, com base na observação visual dos materiais ou das suas características de resistência, deformabilidade e permeabilidade, indicando a forma de aferição das mesmas e o procedimento de acompanhamento geotécnico.

Regularização

As irregularidades topográficas existentes na fundação podem originar concentrações de tensão e/ou dificuldades executivas. O projeto deve definir e justificar o tratamento a ser realizado, se remoção por escavação, retaludamento ou regularização com material adequado, em geral concretagem e, se de maneira localizada ou generalizada.

Taludes de altura significativa, muito íngremes (ou mesmo negativos), devem ser suavizados para garantir uma adequada distribuição de tensões na estrutura. O projeto deve definir a posição em que eles terão que ser tratados, o ângulo máximo de inclinação aceitável, a conformação que deve ser dada ao terreno e também o método de escavação exigido, de modo a minimizar abalos no material remanescente.

Limpeza

A limpeza, isto é, a remoção de todo material solto na fundação, deve ser considerada no projeto, incluindo a grossa e a limpeza fina, esta última com lavagem. Os equipamentos a utilizar em cada fase devem ser definidos,

bem como as pressões de água e/ou ar do processo de lavagem. Esses processos devem ser definidos, levando em conta a erodibilidade e desagregabilidade dos materiais da fundação e o rigor necessário.

Descontinuidades geológicas individuais que, pela sua extensão e/ou abertura, justifiquem tratamentos localizados, devem ter tratamentos projetados, de acordo com o objetivo a ser alcançado, envolvendo remoção parcial do material de preenchimento e substituição por outros adequados, em geral, argamassa ou concreto pobre.

Recobrimento superficial

A necessidade de recobrimento superficial da fundação deve ser definida, em função da possibilidade de ocorrer carreamento do material do aterro para feições da fundação ou do material da fundação para dentro do aterro. O projeto deve definir o material a ser usado e sua espessura e deve ter em consideração a compatibilidade de deformação entre ele, o material a ser lançado sobre ele e a fundação.

Os materiais a utilizar podem ser filtros granulares, concreto poroso, argamassa, concreto lançado, concreto varrido (*slush grouting*), emulsão asfáltica, etc. O emprego eventual de geossintéticos e de emulsões asfálticas deve ser avaliado de forma criteriosa, tendo em vista a sua durabilidade, ao longo da vida da obra, e as suas características físicas (filtração, impermeabilização, possibilidades de colmatação, etc.).

O recobrimento superficial pode, também, ser necessário para proteção de materiais, (como, por exemplo, blocos de rocha de grandes dimensões) que podem desagregar durante intempéries.

Drenagem superficial

O tratamento superficial deve considerar a necessidade de controle de surgências, durante o lançamento dos materiais, podendo essas drenagens ser associadas às drenagens definitivas. Materiais granulares em tapetes ou drenos e até, eventualmente, meias canas de concreto devem ser considerados prioritariamente no

projeto da estrutura, desde que seu objetivo principal seja o controle de subpressão.

Injeções localizadas

Essas injeções de pequena profundidade têm por objetivo vedar zonas abaladas pela detonação, assegurar contatos de concreto com a fundação, tratamento de descontinuidades geológicas específicas, etc. Devem ser definidos os tipos de furação, sua orientação e profundidade, em função das feições a serem injetadas. Os materiais e critérios de injeção são os da injeção profunda.

3.8.3 Tratamentos profundos

Generalidades

O tratamento profundo da fundação tem por objetivo melhorar as propriedades do maciço em seus aspectos de resistência, deformabilidade e permeabilidade ou prover meios para sua melhor drenagem. A redução de permeabilidade contribui, essencialmente, para a diminuição do fluxo afluyente ao sistema de drenagem. No entanto, a necessidade de homogeneizar a fundação, eliminando zonas de grande concentração de fluxo, principalmente quando há risco de erosão interna, pode também justificar o tratamento.

Os tratamentos profundos são definidos com base em ensaios de perda de água realizados em sondagens mecânicas.

No entanto, não deixando de considerar o interesse da experiência prévia, nem das inevitáveis adaptações durante a execução, o projeto dos tratamentos profundos deve ser elaborado com base em uma análise da sua necessidade e dos objetivos a atingir. Em casos de tratamentos significativos, pode ter interesse a realização de um teste de injeção em trechos experimentais, na área a tratar (ISRM, 1996).

Consolidação

A necessidade de consolidação da fundação depende da sua natureza e dos requisitos estruturais e da impossibilidade de atendê-los com os maciços existentes ou quando for mais

econômico ou conveniente o tratamento do que a remoção.

O método mais comum de consolidação da fundação consiste na injeção de caldas de cimento. Essas injeções permitem melhorar a resistência e/ou a deformabilidade do maciço, bem como homogeneizar a parte superior da rocha de fundação, quando excessivamente fraturada ou quando eventualmente abalada pelas detonações.

O projeto deve incluir a definição da parte do maciço a ser tratado, o tipo de perfuração, a malha inicial, a inclinação dos furos, o tipo de injeção, o uso de obturadores especiais, o tipo de calda, e os critérios de fechamento de malha e de alteração de calda. Devem também ser estabelecidos os critérios de avaliação dos resultados da injeção, com base em métodos geofísicos ou por medição direta de deformabilidade *in situ*.

Injeção profunda

A injeção profunda de argamassa ou calda de cimento é executada através de furos dispostos ao longo de linhas, formando uma cortina, e visa a controlar a percolação, através da fundação, reduzindo o fluxo afluyente aos sistemas de drenagem. A redução do fluxo pode também ser necessária para evitar problemas de erosão interna.

Os objetivos da injeção e as metas a atingir devem ser claramente definidos, e as disposições do projeto devem incluir os seguintes aspectos:

- Modelo de comportamento hidrogeotécnico da fundação, definido com base nos resultados das investigações e ensaios;
- Definição da posição da(s) cortina(s), número de linhas, diâmetro dos furos, bem como sua orientação e profundidade, as quais devem ser definidas com base no modelo hidrogeotécnico e na altura da barragem;
- Espaçamento dos furos primários e critérios para fechamento da malha, sequência da injeção;
- Definição das caldas a serem usadas, aditivos, critérios para engrossamento de calda, ensaios de controle de campo e pressões de injeção;

- Ensaios de verificação dos resultados e critérios para aceitação do tratamento;
- Durabilidade da cortina a longo prazo, levando em conta a possibilidade de lixiviação da calda em condições agressivas da água de percolação.

Na definição dessas disposições do projeto, é importante:

- Concentrar o trabalho de injeção da cortina, sempre que possível, em uma única linha. Um maior número de linhas pode-se justificar, em especial nas zonas mais próximas da superfície em áreas muito desconfinadas e com grande número de juntas abertas, ou em obras de grande altura. Nesse caso, deve ser considerada a construção de uma laje de concreto suficientemente espessa para acomodar o obturador, para permitir maiores pressões e melhor penetração;
- A definição da profundidade da cortina deve, sempre que possível, apoiar-se em aspectos geológico-estruturais;
- A orientação dos furos deve atender à posição e atitude das discontinuidades geológicas principais;
- As pressões de injeção devem ser definidas, com base nas profundidades de injeção, havendo interesse em usar pressões as mais altas possíveis de modo a melhorar a eficiência das injeções, (o critério de limitação da pressão efetiva, em kg/cm^2 a $0,25 H/m$, sendo H a profundidade média do trecho em injeção em metros) só deve ser considerado, em princípio, para rochas fraturadas horizontalmente e próximas à superfície;
- A relação água/cimento – A/C (em peso) das caldas deve ser determinada com base em ensaios de laboratório específicos, devendo evitar-se caldas ralas ($A/C > 2$), reconhecidamente instáveis;
- É recomendável o uso de bentonita em pequenas percentagens para assegurar maior estabilidade às caldas;
- O posicionamento das cortinas será definido em função das necessidades de estabilidade do projeto, tendo em conta a posição das cortinas de drenagem e o modelo hidrogeotécnico,

podendo estender-se para a vizinhança da estrutura, a montante.

Drenagem profunda de fundações em maciços rochosos

A drenagem das fundações da barragem, com grande influência na sua estabilidade, visa controlar as subpressões na superfície de fundação.

O sistema de drenagem principal é obtido, através de furos (rotopercussivos ou rotativos), em geral descarregando em galerias de drenagem, dentro das estruturas de concreto. A possibilidade de implantação de galerias ou poços, dentro do próprio maciço rochoso, deve ser considerada, sempre com a preferência para drenagem por gravidade. As galerias devem ser projetadas, de modo a poderem ser sempre mantidas drenadas, preferencialmente por gravidade. Acresce-se que a existência dessas galerias permite, se necessário, um reforço de tratamento de impermeabilização ou de drenagem.

Os túneis de desvio, bem como galerias de investigação geotécnica, realizadas na fase de projeto, podem ser integrados ao sistema drenante do projeto.

Em princípio, cada cortina de drenagem deve consistir de apenas uma linha de furos (linhas adicionais podem ser requeridas apenas em áreas específicas de grande afluxo). O espaçamento será definido, em função da permeabilidade do maciço, de maneira sistemática, ou de acordo com o modelo hidrogeotécnico do maciço. A profundidade da cortina de drenagem deve ser da ordem de 80% da profundidade da cortina de injeção adjacente, devendo sempre atravessar o trecho fissurado superficial e ser localizada a jusante da cortina de injeções.

O projeto de drenagem profunda deve estar associado ao projeto de injeção e incluir:

- a disposição das linhas de drenagem, o diâmetro, espaçamento, profundidade, e orientação dos furos, bem como o método adotado na sua perfuração;
- os critérios para verificação da capacidade de drenagem do furo, antes e após o

enchimento do reservatório, e da necessidade de submetê-lo a processos de limpeza ou de substituição;

- a análise da necessidade de filtro e de proteção contra colmatção, levando-se em conta os fenômenos de carreamento de materiais soltos.

Nas fundações, em que o fluxo é controlado, predominantemente, pelas discontinuidades do maciço rochoso, o diâmetro dos furos tem pouca influência na eficiência da drenagem (podem ser adotados furos de diâmetro máximo da ordem de 10 cm, semelhantes aos usados nas sondagens convencionais, perfurados a rotopercussão).

As condições de manutenção e monitoramento do sistema de drenagem profunda em maciços rochosos, visando ao controle da sua eficiência, são muito importantes para a estabilidade das respectivas estruturas. As medições das vazões coletadas pelo sistema, bem como as pressões piezométricas resultantes na fundação são parâmetros do maior interesse para o controle da segurança.

Drenagem profunda de fundações em solo

A drenagem profunda de fundações em solo é, em geral, executada nos casos onde ocorrem camadas superficiais e de baixa permeabilidade a jusante, as quais exercem um bloqueio da saída do fluxo, elevando as subpressões nessa região da barragem e comprometendo sua estabilidade, ou mesmo criando condições para a ocorrência de fluxos de saída concentrados. Devem ser verificadas as possibilidades de drenagem, através de poços de alívio executados a jusante, ou de trincheiras drenantes, dependendo das condições geotécnicas, hidrogeológicas e metodologia executiva.

4 BARRAGENS DE ATERRO (TERRA E ENROCAMENTO)

4.1 ASPECTOS GERAIS DO PROJETO

As barragens de aterro são estruturas essencialmente constituídas por materiais naturais ou processados, podendo ter diferentes tipos, de acordo com os fatores condicionantes locais, em seguida indicados.

Um fator importante são as características dos materiais disponíveis. Em princípio, todos os materiais disponíveis devem ser considerados como potencialmente utilizáveis na seção da barragem, prevendo-se no projeto um adequado zoneamento.

Os materiais provenientes de escavações com possibilidade de aplicação na barragem são, em geral, os mais econômicos, devendo, portanto, ser os primeiros a se considerar.

Na utilização de materiais de empréstimo, devem ter preferência os que estão localizados mais próximos da barragem e na área do reservatório, mas considerando também a posição das jazidas, a etapa de exploração e a cota em relação à da barragem.

Dada a influência, preponderante no custo, da declividade dos taludes, os materiais que possibilitam taludes mais íngremes podem ser os mais indicados, mesmo em confronto com outros situados em posição mais próxima da barragem ou extraídos de escavação obrigatória.

As condições climáticas do local devem ser levadas em consideração na escolha das seções das barragens, uma vez que, em regiões de chuvas intensas ou de chuvas muito prolongadas, a produtividade cai, e o número menor de

dias trabalháveis pode exigir maior intensidade de uso de equipamento, tornando mais alto o custo unitário de aterro compactado. Nesses casos, os materiais que não exijam tempo seco para lançamento devem ser considerados, por serem mais competitivos em custo.

Materiais excessivamente úmidos ou secos podem exigir correção de umidade, o que poderá colocá-los em desvantagem econômica e de prazos de execução na comparação com outros materiais alternativos. Dificuldades maiores de escavação e transporte também devem ser levadas em consideração nesta comparação.

O tempo requerido para a construção deve ser levado em consideração, de acordo com os vários aspectos das etapas de construção, reaproveitamento de materiais e necessidade de estoques intermediários. Essa comparação deve ser feita mediante o desenvolvimento de um estudo completo de arranjo geral, sequência construtiva, prazo de construção, balanço de materiais, desembolso, vantagens financeiras de antecipações, de redução de prazos e/ou adiantamento de desembolsos. A comparação de custos globais deve indicar o cronograma e metodologia executiva mais vantajosa.

As características hidrológicas do local e o esquema de desvio do rio são fatores importantes na seleção do tipo da barragem, técnica e economicamente mais vantajosa, devendo ter-se presente que para certos tipos de barragens, (como, de um modo geral, as barragens em concreto) pode aceitar-se um maior risco e, portanto, esquemas de desvio mais econômicos.

A etapa de construção da barragem, associada ao problema da travessia do rio, pode tornar mais caro o reaproveitamento de materiais de escavação, pela necessidade de pilhas de estoque intermediárias. Assim, o esquema de desvio deve levar em consideração a possibilidade de aplicação direta dos materiais e, eventualmente, deve ser adaptado à obtenção de uma barragem mais econômica. Reciprocamente, a seleção da seção transversal da barragem deve levar em consideração as condicionantes de etapas de construção introduzidas pelo esquema de desvio.

As características geológicas e topográficas da fundação são, também, importantes fatores da economia das seções da barragem, principalmente porque as características de resistência da fundação podem condicionar a declividade dos taludes da barragem (a utilização de taludes mais íngremes, possibilitada pelos enrocamentos, exige melhores características de resistência dos materiais de fundação). A deformabilidade e permeabilidade da fundação podem igualmente influenciar a seleção do tipo de barragem (barragens de seção homogênea impõem menor grau de exigência).

Os aspectos topográficos podem apontar para tipos de barragens que se adaptam melhor à existência de grandes heterogeneidades de fundação.

O tipo de barragem a selecionar deve integrar-se adequadamente no arranjo geral da obra, minimizando as interligações entre as diversas estruturas, maximizando o aproveitamento das estruturas para as diversas finalidades da obra e minimizando os volumes de escavações dos circuitos hidráulicos.

Um aspecto que deve ter particular atenção nas barragens de aterro prende-se à interligação dos aterros com as restantes estruturas de concreto e, em particular, com aquelas que

atravessam os aterros, tais como os condutos de tomadas de água.

Na verdade, muitas barragens construídas no Brasil dispõem de tomadas de água munidas de uma grelha a montante e comporta a jusante e, deste modo, o conduto está sempre em carga. Essa situação deve ser evitada, por ser potencialmente geradora de problemas de erosão interna.

4.2 TIPOS DE ESTRUTURAS

As barragens de aterro podem classificar-se nos seguintes três tipos principais:

- Terra, com seção homogênea ou mista;
- Terra-enrocamento, com uma vedação (ou núcleo) de solo e espaldares de enrocamento situados a montante e a jusante do núcleo;
- Enrocamento, com órgão de vedação no talude de montante (face de concreto).

Barragem de seção homogênea ou mista

A utilização de barragens de seção homogênea é, em geral, menos frequente, face à indisponibilidade de solos com características relativamente homogêneas. Nas barragens de seção mista, aproveitam-se os materiais mais permeáveis para os espaldares, devidamente protegidos contra o efeito de erosões superficiais, e utilizam-se os menos permeáveis na zona central. O zoneamento dos materiais é definido de acordo com as suas características tecnológicas, a sua sequência e época de escavação e de aproveitamento.

Na **Figura 10** apresenta-se uma seção típica de uma barragem de terra homogênea.

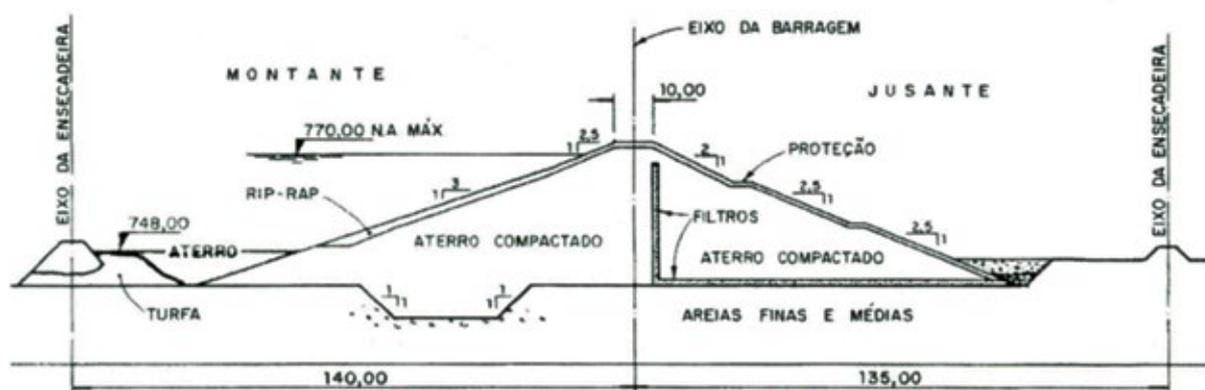


Figura 10. Seção típica de uma barragem de terra homogênea. Barragem de Ponte Nova, SP.
Fonte: Cruz, 2004

Deve sempre prever-se um sistema de drenagem interna, constituído por um filtro subvertical ou inclinado (ou dreno chaminé), tapete drenante junto à fundação e dreno de pé de jusante.

O filtro subvertical intercepta a percolação através da barragem, sendo a água a ele afluyente conduzida para jusante, através do tapete drenante. Assim, desde que ambos os dispositivos sejam adequadamente dimensionados, respeitando condições de filtro entre materiais, e tenham capacidade de escoamento suficiente, o espaldar a jusante do filtro subvertical permanecerá não saturado, e a erosão interna do seu material fica controlada.

O filtro subvertical é de construção fácil, mas como normalmente é mais rígido do que os materiais adjacentes, pode verificar-se transferência de tensões entre materiais de diferente deformabilidade, o que aconselha frequentemente a adoção de filtros inclinados. Essa adoção de filtros subverticais em vez de verticais constitui a tendência internacional dos últimos anos.

Quando for pertinente controlar gradientes hidráulicos de saída a jusante da barragem e de reduzir as subpressões, podem ser adotadas na fundação trincheiras drenantes ou poços de alívio espaçados regularmente.

Quando colocado diretamente sobre a fundação, o tapete drenante intercepta também a

água que circula através dela, controlando, deste modo, as poropressões na zona superficial da fundação e evitando a instalação de pressões no aterro. A camada inferior do tapete deve funcionar como filtro do material de fundação, controlando também a erosão interna da zona superficial da fundação. A adoção desta camada filtrante é particularmente importante para barragens com espaldares de jusante construídos com solos permeáveis (por exemplo, solos arenosos ou com pedregulhos), fundações em rochas alteradas ou fissuradas de elevada permeabilidade com potencial de erosão elevado ou fundações em rochas brandas (arenitos e siltitos).

Os drenos de pé de jusante asseguram a continuidade ao tapete drenante e constituem uma segurança adicional, face à eventual colmatação do filtro ou do tapete drenante, ou mesmo, a grandes e inesperados fluxos provenientes da fundação.

Em casos muito favoráveis do ponto de vista das ações e de menor responsabilidade, com exceção dos diques de selas, mesmo que de pequena altura, podem ser dispensados os filtros subverticais e/ou sub-horizontal contínuos, substituído(s) por um sistema de drenos de pé e de fundação, desde que não haja suspeita de erosão interna.

A necessidade de introdução de juntas de construção nos aterros deve ser determinada,

em função do planejamento da obra, devendo adotar-se o menor número de juntas que permita distribuir os volumes lançados de modo a se obter um histograma mais homogêneo de produção, o que permitirá a mobilização de um menor número de equipamentos.

A largura da crista é definida em função de diversos aspectos, tais como, a altura e importância da obra, o risco sísmico do local, a natureza dos materiais a empregar, a configuração da linha de saturação com o reservatório cheio, o processo construtivo e, se a crista for utilizada como acesso, a largura mínima necessária para o tráfego de veículos (nos dois sentidos).

A inclinação dos taludes é definida de acordo com as principais ações e com as características

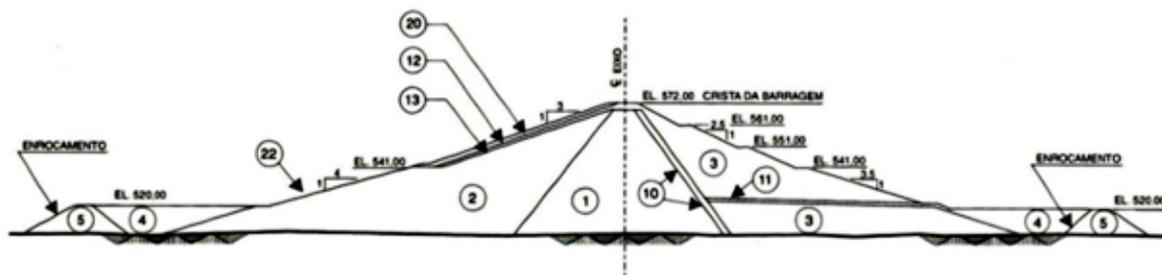
tecnológicas dos materiais, quer dos aterros, quer das fundações.

A **Figura 11** ilustra uma seção típica de uma barragem de terra zonada.

Barragem de terra-enrocamento

Nas barragens mistas de terra-enrocamento, os taludes podem ser mais íngremes do que nas barragens de terra, o que permite reduzir consideravelmente o volume da barragem, podendo essas soluções ser adotadas, sempre que exista disponibilidade de enrocamento, proveniente de escavações obrigatórias ou de jazidas próximas da obra, e as fundações sejam de boa resistência.

A **Figura 12** ilustra uma seção típica de uma barragem de terra-enrocamento.



- | | |
|----------------------|--------------------------------|
| 1 - Argila h > hot | 10 - Dreno inclinado - 2,00 m |
| 2 - Argila h < hot | 11 - Dreno horizontal - 1,5 m |
| 3 - Vários materiais | 12 - Transição grossa - 0,40 m |
| 4 - Berma | 13 - Transição fina - 0,30 m |
| 5 - Ensecadeira | 20 - Rip-rap |
| | 22 - Sobre de pedreira |

Figura 11. Seção típica de uma barragem de terra zonada. Barragem de Três Marias, MG – seção no leito do rio. Fonte: CRUZ, 2004

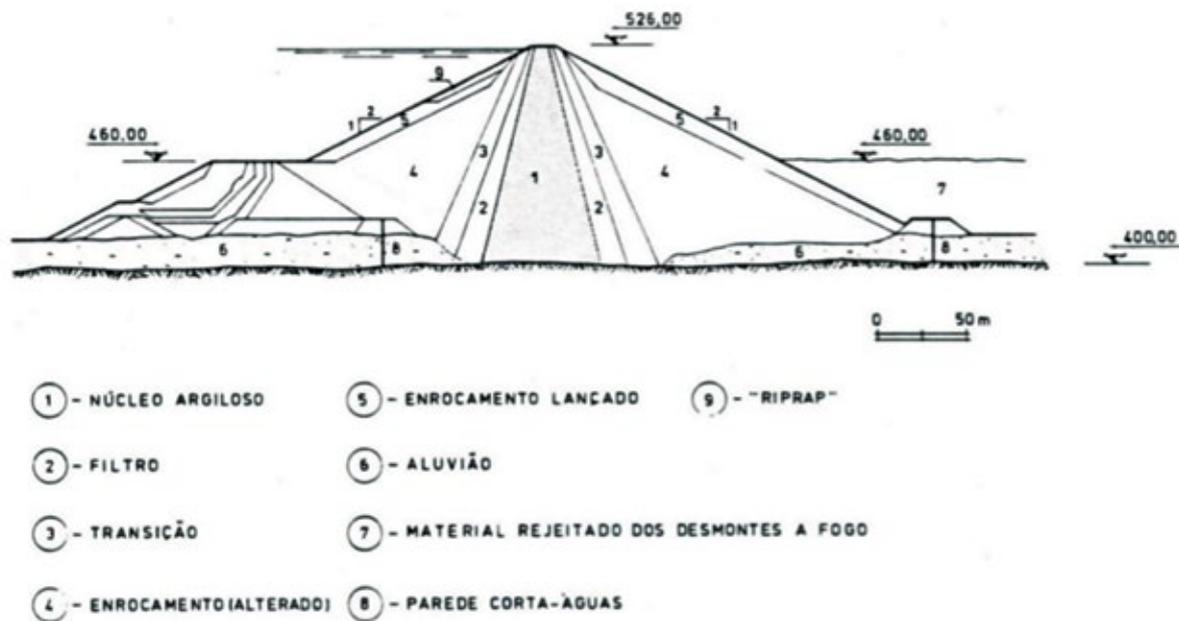


Figura 12. Seção típica de uma barragem de terra – enrocamento.

Fonte: Maranha das Neves, 1991

A disposição dos diversos materiais na seção deve ser feita de modo a concorrer para uma melhor compatibilização de deformações entre a vedação (ou núcleo), as transições e enrocamento dos espaldares.

A vedação central ou núcleo nessas barragens, em geral semelhante à das barragens de seção homogênea ou mistas, pode, portanto, ser constituída por materiais mais permeáveis, como areias siltosas ou rochas alteradas compactadas, desde que a permeabilidade e o conseqüente fluxo resultante seja aceitável. A rocha do enrocamento dos espaldares de montante e de jusante deve ser resistente e durável (não deve alterar-se, devido às ações meteorológicas e químicas da água de percolação e agentes atmosféricos).

A largura mínima do núcleo impermeável deve ser da ordem de 30% da carga hidráulica do reservatório, e maior ou igual a 3 m no topo da barragem, por razões construtivas.

Para controlar a erosão interna, as barragens devem dispor de um sistema drenante,

incluindo filtros, drenos e transições subverticais ou inclinadas.

Desde que o enrocamento seja suficientemente permeável, a água percola, através da vedação de solo, e atinge rapidamente a zona do espaldar de jusante, junto à fundação, mantendo-se a restante zona, por isso, praticamente seca. As poropressões no núcleo são dependentes da razão entre a permeabilidade horizontal e vertical do seu material constituinte, mas como essa zona é suportada pelos espaldares de enrocamento, a estabilidade não é particularmente sensível a essas poropressões.

As barragens desse tipo são particularmente adequadas para obras de grande altura (para obras de altura inferior a 20 m, esta solução envolve dificuldades de construção, devido ao reduzido espaço disponível).

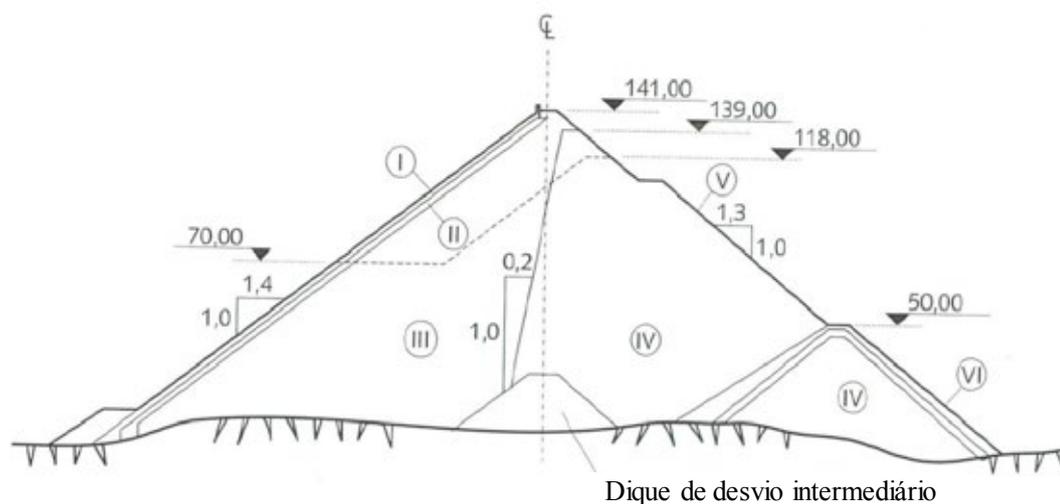
Barragens de enrocamento com face de concreto a montante

Essas barragens apresentam vantagens de custo para vales relativamente encaixados, com boas fundações, em regiões de grande

pluviosidade e, principalmente, no caso das escavações requeridas para as estruturas de concreto produzirem o volume de enrocamento necessário para a execução da barragem. Outras circunstâncias favoráveis a esse tipo de barragem são a ausência, escassez ou

localização muito distante da barragem, de solos argilosos com características adequadas para execução de um núcleo.

Na **Figura 13** apresenta-se uma seção típica de uma barragem de enrocamento com face de concreto a montante.



Material	Descrição	Zona
I	Transição de rocha e saprolito com finos	2B
II	Transição grossa, enrocamento fino $D_{máx}$ 0,40 m	3A
III	Enrocamento são, $D_{máx}$ 1,00 m	3B
IV	Enrocamento de jusante	3C
V	Enrocamento de proteção do talude	4
VI	Proteção do CCR	-

Figura 13. Seção típica de uma barragem de enrocamento com face de concreto. Barragem de Xingó, SE/AL.

Fonte: Cruz et al., 2009

O plinto ou laje *cut-off* que, em conjunto com a laje do paramento de montante, são responsáveis pelo barramento da água, são elementos muito importantes dessas estruturas.

O plinto é normalmente fundado em rocha 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 maciço de qualidade inferior, quando se adotam medidas preventivas que protejam a fundação de erosões, revestindo as zonas potencialmente erodíveis com filtros, gunita ou concreto projetado (CRUZ et al., 2009).

O volume dos enrocamentos, a eventual redução das obras de desvio, os elementos de

vedação e uma eventual redução do tempo de construção, são fatores a considerar na comparação entre barragens de enrocamento com núcleo e com face de concreto.

A qualidade do enrocamento depende de vários fatores, tais como, da qualidade da rocha, da granulometria do enrocamento e do método de compactação (recomendando-se, portanto, a utilização de rochas sãs e resistentes e de processos de construção que forneçam enrocamentos bem graduados e compactados). A definição da espessura das camadas de enrocamento a compactar deve considerar a dimensão máxima dos blocos a colocar na camada.

4.3 ESTUDOS DOS MATERIAIS

4.3.1 Considerações gerais

Sendo as barragens estruturas destinadas “à contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos” (Lei Nº 12334/2010), os projetos devem assegurar o controle de fluxo, a estabilidade e a compatibilidade das deformações (CRUZ, 2004).

O controle de fluxo deve ser realizado com a inclusão de sistemas de vedação na barragem e na fundação, no eixo e a montante do eixo, e de sistemas de drenagem na barragem e na fundação, a jusante. As zonas externas ou espaldares da barragem devem ser compatíveis com os maciços de fundação e ter características que garantam a estabilidade dos taludes para as várias condições de carregamento. A compressibilidade dos materiais da barragem e da fundação deve ser compatibilizada ou devem ser adicionadas zonas de transição, a fim de reduzir os recalques diferenciais e totais, que venham a prejudicar o desempenho dos sistemas de vedação e de drenagem, seja pela ocorrência de trincas, causadas por recalques diferenciais, seja pela inversão dos gradientes de fluxo nos sistemas de drenagem, devido a recalques totais excessivos.

Os materiais usados no corpo das barragens de aterro são, principalmente, solos, enrocamentos e misturas de solo e de enrocamento, mas são também utilizados, em alguns tipos de barragem, outros materiais, tais como concreto, solo-cimento, aço, concreto betuminoso, geomembranas e geotêxteis.

Os solos caracterizam-se por granulometrias mais ou menos extensas, com larga predominância de elementos de pequenas dimensões, que governarão, assim, o comportamento do maciço dos pontos de vista de compactabilidade, deformabilidade, resistência mecânica e permeabilidade.

Os enrocamentos são materiais em que a percentagem de elementos de dimensão inferior a 0,075 mm não ultrapassa os 10%, podendo a dimensão máxima atingir 1 m, sendo normalmente a percentagem de elementos de dimensões maiores do que 50 mm superior a 60%. Os materiais, com granulometrias que respeitam estes indicadores, exibem um comportamento drenado (o mesmo sucedendo se a permeabilidade for superior a 10^{-5} m/s) e sendo os aterros construídos por camadas de enrocamento compactado, uma granulometria extensa favorecerá a obtenção de uma acentuada diminuição do índice de vazios, com o conseqüente aumento da resistência e redução da deformabilidade.

Existem ainda materiais de transição entre os solos e enrocamentos, que se podem designar por misturas de solo e de enrocamento, nos quais a percentagem de elementos grosseiros é significativa, mas a percentagem de elementos finos é suficientemente elevada para se ter uma grande influência no comportamento mecânico do aterro.

Os filtros, drenos e transições a serem construídos com materiais granulares (em alguns casos particulares e, sobretudo como transição, poderão utilizar geotêxteis em substituição de materiais granulares) desempenham papel fundamental nas barragens de aterro, pois controlam os escoamentos, através do corpo da barragem e da sua fundação, sendo

essencial que conduzam os fluxos afluentes sem afogamento e que retenham os materiais adjacentes, evitando erosões internas.

Os estudos dos materiais devem ser desenvolvidos, de modo a maximizar a utilização, na própria obra, dos materiais provenientes das escavações necessárias, para construção do empreendimento. Caso aqueles materiais não apresentem características tecnológicas adequadas e volume suficiente, devem ser utilizados solos e/ou rochas de jazidas previamente selecionadas.

Nas fases preliminares dos estudos, os volumes requeridos de cada tipo de material são ainda pouco definidos, dadas as diferentes alternativas de projeto ainda possíveis e mesmo do desconhecimento das disponibilidades existentes dos diversos materiais. No entanto, na fase final dos estudos de viabilidade e nos projetos básicos e executivos, as demandas já são definidas de forma mais precisa, devendo-se concentrar os estudos na caracterização tecnológica e econômica dos materiais existentes, de modo a especificar os processos construtivos, assim como as características da obra.

Desta forma, a pesquisa de materiais de construção nas fases iniciais do projeto, baseada em um estudo geológico preliminar deve, essencialmente, fornecer indicações de locais potenciais de obtenção de materiais impermeáveis, materiais granulares permeáveis, pedreiras, etc. Essa pesquisa, complementada por amostragens piloto, permite visualizar a origem, localização, distribuição e prováveis volumes dos diversos materiais disponíveis.

A experiência existente com obras semelhantes fornece indicações para definição dos principais aspectos dos programas de investigação e ensaios, bem como da intensidade com que os estudos devem ser realizados.

Por razões ambientais, as localizações dos materiais de construção deverão, sempre que possível, ser na área do reservatório.

4.3.2 Elementos do projeto

O projeto deve incluir os estudos dos materiais e das suas condições de colocação na obra, a saber (NPB,1993):

- Definição das jazidas dos materiais com a respectiva localização, zoneamento, avaliação dos volumes disponíveis, informação sobre níveis freáticos, sazonais ou resultantes do enchimento parcial do reservatório, e condições de escavação dos solos e de desmonte dos materiais rochosos;
- Balanço de materiais, visando à sua utilização, de acordo com os locais de origem e aplicabilidade, compatível com as etapas de construção e o cronograma executivo;
- Compartimentação do maciço das pedreiras, de modo a adotar o processo de desmonte mais adequado à obtenção da granulometria desejada;
- Características físicas, propriedades fundamentais e composição mineralógica dos materiais (solos e enrocamentos), devendo ter-se presente que, em princípio, todos esses materiais são adequados para a construção de barragens de aterro, com exceção dos solos com teor inconveniente em matéria orgânica, das argilas muito sobreconsolidadas e dos solos e rochas alteráveis ao contato com o ar ou com a água, em especial os que contenham minerais solúveis;
- Determinação sobre amostras, representativas do solo das jazidas, das características de compactação (teor em umidade ótimo e peso específico aparente seco) para energias de compactação específicas previstas para a construção;
- Ensaios de laboratório sobre amostras com compactidade e teor em umidade previsíveis nas várias fases da obra, para determinação de características de cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade;
- Tipo e modalidade de realização dos ensaios, referidos na alínea anterior, de modo a permitir uma caracterização em termos de tensões totais e efetivas e medição

dos parâmetros de poropressão ou grandezas, que permitam obter informação equivalente;

- Tensões e deformações a impor nos ensaios de laboratório, de modo a representarem, na medida do possível, as trajetórias de tensão e deformação na obra;
- Previsões de aterros experimentais a executar com os materiais e os equipamentos que irão ser efetivamente usados na construção, para aprovação das características mecânicas e hidráulicas determinadas em laboratório e para estudo da compactabilidade dos materiais, eficiência de equipamentos, umidificação e rendimentos; esses aterros experimentais são em geral executados pela empreiteira no início das obras;
- Sistemas de escavação, transporte, colocação, umidificação e compactação dos materiais dos aterros;
- Investigação geotécnica de materiais para filtros, drenos e transições, caracterização da granulometria e permeabilidade e estudos sobre a alterabilidade granulométrica e mineralógica, durante o período de vida da barragem;
- Materiais para filtros, drenos e transições, obtidos por lavagem de finos, peneiramento ou britagem, quando tenha havido dificuldade em encontrar materiais naturais suscetíveis de utilização direta;
- Especificações sobre geotêxteis, que poderão ser utilizados em certos tipos de barragem em diversas funções;
- Estudos e especificações para proteção dos paramentos e da crista;
- Estudos e especificações, relativos aos concretos, aços, caldas de injeção, materiais betuminosos, materiais a utilizar em paredes diafragmas e geomembranas.

4.3.3 Materiais para zonas impermeáveis

Nos estudos de materiais para barragens de aterro deve ser dada especial atenção aos materiais com função de vedação. Em geral, os solos mais procurados para as zonas de vedação são os argilosos e os siltosos, embora possam conter alguns elementos com fração mais grossa ou mesmo serem solos de alteração com blocos ou fragmentos de rochas, desde que após compactação apresentem a permeabilidade desejada.

Apresentam-se, em seguida, alguns aspectos a considerar na amostragem e nos ensaios de materiais para as vedações das barragens de aterro (baseado no capítulo 9 do Manual da Eletrobras, ELETROBRAS, 2003).

Amostragem

Para cada fase do projeto, a amostragem deve ser feita simultaneamente às investigações geológico-geotécnicas, considerando a representatividade das amostras, perante a variabilidade dos materiais (jazidas homogêneas podem ser amostradas para a condição média das características dos materiais, mas jazidas de grande variabilidade devem ser amostradas também para as condições extremas).

A amostragem para a realização de ensaios deve levar em consideração os processos de exploração previamente definidos e, para cada jazida, devem ser definidos o contorno geométrico e os volumes disponíveis dos diferentes tipos de materiais.

Durante a construção do empreendimento devem ser coletadas amostras deformadas (e, eventualmente, indeformadas) nos aterros experimentais e definitivos, que devem ser submetidos a ensaios de laboratório.

Ensaaios

A caracterização tecnológica dos diversos tipos de material em cada jazida deve ser feita através de ensaios *in situ* (densidade e umidade naturais), ensaios de granulometria, limites de consistência e determinação da densidade real dos grãos, bem como de ensaios de caracterização e compactação em laboratório sobre amostras representativas. Os resultados desses ensaios permitem definir as características dos solos presentes, sua variabilidade e distribuição ao longo das jazidas e, portanto, o zoneamento das jazidas em parcelas consideradas homogêneas.

Seguidamente são realizados ensaios geotécnicos de laboratório para caracterizar os aterros a construir com os solos de cada jazida, relativamente à permeabilidade, resistência mecânica e deformabilidade.

No **Quadro 5** são indicados os ensaios mais frequentemente realizados, tanto de caracterização como para a avaliação dos parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade, ou de outras características dos solos argilosos, como a expansibilidade ou dispersividade.

Quadro 5. Ensaaios de caracterização de solos para zonas impermeáveis.

Tipo de ensaio	Objetivo (Norma de ensaio)
Ensaaios de caracterização	
Umidade Natural	Umidade é a diferença entre o peso úmido e o peso seco do solo "in situ", sendo o teor de umidade o quociente, expresso em percentagem, da umidade do solo pelo seu peso seco (ABNT NBR 6457)
Densidade Natural	Peso total do solo (P) dividido pelo seu volume total (V). O ensaio mais comum para determinação do peso específico natural do solo "in situ" é o método do cilindro de cravação (ABNT NBR 09813)
Granulometria por peneiramento e sedimentação	Diâmetros das diversas partículas existentes no solo (ABNT NBR 7181)
Limites de consistência	Teores em umidade para os quais a consistência do solo muda de um estado para o outro
Limite de plasticidade	Teor em umidade a partir do qual um solo passa a exibir plasticidade (ABNT NBR 7180)
Limite de liquidez	Teor em umidade acima do qual o solo perde as características de plasticidade, passando a comportar-se como um fluido viscoso (ABNT NBR 6459)
Peso específico real dos grãos	Relação entre o peso e o volume de uma partícula individual de solo (ABNT NBR 6508)
Ensaaios de Compactação	Determinação da umidade ótima do solo, para uma dada energia de compactação, e do peso específico aparente seco máximo associada à umidade ótima (ABNT NBR 7182)
Ensaaios de Permeabilidade	Obtenção do coeficiente de permeabilidade de uma amostra de solo (podem ser realizados em permeâmetro de carga variável, em células de adensamento edométrico ou em câmaras triaxiais, sendo estes últimos os mais fiáveis)

Tipo de ensaio	Objetivo (Norma de ensaio)
Ensaio de resistência e deformabilidade	
Cisalhamento direto	Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (coesão e ângulo de atrito)
Compressão triaxial	Determinar os parâmetros de resistência e de deformabilidade do solo. Dependendo das condições de drenagem, seja na fase de adensamento sob a tensão confinante, seja na fase de aplicação da tensão desviadora, o ensaio pode ser classificado como: <ul style="list-style-type: none"> • Adensado drenado (CD) • Adensado não drenado, com ou sem medição de poro-pressões, e saturados, ou não (CU ou CUsat) • Não adensado não drenado, com medição ou não de poropressões (UU)
Adensamento edométrico	Visa a determinar as características de compressibilidade dos solos sob a condição de confinamento lateral (ABNT NBR 12007)
Especiais	
Ensaio de expansibilidade	Caracterizar o solo quanto à sua expansibilidade (ensaio de expansibilidade com determinação da pressão de expansão nula em câmara edométrica, difração de raios-X, absorção de azul de metileno, análise térmico diferencial e espectrometria infravermelha)
Ensaio de colapsibilidade	Indicado no caso de solos não saturados que possam apresentar colapso com o aumento de umidade
Ensaio de dispersividade	Caracterizar solos que sofrem erosão interna por via coloidal, ou seja, devido a um processo de dispersão que ocorre quando as forças repulsivas entre as partículas de argila excedem as atrativas, de tal forma que quando a argila fica em contato com a água, as partículas de argila destacam-se e entram em suspensão e são arrastadas (ensaio de dupla sedimentação, SCS; sais solúveis, Crumb test, Pinhole test)

Uma vez feita a identificação das jazidas disponíveis, os ensaios de permeabilidade, a serem realizados em permeâmetro de carga variável, células de adensamento edométrico ou nas câmaras triaxiais, permitem obter dados para os estudos de percolação, devendo ser realizados em amostras compactadas em laboratório, de modo a representar as várias condições de moldagem.

Os ensaios de cisalhamento direto permitem a determinação da resistência ao cisalhamento; porém, não permitem a determinação de parâmetros de deformabilidade, nem a obtenção dos valores da poropressão. Apesar das suas limitações, é um ensaio interessante, quando se pretende conhecer a resistência residual de solos argilosos.

Os ensaios de compressão triaxial permitem obter os parâmetros de poropressão, de resistência (em termos de tensões totais e efetivas) e de deformabilidade, a serem adotados no dimensionamento das estruturas. Normalmente, para as análises de estabilidade e deformabilidade, nas diferentes fases de carregamento

da barragem (final do período de construção, rebaixamento rápido do reservatório e percolação estável) é suficiente realizar ensaios adensados não drenados e saturados (Cu_{sat} ou R_{sat}) com medida de poropressões. Esses ensaios permitem obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento, em termos de tensões totais e efetivas, parâmetros de poropressões e os módulos de deformabilidade.

Em casos especiais, em barragens de muito grande porte, poderá justificar-se ainda realizar outros tipos de ensaios triaxiais, como ensaios não adensados e não drenados (UU ou Q) com medida de poropressões, que poderão simular melhor o período final de construção, e ensaios adensados e drenados (CD ou S), para a fase de percolação estável.

Durante o período construtivo devem também ser realizados ensaios de permeabilidade *in situ* em aterros experimentais e definitivos, além de ensaios de laboratório em permeâmetro de carga variável ou em células de adensamento edométrico sobre amostras indeformadas, retiradas nos aterros mencionados. Os ensaios de

laboratório devem ser realizados em corpos de prova talhados nas direções vertical e horizontal, com ou sem influência do nível de tensões. Pode também justificar-se a realização dos mesmos ensaios de compressão triaxial sobre corpos de prova ou amostras indeformadas, retiradas do maciço da própria barragem ou de aterros experimentais.

As características de compressibilidade ou expansibilidade dos vários tipos de materiais, em diferentes condições de moldagem, devem ser estudadas na fase de projeto por meio de ensaios em laboratório de adensamento edométrico (ou ensaio de adensamento unidimensional) que permitem obter parâmetros destinados à avaliação dos recalques, devido a consolidação de solos compressíveis.

Podem ainda ser realizados ensaios especiais para determinação de características de expansibilidade, colapsibilidade, ou dispersividade dos solos.

O ensaio de expansibilidade mais comum é o que emprega o equipamento utilizado no ensaio de adensamento com determinação da pressão de expansão nula em câmara edométrica, mas existem muitos outros ensaios que podem fornecer informações sobre a expansibilidade do solo, tais como a difração de raios-X, absorção de azul de metileno, análise térmico diferencial e espectrometria infravermelha.

O ensaio de colapsibilidade mais simples é o que é feito no mesmo equipamento utilizado no ensaio de adensamento, medindo-se a deformação vertical sofrida pela amostra, em uma determinada tensão, ao ser inundada.

Para avaliar a dispersividade de uma argila, podem realizar-se, entre outros, os seguintes ensaios:

- *Crumb test* e análises granulométricas por peneiramento e sedimentação com e sem uso de agentes desfloculantes para uma primeira indicação (ensaio de dupla sedimentação, SCS);
- ensaios com o aparelho *Pinhole test*;
- ensaios químicos.

Seleção dos parâmetros de projeto

A seleção dos parâmetros de projeto deve ser estabelecida após adequada interpretação de todo o conjunto de ensaios.

Para áreas em que as características dos solos possam ser consideradas homogêneas, devem ser adotados os valores médios dos parâmetros. Nas áreas heterogêneas, os resultados dos ensaios devem ser considerados, de forma compatível com a utilização desses materiais no zoneamento do maciço, estabelecendo parâmetros de projeto para cada zona da barragem, em função da respectiva origem do solo. De forma análoga, devem ser selecionados os parâmetros de permeabilidade nas direções vertical e horizontal, com ou sem a influência do nível de tensões.

Os parâmetros de deformabilidade para análises pelo método dos elementos finitos podem ser obtidos após a comparação dos valores obtidos de várias fontes, tais como:

- os ensaios de laboratório;
- os ensaios *in situ*, quando realizados na fase construtiva;
- os resultados da observação de obras construídas com materiais e condições semelhantes ou da própria obra durante a construção.

Os parâmetros de projeto, resultantes de ensaios sobre amostras moldadas em laboratório, devem ser confrontados, sempre que possível, com os obtidos de blocos indeformados retirados da própria barragem ou de aterros experimentais.

Os parâmetros de poropressão de construção, obtidos dos ensaios de laboratório, devem também ser confrontados com resultados da observação de obras semelhantes ou da própria obra, quando devidamente instrumentada, logo no início da construção.

Os parâmetros de resistência, em termos de tensões efetivas, a serem adotados nas análises de estabilidade, são definidos com base na interpretação dos resultados dos ensaios de compressão triaxial. Em casos particulares, as

envoltórias de resistência podem ser adotadas em termos de tensões totais, obtidas de ensaios não drenados.

4.3.4 Materiais para filtros, drenos e transições

Os materiais naturais são obtidos através de escavações convencionais mecanizadas, dragagem ou mesmo escavações com o uso de explosivos e são aplicados na obra sem necessidade de qualquer tipo de beneficiamento. O beneficiamento dos materiais naturais, seja por lavagem, peneiramento ou britagem, origina os materiais processados.

Apresentam-se os procedimentos, a seguir, visando à caracterização dos materiais naturais e processados (ELETROBRAS, 2003).

Caracterização dos materiais naturais - areias e cascalhos

As investigações de campo, por meio de varejão, sondagens com amostragem e, eventualmente, dragagem, devem ser realizadas com espaçamentos estabelecidos em função do modelo geológico, da homogeneidade dos materiais presentes, da fase dos estudos e do volume dos depósitos.

Na caracterização dos volumes disponíveis em jazidas, situadas no leito do rio, devem ser consideradas as eventuais alterações, durante o período de cheias, quer dos volumes, quer das granulometrias presentes. O desvio do rio pode também provocar alterações nos volumes das jazidas em determinadas etapas da obra.

Em cada jazida deve ser definido o contorno geométrico dos volumes disponíveis. Nas fases iniciais de projeto, os volumes a serem pesquisados para zonas drenantes da barragem

devem envolver, pelo menos, o dobro do volume necessário.

A caracterização geológica compreende a descrição dos tipos de materiais existentes, a mineralogia, origem, espessura dos depósitos, alternância textural, posição do lençol freático e características do capeamento estéril. A caracterização geotécnica compreende a descrição da homogeneidade granulométrica das areias, as necessidades de beneficiamento dos materiais por peneiramento e/ou lavagem, a forma dos grãos e a permeabilidade. Esses dados devem ser apresentados na forma de perfis, seções e plantas, complementados por um texto descritivo.

Na definição do tipo e quantidade de ensaios, será sempre considerada a experiência obtida com a utilização de materiais semelhantes em outras obras, bem como a possibilidade de definição dos parâmetros, através da análise tátil-visual. Os ensaios a serem executados nas areias e cascalhos incluem, designadamente: análise mineralógica, ensaios de granulometria, de permeabilidade, compacidade relativa (densidade mínima e máxima), teores de matéria orgânica e torrões de argila, peso específico real dos grãos e índice de forma.

No **Quadro 6** são indicados os ensaios mais frequentemente realizados para caracterizar materiais para filtros, drenos e transições.

Devem ser estimados parâmetros de resistência e de deformabilidade das areias e investigadas características específicas das areias que possam influir no desempenho dos filtros e transições dos maciços.

Quadro 6. Ensaio de caracterização de materiais para filtros, drenos e transições.

Tipo de ensaio	Objetivo (Norma de ensaio)
Granulometria por peneiramento	Diâmetros das diversas partículas existentes no material (ABNT NBR 7181)
Ensaio de permeabilidade	Obtenção do coeficiente de permeabilidade (podem ser realizados em permeâmetro de carga constante)
Densidade mínima	Determinação da densidade mínima, de simples derramamento de material (ABNT NBR 12004)
Densidade máxima	Determinação da densidade máxima, através utilizando a compactação vibratória (ABNT NBR 12051)
Matéria orgânica e torrões de argila	Determinação do teor em matéria orgânica (ABNT NBR 13600) e de teor de argila em torrões (ABNT NBR 7218)
Peso específico real dos grãos	Relação entre o peso e o volume de uma partícula individual de solo (ABNT NBR 6508)
Índice de forma	Média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do material, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe (ABNT NBR 7809)
Análise mineralógica	Determinação dos minerais, por exemplo, por difração de raios X

Caracterização dos materiais processados

Os materiais processados são essencialmente utilizados quando os materiais naturais existentes não atenderem às características requeridas ou não estão disponíveis em quantidades suficientes.

As principais fontes de materiais processados são os materiais de escavação obrigatória ou os obtidos de pedreiras. Esses materiais podem contribuir como fonte de materiais para filtros e transições na forma de areia artificial, britas, “bica corrida” separada por *grizzly* ou “bica corrida” do britador primário ou a distância adequada.

A disponibilidade de materiais processados deve ser verificada, através de estudo de balanceamento dos materiais de escavação. Na avaliação dos volumes correspondentes, devem ser considerados os fatores usuais de perdas e relação de volumes corte/aterro (para uma validação preliminar, o fator a considerar para rochas duras é de 1,5 vezes o volume no corte para obtenção do volume do material processado colocado no maciço).

A amostragem para ensaios de análise mineralógica, permeabilidade, densidade, absorção e ciclagem natural e acelerada deve ser feita por coleta em sondagens, das escavações ou das pilhas de estoque.

Para obtenção de dados sobre a proporção a ser obtida de cada graduação de britas, para o balanceamento, devem ser utilizadas curvas de britagem, obtidas de obras com materiais semelhantes e da própria obra.

Nos casos em que é importante caracterizar o material britado, em proporção e do ponto de vista tecnológico, podem ser utilizados ensaios de britagem, providenciando-se um desmonte de rocha no local e transportando-se o material para um local onde exista uma central de britagem em funcionamento. Essa providência pode ser adotada, quando o programa de estudos de tecnologia de concreto também necessite de um grande volume de amostras de rocha para britagem.

Os parâmetros de projeto, correspondentes aos materiais processados para filtros, drenos e transições, devem ser estabelecidos com base na experiência com obras semelhantes e comprovados no decorrer da própria obra.

4.3.5 Materiais de enrocamento

Os enrocamentos devem ser obtidos, preferencialmente, das escavações em rocha para implantação das estruturas. A exploração de pedreiras será utilizada quando os volumes das escavações em rocha não forem suficientes e/ou não atenderem à qualidade exigida.

Os procedimentos a seguir na caracterização desses materiais são indicados.

As investigações para enrocamento, proveniente de pedreiras ou de escavações obrigatórias, embora programadas de forma semelhante, diferem no fato de que, nas pedreiras é possível escolher os materiais de características próximas das desejadas, ao passo que nas escavações são aproveitados os materiais disponíveis.

A sondagem rotativa é o principal tipo de investigação, mas podem também ser utilizados métodos geofísicos.

Na estimativa de volumes, deve ser considerada a relação entre os volumes medido e inferido, a qual depende do nível de conhecimento do modelo geológico-geotécnico.

O volume total disponível cubado deve ser superior ao volume necessário (da ordem de 50%) para atender às perdas, durante a exploração.

A caracterização geológica deve compreender a descrição detalhada dos tipos litológicos existentes, textura, cor, compartimentação do maciço rochoso (sistemas de juntas, espaçamento, características da superfície do contato), decomposição dos constituintes mineralógicos e caracterização do capeamento. Essa caracterização geológica será apresentada, principalmente, na forma de perfis, seções e plantas, e será complementada por um texto descritivo.

A caracterização geotécnica deve compreender a descrição detalhada dos diversos estágios de decomposição do maciço rochoso, os graus de resistência ou dureza e de fraturamento, a recuperação de sondagens e outros parâmetros de interesse. Essa caracterização geotécnica será apresentada em conjunto com a caracterização geológica, na forma de perfis, seções e plantas, e complementada pelo texto descritivo.

Os tipos e quantidades de ensaios a executar, de acordo com a literatura técnica nacional ou internacional, dependem do tipo de obra e do material rochoso e sua localização na seção da

barragem. A experiência com obras e materiais semelhantes deve também ser considerada.

Os ensaios comumente executados em rocha são: análise petrográfica, massa específica, ciclagem natural, ciclagem água/estufa, abrasão Los Angeles, índice de forma, resistência à compressão puntiforme, e resistência à compressão uniaxial.

No **Quadro 7** são indicados os ensaios mais frequentemente realizados para caracterizar material rochoso para enrocamento.

Quadro 7. Ensaios de caracterização de materiais de enrocamento.

Tipo de ensaio	Objetivo (Norma de ensaio)
Análise petrográfica	Análise macroscópica de amostras (ABNT NBR 12768)
Massa específica	Obtenção das massas específicas seca e saturada (ABNT NBR 12766)
Velocidade ultrassônica	Obtenção de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas (ASTM 2845/00)
Ciclagem natural, ciclagem água/estufa	Verificar a velocidade dos efeitos da alteração intempérica sobre amostras de rochas, função de sua mineralogia (norma da CESP: MCA-14- Sanidade do Agregado através da ciclagem natural; ABNT NBR 12696)
Abrasão Los Angeles	Determinar qual o desgaste que o material sofre quando submetido ao método de abrasão Los Angeles (ABNT NBR 6465)
Índice de forma	Média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do material, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe (ABNT NBR 7809)
Resistência à compressão puntiforme (Point Load Test)	Obter índice de resistência puntiforme, correlacionável à resistência à compressão uniaxial (proposta de padronização, ISRM, 1985)
Resistência à compressão uniaxial	Determinar a carga de ruptura e examinar a superfície de rotura de uma amostra de rocha sujeita a compressão uniaxial (ABNT NBR 12767)

Na definição dos parâmetros de projeto dos enrocamentos, as experiências obtidas em obras semelhantes ou na construção da própria obra são do maior interesse, considerando:

- para a densidade, os resultados de obras similares, com o mesmo tipo de material e

condições semelhantes de alteração, fraturamento e energia de compactação;

- para a deformabilidade, os resultados de instrumentação da própria obra, durante a construção ou de obras semelhantes, obtendo-se os módulos de deformação, levando em consideração o tipo de rocha, espessura de camada e energia de compactação;
- para a resistência ao cisalhamento dos enrocamentos compactados, os resultados obtidos em obras semelhantes, com as devidas adaptações às condições vigentes ou da própria obra, tendo em consideração estudos que permitem correlacionar a resistência do enrocamento com a resistência, obtida em laboratório, utilizando materiais mais finos, guardadas certas proporções de granulometria.

4.4 FUNDAÇÕES

As fundações das barragens de aterro podem ser constituídas por maciços rochosos ou por solos, sendo também frequentes fundações nos dois tipos de maciços ou mesmo terrenos de transição entre solos e rochas. Em quaisquer dos casos, essas fundações constituem uma unidade com a estrutura que suportam, devendo, portanto, ser analisado o comportamento do conjunto barragem-fundação.

Nas fundações em maciços rochosos, os principais aspectos a se ter em consideração são (NPB, 1993):

- Estudo da percolação, para o que se torna necessário caracterizar a permeabilidade dos maciços e as condições de fronteira;
- Estudo da resistência ao cisalhamento e da deformabilidade, nos casos de terrenos de muito fraca qualidade, fundações de galerias ligadas a órgãos de vedação no paramento de montante e estudos de estabilidade dos encontros, durante a fase de construção;
- Ações resultantes da percolação, tendo em conta as cortinas de injeção;
- Consideração de cortinas de drenagem, dispositivos que só são normalmente

utilizados, quando associados às fundações dos órgãos extravasores e de adução em maciços rochosos;

- Se o aterro se apoiar diretamente sobre a fundação rochosa, o contato deve ser objeto de tratamento para evitar fenômenos de erosão interna provocados por percolações, através das descontinuidades do maciço rochoso, devendo-se prever, no caso de fundações de vedações (núcleos), a regularização da superfície da rocha e o preenchimento de descontinuidades, e, nas fundações de um espaldar, a necessidade de recorrer a filtros, drenos e transições;
- Se entre o aterro e o maciço rochoso ocorrer solo ou rocha branda muito alterada e fraturada, a fundação deve ser submetida apenas a tratamentos muito localizados e relacionados com eventuais órgãos de vedação, que atravessem a fundação de má qualidade, tais como diafragmas e cortinas de injeções.

No caso de fundações em solos, os principais aspectos a considerar são (NPB, 1993):

- Um adequado conhecimento da permeabilidade, importante para estimar as vazões, através do maciço de fundação e que pode revelar-se decisivo na escolha do sistema a adotar para dominar esses fluxos, incluindo na fase de construção, por razões de eficiência e de economia;
- Nos solos arenosos, raramente a permeabilidade pode ser medida em laboratório, dada a extrema dificuldade em colher amostras indeformadas, devendo-se, por isso, realizar ensaios “*in situ*”, interessando volumes representativos do maciço;
- Nos maciços com permeabilidade elevada, o domínio total ou parcial dos fluxos percolados e dos gradientes hidráulicos pode efetuar-se, recorrendo a tapetes impermeáveis, trincheiras de vedação, paredes diafragma, filtros e poços de alívio;
- Os maciços de solos drenantes podem ser suscetíveis de liquefação, devido a ações sísmicas ou sofrer colapso por alterações da sua estrutura;

- Nos maciços em solos relativamente impermeáveis, deve-se considerar os efeitos dos gradientes hidráulicos e das deformações e assegurar a estabilidade mecânica;
- A caracterização dos maciços referidos na alínea anterior pode ser efetuada em laboratório ou “*in situ*”;
- Nas fundações em solos, os efeitos prejudiciais dos gradientes hidráulicos são normalmente evitados por sistemas de filtros e drenos;
- O controle dos efeitos das deformações e a obtenção de adequada resistência mecânica podem ser conseguidos por conveniente definição geométrica da barragem e melhoria das propriedades mecânicas dos solos (vibroflutuação, compactação dinâmica, saturação prévia, pré-carregamento e drenagem).

Os métodos de estudo utilizados na caracterização geológica e geotécnica dos maciços terrosos e rochosos de fundação devem corresponder à boa prática seguida no âmbito da Geologia de Engenharia, da Mecânica dos Solos e da Mecânica das Rochas.

4.5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

4.5.1 Aspectos gerais

No dimensionamento das barragens para justificativa das suas formas, dimensões e outras disposições do projeto, visando à verificação das condições de segurança e operacionalidade, em relação aos previsíveis cenários de acidente e incidente, podem-se considerar os seguintes passos (NPB, 1993):

- Identificação dos principais cenários e definição das correspondentes situações de dimensionamento;
- Caracterização das ações e suas combinações, bem como das características dos materiais e das estruturas, e análise do comportamento destas últimas para as situações de dimensionamento consideradas;

- Verificação das condições de funcionalidade e segurança, tendo em atenção as prescrições do projeto a satisfazer.

A experiência tem evidenciado a grande influência dos erros humanos na ocorrência de acidentes, devido a falhas no projeto, na construção, na operação ou na manutenção. A ocorrência dessas falhas não deve ser minorada por intermédio do sobredimensionamento das estruturas, mas pela adoção de medidas adequadas de garantia de qualidade, tanto no projeto como na construção, na operação e na manutenção e monitoramento.

Os cenários devem ser definidos, tendo em consideração as características específicas da obra, especificando no dimensionamento os parâmetros representativos das ações e suas combinações, dos materiais das estruturas e da fundação e das técnicas de construção e operação.

O corpo da barragem e suas fundações devem ser considerados em conjunto e, neste mesmo contexto, os órgãos extravasores e de operação e os taludes do reservatório, devendo-se considerar as interações entre as diversas estruturas e a barragem.

Na quantificação da segurança em relação à ruptura de barragens de aterro devem ser adotados os coeficientes de segurança globais que, de acordo com a prática habitual, estabelecem a relação entre as forças resistentes e instabilizadoras, ao longo de uma superfície de deslizamento potencial crítica. A verificação da segurança à ruptura, de acordo com a prática habitual, assegura também, em geral, a verificação da operacionalidade da obra em relação a deformações excessivas.

De forma análoga, a segurança relativamente à ruptura hidráulica, quer em análise do tipo pontual quer global, deve também ser quantificada por meio de um coeficiente de segurança.

4.5.2 Análises de percolação

Modelo hidrogeotécnico

Os estudos da percolação da água através do maciço da barragem e da fundação permitem

prever a distribuição de pressões e o valor das vazões, fornecendo subsídios para os estudos de estabilidade, para o dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna e para seleção e dimensionamento dos sistemas de vedação e drenagem da fundação. Esses estudos são realizados, com base no modelo hidrogeotécnico dos maciços, na definição do qual se podem considerar os seguintes passos (ELETROBRAS, 2003):

- identificação dos materiais com características hidrogeotécnicas individualizáveis;
- definição dos parâmetros hidrogeotécnicos de cada material, inclusive sua eventual anisotropia;
- distribuição espacial, em geral bidimensional, ou em casos excepcionais, como barragens de muito grande porte, tridimensional, dos vários materiais.

Para os maciços da barragem, o modelo resulta simplesmente das características hidrogeotécnicas especificadas para cada material, mas para as fundações, ombreiras e eventuais selas laterais, o modelo depende da maior ou menor complexidade das condições geológicas.

Os valores dos coeficientes de permeabilidade a serem adotados nas análises devem ser devidamente ajustados para o nível de tensões efetivas atuantes na fundação e no maciço, bem como consideradas as eventuais anisotropias no seu valor.

Os estudos de percolação devem ser realizados para as situações de reservatório em operação e de rebaixamento rápido. Para a situação de reservatório em operação, o nível da água de montante deve ser o máximo normal, e para dimensionamento dos dispositivos de drenagem (maiores valores de vazão), o nível da água de jusante deve ter o valor mínimo. Para as análises de estabilidade, o nível de jusante deve ser o que fornece a combinação mais desfavorável de carregamento. Para a situação de rebaixamento rápido, devem ser considerados os níveis da água máximo e mínimo normal do reservatório.

Para os casos correntes é, em geral, suficiente considerar modelos planos de escoamento em regime permanente, analisados, por exemplo, por meio de soluções numéricas, que fazem uso dos métodos de diferenças finitas ou de elementos finitos (para a realização das quais estão disponíveis no mercado diversos programas de cálculo automático, considerando a condutividade hidráulica, como função da pressão do escoamento e determinando iterativamente a posição da linha de saturação para escoamentos não confinados, como é o caso das barragens de aterro).

Na **Figura 14** apresenta-se um exemplo de uma análise de percolação em regime permanente pelo método dos elementos finitos de uma barragem de terra zonada e respectiva fundação.

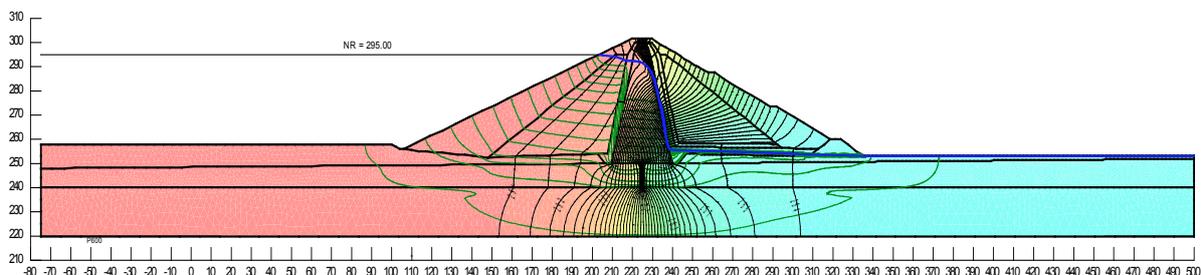


Figura 14. Análise de percolação em regime permanente pelo método dos elementos finitos (linhas equipotenciais).

Dimensionamento de sistemas de filtros, drenos e transições

O controle dos fluxos de percolação nas barragens de terra de seção homogênea ou as barragens com núcleo vedante (sejam os espaldares em terra ou enrocamento) é feito pelo sistema de filtros, drenos e transições. No seu dimensionamento, poderão ser utilizados, a princípio, os critérios convencionais de transição granulométrica dos materiais adjacentes, a apresentados no **Quadro 8**, onde “d” é o diâmetro das partículas dos materiais a serem protegidos (base) e “D” é o diâmetro das partículas dos materiais de filtro. Na definição de faixas, pode-se considerar para “d” o valor médio da faixa e “D” o limite superior da faixa.

Filtro crítico (filtro a jusante do núcleo)

A aplicação das regras clássicas, granulométricas, de dimensionamento de filtros a materiais siltosos ou argilosos conduz, normalmente, a sistemas filtrantes onerosos, conservativos e de difícil execução.

Numa primeira fase, filtros e drenos surgiram, sobretudo, como órgãos das barragens suscetíveis de controlarem eventuais fenômenos de erosão interna e levantamento numa perspectiva de controle de escoamento em meios porosos.

A resistência intrínseca dos materiais argilosos à erosão interna, quando comparada com os solos incoerentes, não ofereceu qualquer contestação durante muitos anos. Só a partir de 1950, Casagrande chamou a atenção para o aparecimento de fissuração nesses solos, alertando para as possíveis consequências,

sendo hoje reconhecido que a ocorrência de fendas é um fator determinante na deterioração das barragens de aterros, construídas com materiais coerentes. De fato, essas descontinuidades propiciam o aparecimento de caminhos preferenciais de escoamento, nos quais a velocidade da água cresce abruptamente, originando grande poder erosivo e conseqüente remoção para jusante das partículas de argila.

O controle dos fenômenos de escoamento concentrados, devido à fissuração do núcleo, faz-se dotando a barragem de um adequado filtro a jusante – o filtro crítico – que funciona adequadamente, não somente para as situações normais de um escoamento, que atravessa uma interface núcleo-filtro contínua, como também para o caso de fluxos concentrados, que atingem a face do filtro, através de descontinuidades no núcleo.

Dado que a ocorrência de fendas nos materiais argilosos, constituintes dos núcleos, é um fenômeno de difícil previsão, o dimensionamento de filtros para esses materiais deve prever o problema da fissuração.

Com base nos estudos realizados por James Sherard e pelo US Soil Conservation Service nos anos 1980 (SHERARD et al., 1984a, 1984b, 1985, 1989), podem-se adotar, como critérios de dimensionamento, os apresentados no **Quadro 8** e no **Quadro 9** (ICOLD, 1994) e que são utilizados pelo US Soil Conservation Service, o US Bureau of Reclamation e o US Army Corps of Engineers (USDA SCS, 1986; USBR, 1987; USACE, 1994).

Quadro 8. Critérios para os filtros. (Fonte: ICOLD, 1994; USDA SCS, 1986; USBR, 1987; USACE, 1994)

Categoria do solo de base	Descrição do solo de base e % de material passado na Peneira Nº 200 (0,074mm) (nota 1)	Critério de filtro (nota 2)
1	Argilas e siltes finos; mais de 85%	$D_{15} \leq 9d_{85}$ (nota 3)
2	Areias, siltes, argilas e areias argilosas e siltosas; 40 a 85%	$D_{15} \leq 0,7$ mm
3	Areias siltosas e argilosas; 15 a 39%	$D_{15} \leq 0,7$ mm (notas 4 e 5)
4	Areias e cascalhos; menos de 15%	$D_{15} \leq 4d_{85}$ (nota 6)

Notas:

1. A designação da categoria do solo refere-se à fração do material passada na Peneira Nº4, ou seja, a percentagem é determinada a partir da curva granulométrica do solo de base, ajustada a 100% passando na peneira Nº 4 (4,76mm).
2. A dimensão máxima das partículas dos filtros deve ser de 75mm, e um máximo de 5% das partículas deve passar na peneira Nº 200 (0,074mm); os finos devem ter um índice de plasticidade nulo. É conveniente utilizar a relação entre D_{90} e D_{10} do Quadro 9 para estabelecer a granulometria do filtro. Estes critérios conduzem à utilização de granulometrias uniformes para os filtros, o que previne a segregação, durante a construção. Para garantir uma permeabilidade adequada, os filtros devem apresentar uma dimensão D_{15} igual ou superior a $4d_{15}$, mas não inferior a 0,1mm.
3. Quando o valor de $9d_{85}$ é inferior a 0,2mm, é conveniente utilizar 0,2mm.
4. A= percentagem de material passada na Peneira Nº 200 (0,074 mm), após o ajustamento da granulometria (ou seja, da fracção passada na Peneira Nº 4).
5. Quando o valor de $4d_{85}$ é inferior a 0,7mm, é conveniente utilizar 0,7mm.
6. Para a categoria 4, o valor de d_{85} deve ser determinado, a partir da curva granulométrica integral do solo de base, sem ajustamento para as partículas superiores a 4,76mm.

Quadro 9. Limites de D_{10f} e de D_{90f} para prevenir segregação. (Fonte: ICOLD, 1994; USDA SCS, 1986; USBR, 1987)

D_{10} mínimo (mm)	D_{90} máximo (mm)
<0,5	20
0,5 a 1,0	25
1,0 a 2,0	30
2,0 a 5,0	40
5,0 a 10	50
10 a 50	60

Transições de montante

Relativamente ao filtro a montante do núcleo, tem-se verificado uma tendência gradual em tornar esses filtros (que eram construídos com as mesmas camadas e as mesmas características granulométricas das do filtro de jusante) mais económicos (SHERARD et al., 1985). Tal resulta de se considerar que os filtros de montante desempenham um papel menos importante do que os filtros de jusante.

A principal função do filtro de montante é impedir que, após um rebaixamento do reservatório, o material do núcleo migre na direção de montante, entre os vazios do maciço de enrocamento. No entanto, devido à compressão das camadas superiores, o material do núcleo vai consolidando-se, pelo que deve encontrar-se num estado relativamente rígido e, por isso, não terá tendência para migrar. Além disso, atendendo à sua permeabilidade, a percolação da água no núcleo, após um rebaixamento, será

muito lenta. O gradiente hidráulico será muito baixo, e a velocidade e a energia de percolação serão muito pequenas para erodir as partículas do solo do núcleo e transportá-las para jusante. Deste modo, o filtro de montante não é crítico, porque não irá funcionar para controlar os escoamentos concentrados, devido a fendas que ocorram no núcleo da barragem (aspecto que é satisfeito pelo filtro de jusante).

No caso do filtro de montante, assim como em outras transições de menor responsabilidade e/ou em posições de baixos gradientes de percolação, como entre o enrocamento de proteção e o espaldar de montante, poderá aceitar-se como critério:

$$D_{15} \leq 9d_{85}$$

Drenos e transições funcionando como dreno

Como critério de dimensionamento devem verificar-se as relações propostas por Terzaghi para solos não coesivos, ou seja:

- D_{15} (dreno) $\leq 5 d_{85}$ (filtro), condição que assegura a capacidade de retenção pelo dreno das partículas do filtro;
- D_{15} (dreno) $\geq 3 5 d_{15}$ (filtro), condição que assegura um adequado contraste de permeabilidades entre os materiais do dreno e do filtro.

Como princípio e, procurando garantir elevada probabilidade de não haver segregação granulométrica significativa durante a construção, os materiais do filtro e, em especial, o do dreno, devem apresentar um coeficiente de uniformidade $CNU = D_{60}/D_{10}$ inferior a 10.

Na hipótese de não ser técnica e/ou economicamente viável, a obtenção de materiais que satisfaçam os requisitos acima indicado, deve proceder-se a estudos e ensaios de laboratório, com o objetivo de modificar as condições exigidas.

Sistemas de drenagem na fundação

Os sistemas de drenagem na fundação devem incluir tapetes drenantes sub-horizontais do

maciço, com o objetivo de controlar gradientes hidráulicos de saída a jusante da barragem e de reduzir as subpressões. A vazão a ser considerada incluirá a contribuição dos fluxos pelo maciço e pela fundação. As espessuras e distribuição das camadas drenantes devem ser verificadas para a vazão obtida nas análises de percolação, considerando um coeficiente de segurança igual ou superior a 10.

Em qualquer caso, a posição da linha de saturação do filtro sub-horizantal terá influência nas análises de estabilidade do talude de jusante.

Caso necessário, poderão ser utilizados tapetes drenantes de camadas múltiplas, constituídas por camadas com diferentes granulometrias, devidamente dimensionados, com função de filtro envolvendo a camada interna do dreno.

No dimensionamento final, às espessuras requeridas pela capacidade drenante serão adicionadas espessuras, que serão consideradas contamináveis pelo material de base (material a ser protegido).

Os poços de alívio ou trincheiras a jusante da barragem serão adotados nos casos em que possam ocorrer subpressões elevadas na fundação.

Valores mínimos

Por razões construtivas, devem ser considerados os seguintes valores mínimos para a espessura dos dispositivos de drenagem (ELETROBRAS, 2003):

• Filtro vertical ou inclinado: 0,60m
• Filtro sub-horizantal: espessura de 0,25m
• Trincheira drenante de fundação: largura 0,60m
• Poços de alívio: diâmetro mínimo de 0,10m
• Transições a jusante de núcleo: largura de 0,60m
• Drenos de pé: largura de 0,40m

Dimensionamento de sistemas de impermeabilização

Os dispositivos de impermeabilização de fundação podem incluir trincheiras de vedação (*cut-offs* de solo compactado, paredes diafragma, trincheiras de lama, etc.), cortinas de injeção e tapetes impermeáveis, com o objetivo de reduzir vazões pela fundação e gradientes de saída a jusante, podendo estar combinados com sistemas de drenagem.

O dimensionamento será também efetuado, a partir de análises de percolação, considerando os diferentes tipos de materiais de fundação e aterro envolvidos, com as respectivas permeabilidades e representando os eventuais sistemas de drenagem.

Em análises de estabilidade hidráulica, relacionadas com gradientes de saída, a razão entre as forças devido ao peso próprio e as forças de percolação deve estar compreendida entre 3 e 5.

4.5.3 Análises de estabilidade

As análises de estabilidade devem ser feitas em tensões efetivas, exceto nos casos em que a análise envolva materiais cujo comportamento se assemelha ao das argilas plásticas saturadas ou a solos que tendem a se contrair durante o cisalhamento, devendo nesses casos fazer a análise em tensões totais.

Os parâmetros de poropressão e de resistência ao cisalhamento dos diversos materiais envolvidos nas análises de estabilidade devem ser obtidos de ensaios de laboratório programados para representar, o mais aproximadamente possível, as condições de carregamento de campo.

No caso de enrocamento, quando não for possível a realização de ensaios, serão utilizados valores obtidos em outros locais, com materiais semelhantes, devidamente adaptados às condições vigentes no caso em análise.

Cenários de carregamento

Para garantia de estabilidade ao escorregamento, os taludes da barragem devem ser

analisados para as condições de carregamento associadas: ao final de construção; a um rebaiamento rápido do nível do reservatório; a uma situação de percolação estável; e à ocorrência de um sismo.

Em casos específicos, pode ser necessário verificar outras situações de carregamento, tais como, nos casos de necessidade de bermas de equilíbrio, em estágios de construção em que estas não tenham sido ainda construídas, ou em casos de escavações no pé do talude do aterro já lançado da barragem.

Situação de final de construção

Neste cenário, considera-se que durante a construção de um aterro com materiais de baixa permeabilidade, simultaneamente com o desenvolvimento das pressões, devido ao peso das camadas que vão sendo colocadas, desenvolvem-se poropressões, cuja dissipação se fará mais ou menos lentamente, conforme a velocidade de crescimento do aterro. A grandeza das poropressões iniciais depende, fundamentalmente, do teor em umidade do material e do grau de compactação, que determinam o seu grau de saturação e a sua compressibilidade.

A variação da poropressão (Δu) induzida pode ser expressa em função do acréscimo de tensão principal máxima ($\Delta \sigma_1$). O coeficiente $\bar{B} = \Delta u / \Delta \sigma_1$ pode ser considerado aproximadamente constante, ao longo das superfícies potenciais de deslizamento.

Em alternativa, podem se exprimir as poropressões de forma adimensional, através do coeficiente $R_u = u / \gamma_t H_s$, em que (u) é a poropressão, (γ_t) o peso específico total, e (H_s) a altura da coluna de material.

Os valores do \bar{B} ou R_u podem ser avaliados com base nos ensaios de compressão triaxial ou baseados na experiência comparável.

Situação de percolação estável

O caso de percolação em regime permanente é representativo da condição de operação, na qual o nível do reservatório, tendo atingido seu valor máximo, assim permanece por um

período de tempo suficientemente longo para a saturação do maciço nas zonas submetidas à percolação. Neste caso, admite-se que o adensamento do maciço tenha ocorrido e que a percolação tenha se estabilizado.

Uma vez obtida a rede de percolação em regime estável, podem ser consideradas na análise de estabilidades as poropressões obtidas.

A envoltória de resistência, em termos de tensões efetivas, pode ser obtida dos ensaios de compressão triaxial adensados (saturados) não drenados (CU_{sat} ou R_{sat}) com medição de poropressões.

Situação de rebaixamento rápido do reservatório

O rebaixamento rápido do nível da água, por motivos de operação, ou devido à ocorrência de uma situação de emergência, pode ser necessário durante a operação do reservatório, devendo esse cenário ser considerado no projeto.

Quando os materiais dos aterros têm permeabilidades baixas, um rebaixamento lento do reservatório poderá não conduzir a uma apreciável dissipação das poropressões instaladas, pelo que, para efeitos de cálculo, se pode considerar como se fosse um rebaixamento rápido.

Tal rebaixamento origina, em especial nos solos de baixa permeabilidade, uma complexa combinação de carregamento: redução das tensões principais com aumento da diferença entre elas, isto é, aumento da tensão desviatória, rotação da direção das tensões principais e o estabelecimento de condições transientes de fluxo gravitacional de água.

De um modo simplificado e do lado da segurança, pode ser considerado (BISHOP, 1954) que, antes do rebaixamento, a poropressão num dado ponto de uma superfície de escorregamento é:

$$u_0 = \gamma_w (h_w + \sum h_i - h')$$

Nesta expressão, considera-se: (h'), a distância vertical ao nível no reservatório, antes do rebaixamento, da interseção de uma equipotencial

com a linha de saturação; (h_w), a altura de água acima do ponto de referência; (h_i), a altura do material i , acima do ponto de referência.

Depois de um rebaixamento instantâneo que não dê lugar a qualquer dissipação de poropressão, esta tomará o valor: $u = u_0 + \Delta u$, $\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_1$ em que $\Delta u = \bar{B} \Delta \sigma_1$.

Considerando a tensão principal máxima igual ao peso do material acima do ponto em referência, será antes do rebaixamento: $(\sigma_1)_0 = h_w \gamma_w + \sum \gamma_i + h_i$ em que os pesos específicos γ_i são saturados; e após o rebaixamento: $\sigma_1 = \sum \gamma_i h_i$. Assim, vem: $\Delta \sigma_1 = \sigma_1 - (\sigma_1)_0 = -\gamma_w h_w$

O valor de \bar{B} pode ser tomado igual à unidade, no caso de saturação completa, resultando então: $u = u_0 + \bar{B} \Delta \sigma_1 = \gamma_w (\sum h_i - h')$.

Ainda do lado da segurança, pode-se desprezar h' , ficando $u = \gamma_w \sum h_i$.

Considerando pesos específicos submersos nos materiais abaixo do nível mínimo de rebaixamento, tem-se para excesso de poropressão sobre a pressão hidrostática a altura de aterro na fatia considerada, acima do nível mínimo do rebaixamento.

Para avaliar a estabilidade do talude de montante, após o rebaixamento total ou parcial do reservatório, admitem-se, normalmente, as seguintes simplificações:

- O rebaixamento é instantâneo;
- O parâmetro da poropressão $\bar{B} = 1$
- Pode ser considerado que não se processa nenhuma dissipação das poropressões, durante o rebaixamento ou pode admitir-se alguma dissipação dependente da permeabilidade e compressibilidade do material;

A envoltória de resistência em termos de tensões efetivas, a ser utilizada nas análises, deve ser determinada de ensaios tipo CUsat ou, excepcionalmente, CDSat.

Situação de ocorrência de sismo

A análise de estabilidade, durante a ocorrência de um sismo, é sistematicamente considerada em regiões sísmicas e tem sido recomendada, mesmo em regiões historicamente com pequena atividade sísmica, como é o caso do Brasil, especialmente em se tratando de barragens de porte e reservatórios importantes, devido à possibilidade de sismos induzidos pelo enchimento do reservatório.

Recomenda-se, portanto, a avaliação do comportamento da barragem face à ocorrência de sismos naturais ou induzidos, em particular por meio de análises pseudoestáticas. Na ausência de estudos de sismicidade, recomenda-se a adoção de cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical.

Métodos de análise

Na análise dos modelos é corrente a utilização de métodos de equilíbrio limite, dispondo-se presentemente de numerosos programas comerciais de cálculo automático, com pequenas diferenças na forma de verificação das condições de equilíbrio.

A escolha do método a aplicar deve ser função da forma da superfície de ruptura a analisar (o método de Bishop Modificado para superfícies circulares, o método de Janbu Modificado para superfícies poligonais, bem como os métodos de Spencer, Morgenstern-Price, GLE, Corps of Engineers #1, Corps of Engineers #2 e Lorne-Karafath, que permitem uma análise de sensibilidade da gama de valores em que poderá variar o coeficiente de segurança para uma dada superfície).

A **Figura 15** ilustra a análise de estabilidade de uma barragem de terra zonada e respectiva fundação, na situação de percolação estável, utilizando o método de Bishop Modificado.

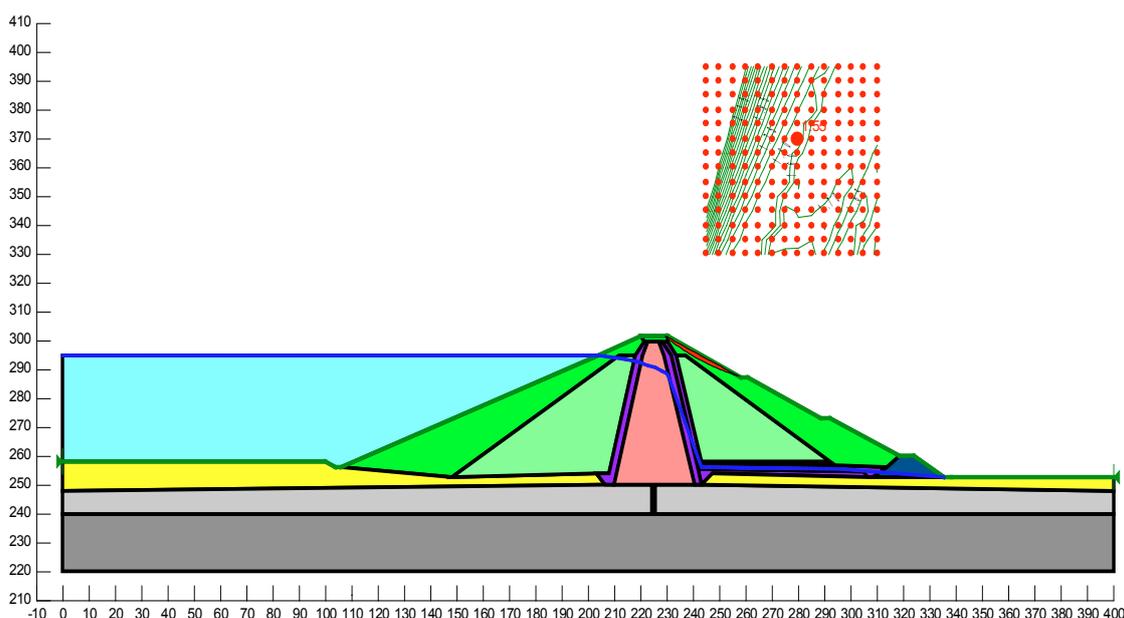


Figura 15. Análise de estabilidade pelo método de Bishop Modificado. Situação de percolação estável.

Verificação de segurança

Os coeficientes de segurança devem ser avaliados para as diferentes situações de dimensionamento, definidas para os maciços de terra e de enrocamento, associadas a condições normais de operação (percolação estável), bem como a situações pouco frequentes e a ocorrências excepcionais.

Os coeficientes de segurança associados a análises de estabilidade ao escorregamento, empregando métodos de equilíbrio limite, devem ser pelo menos iguais a 1,5 para condições normais de exploração, a 1,4 para a fase final de construção, e a 1,3 para situações de rebaixamento rápido do reservatório. Para ocorrências excepcionais (cheias superiores à cheia de projeto ou rebaixamentos rápidos em certas circunstâncias, sismos), os coeficientes de segurança devem ser, pelo menos, iguais a 1,1.

4.5.4 Análise de tensões e deformações

As análises de recalques, bem como as análises de tensões e deformações, a desenvolver para barragens de médio a grande porte (altura da barragem superior a 30 m), ou em situações especiais, como por exemplo, fundações em solos moles, que não foi possível remover, têm as seguintes finalidades principais (ELETROBRAS, 2003):

- verificar a compatibilidade de deformações entre os diversos materiais constituintes da barragem, de suas fundações e estruturas adjacentes;
- avaliar o potencial de ocorrência de ruptura progressiva do maciço e da fundação;
- otimizar a posição do núcleo, no caso da barragem de seção mista;

- analisar os riscos de fissuramento do núcleo, ocasionado por zonas de tração ou por fraturamento hidráulico;
- subsidiar o projeto de instrumentação, identificando os pontos críticos a serem instrumentados;
- otimizar o projeto de escavações, de modo a manter os recalques diferenciais, dentro de níveis admissíveis;
- determinar a sobre-elevação da crista para compensação de recalques pós-construtivos.

Para atingir esses objetivos, as análises de tensão-deformação serão realizadas, quando necessário, para as condições de período construtivo, enchimento do reservatório com estabelecimento de fluxo transiente e regime permanente de operação com percolação estabelecida.

Os estudos de tensões e deformações podem ser efetuados pelo método dos elementos finitos, mediante a utilização de programas de cálculo automático disponíveis no mercado. De um modo geral, esses programas permitem adotar diversos tipos de elementos estruturais com diferentes comportamentos reológicos para os materiais, designadamente não lineares e variáveis no tempo, bem como considerar, individualmente, as interfaces solo-estrutura, e realizar análises de comportamento estáticas e dinâmicas.

A **Figura 16** ilustra a modelação do primeiro enchimento do reservatório (visualização dos deslocamentos horizontais) numa análise de tensões deformações de uma barragem de terra zonada e respectiva fundação.

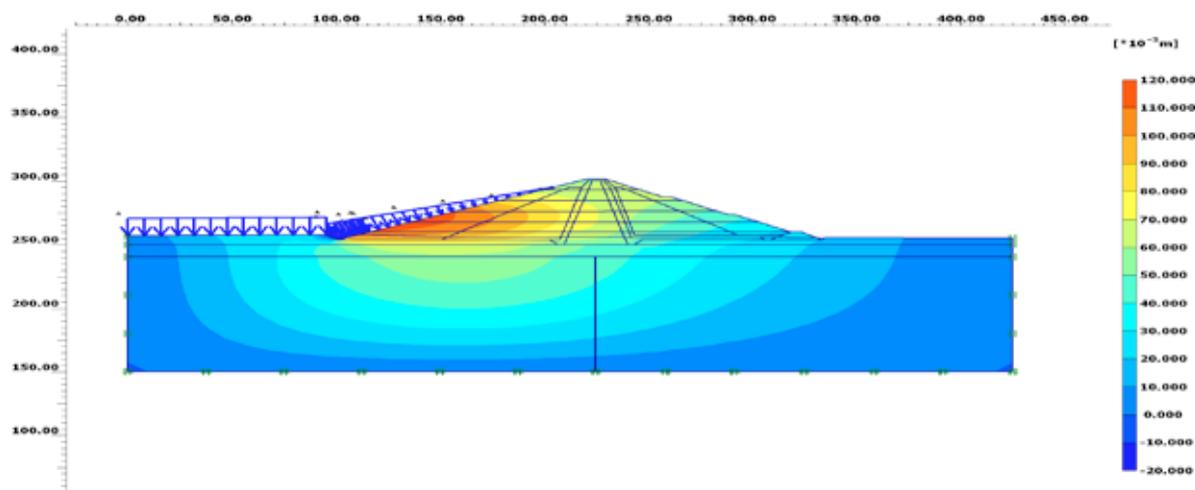


Figura 16. Análise de tensões deformações. Modelação do primeiro enchimento do reservatório. Deslocamentos horizontais.

Para estudos simplificados de recalques da fundação, podem também ser utilizadas soluções analíticas da Teoria da Elasticidade (ELETROBRAS, 2003).

Os parâmetros de compressibilidade e deformabilidade dos materiais do maciço da barragem e da fundação devem ser determinados a partir dos resultados das investigações geológico-geotécnicas de campo e de laboratório, devidamente ajustados por experiência com materiais e condições de carregamento semelhantes.

Deve ser dada especial atenção à identificação de materiais colapsíveis ou expansivos na fundação. Caso possam ocorrer solos colapsíveis, devem ser previstos os recalques pelo método edométrico duplo com inundação ao nível de tensões atuantes, após o carregamento da barragem, e avaliação da necessidade de sua remoção prévia.

Para cálculo de recalques pós-constructivos do maciço e da fundação, pode, em princípio, ser utilizada a condição unidimensional de deformações, utilizando-se os parâmetros de compressibilidade m_v (coeficiente de compressibilidade edométrica) e C_c (índice de compressão), ou C_r (índice de recompressão). Esses parâmetros devem ser determinados

para cada material para o intervalo de tensões efetivas, correspondente às condições de operação do maciço e da fundação. A distribuição de tensões verticais totais podem ser calculadas a partir de soluções analíticas da Teoria da Elasticidade, e as poropressões definidas, considerando os seus valores ao final da construção e após o estabelecimento do regime estacionário de fluxo.

Para compensação dos recalques pós-constructivos, deve ser prevista sobre-elevação da crista da barragem com valor igual ao dos recalques estimados.

Os recalques diferenciais admissíveis na crista da barragem serão de 1%.

Para evitar a formação de trincas, com consequente maior segurança contra possibilidade de erosão interna regressiva no núcleo da barragem de terra-enrocamento, os seguintes critérios devem ser atendidos:

- as discontinuidades topográficas da fundação da barragem, em particular sob o núcleo, devem ter inclinações ajustadas para evitar recalques diferenciais excessivos, que provoquem trinca no maciço, e zonas com baixos níveis de tensões, que possam ser suscetíveis a fraturamento hidráulico;

- o potencial para fraturamento hidráulico deve ser evitado, considerando que, em qualquer ponto do maciço, o valor da tensão principal menor efetiva seja positivo;
- devem ser introduzidos nas especificações técnicas construtivas critérios para redução ou eliminação das irregularidades topográficas.

4.5.5 Aspectos relativos à crista da barragem e aos taludes de montante e de jusante

Crista da barragem

A borda livre entre o nível do reservatório (nível de máxima cheia ou *maximum maximum* e nível máximo normal ou normal de retenção) e a cota da crista da barragem devem ser estabelecidas, de acordo com o indicado no item 4.1, e de acordo, também, com o regime de ventos, o *fetch* e o grau de conhecimento das condições hidrológicas, bem como a sismicidade da região (pouco condicionante no caso do Brasil).

Além disso, a crista da barragem deve ser adequadamente sobrelevada na fase construtiva para compensar os recalques que os aterros sofrerão durante a vida útil da barragem, como referido no item anterior.

A largura da crista, em geral, não inferior a 3 m, deve ser justificada, em função da altura e importância da obra, do risco sísmico do local, da natureza dos materiais a empregar, da configuração da linha de saturação com o reservatório cheio, das condições de construção e das exigências de circulação viária prevista. De um modo geral (com exceção de barragens de pequeno porte), situa-se entre 6 e 10m.

Podem também utilizar-se fórmulas empíricas, como a de Preece, no dimensionamento da largura da crista:

$$L = 1,1\sqrt{H} + 1$$

onde H é a altura máxima da barragem, em metros.

Talude de montante

O talude de montante deve ser protegido da ação das ondas, levando-se em consideração o regime de vento e o *fetch* do reservatório. Essa proteção consiste, em regra geral, no recobrimento do talude de montante com blocos de enrocamento (*rip-rap*).

Para determinação do peso dos blocos de enrocamento e sua distribuição, podem ser adotados os critérios apresentados nas recomendações da ICOLD (1993), assim como em outras publicações como CERA (1966) e Taylor (1973).

O objetivo principal do enrocamento colocado sobre o aterro é impedir a erosão e os danos, resultantes da ação das ondas no reservatório, sendo demonstrado pela experiência que o enrocamento lançado é um tipo de proteção de talude muito eficaz, desde que a sua colocação em obra assegure uma superfície regular.

O *rip-rap* deve conter uma proporção grande de elementos superiores à dimensão mínima necessária para resistir à ação das ondas. Na operação de colocação do enrocamento, deve evitar-se toda a segregação e permitir a construção de uma camada o mais densa e imbricada possível. Deve ser constituída por elementos de rocha sã e inalterável, com um coeficiente de forma aceitável. Com raras exceções, o enrocamento deve ser colocado sobre uma camada de transição em materiais mais finos, que serve de filtro para impedir o arraste do material do aterro, através dos vazios do enrocamento. Essa camada de transição serve também para dissipar os efeitos hidrodinâmicos das ondas.

Todos os métodos de dimensionamento do enrocamento de proteção contra ondas têm como premissa que o dimensionamento dos blocos, para que sejam estáveis, considere a ação das ondas sobre a barragem, bem como o peso específico dos blocos. As principais forças a que o enrocamento vai ficar sujeito são as resultantes das ondas geradas pelo vento. Existem, por vezes, forças de arrastamento importantes que devem ser consideradas no projeto.

Devem, portanto, ser considerados:

- o estudo relativo ao regime dos ventos;
- a determinação das alturas e das características das ondas, a partir do estudo dos ventos;
- a determinação das características do enrocamento para resistir à ação das ondas.

Fórmulas empíricas de projeto têm sido estabelecidas, com base em estudos e ensaios em modelo. Esses estudos, inicialmente desenvolvidos para projetos de obras costeiras marítimas, conduziram, para proteção de taludes de reservatórios em barragens, à fórmula de Iribarren-Hudson (ICOLD, 1993):

$$W_r = \frac{\gamma_r h^a}{K_D (G_s - 1)^3 (\cot \phi)^b}$$

Nesta expressão empírica (em unidades inglesas): a e b são coeficientes determinados experimentalmente; W_r representa o peso característico dos blocos de enrocamento necessário para resistir à ação das ondas (libras⁵); γ_r o peso específico total de um elemento de rocha (libras por pé cúbico⁶); G_s , a densidade seca dos blocos de enrocamento; ϕ , o ângulo do talude (medido a partir da horizontal); h, a altura da onda de projeto (pés⁷); K_D , o coeficiente de arrastamento, determinado experimentalmente.

A expressão anterior pode ser utilizada, considerando para peso característico do enrocamento o peso mediano W_{50} e, como altura da onda, a altura significativa (H_s), de acordo com Taylor (1973) $a=2,6$, $b=1$ e $K_D=3,2$.

Segundo ICOLD (1993), o US Army Corps of Engineers utilizava até 1978 (norma EM 1110-2-2300) os coeficientes $a=2$, $b=1$, $K_D=1,36$. A partir dessa data passou a distinguir as situações em que se pode tolerar a ocorrência de alguns danos (coeficientes $a=3$, $b=1$ e $K_D=4,37$)

5 1Libra \approx 0,004448 kN

6 1l«Libra por pé cúbico \approx 0,158 kN/m³

7 1 pé \approx 0,3048 m

e aquela em que não se aceita a ocorrência de danos (coeficientes $a=3$, $b=2/3$ e $K_D=3,62$).

Os coeficientes para danos toleráveis ou admissíveis foram definidos a partir de resultados de ensaios em modelo, em que se admitiam alguns deslocamentos do enrocamento de proteção, mas sem ruptura deste. Os coeficientes para não ocorrência de danos foram determinados a partir de resultados onde não se verificava qualquer deslocamento do enrocamento.

Os coeficientes relativos à não ocorrência de danos nulos são, em regra geral, adotados para situações de operação normal. Os coeficientes relativos a danos toleráveis devem ser utilizados para situações menos habituais. Em qualquer das situações, devem sempre ser consideradas as condições mais severas de ondulação, dado que existem outros fatores que podem influenciar a ação das ondas, tais como o tipo de rebentação, o ângulo de atuação, a duração, o espectro de alturas e a distribuição das alturas.

As ondas que normalmente se geram num reservatório podem ser do tipo mergulhante, progressivo ou reflexivo. As ondas do tipo reflexivo são as que podem levar a maior instabilidade do enrocamento e, por isso, são as normalmente consideradas para o cálculo dos coeficientes acima referidos.

Em obras situadas em locais onde não seja possível ou econômica a obtenção de rocha para enrocamento de proteção, deve ser analisada a utilização de outros materiais para esta finalidade, conforme as recomendações do Boletim 91 da ICOLD (1993).

Talude de jusante

A superfície do talude de jusante deve ser protegida da ação erosiva da chuva e do vento, assim como de danos causados por animais, por meio de grama ou outro revestimento vegetal, por material granular natural grosseiro (seixos e cascalhos), ou por enrocamento, convenientemente transicionado. As partes submersas do talude de jusante devem ser preferencialmente protegidas por enrocamento.

Para cálculo das vazões da drenagem superficial, deve usar-se o “Método Racional”, considerando, pelo menos, períodos de recorrência das chuvas de 50 anos.

Devem ser escolhidos os materiais mais indicados, em função das disponibilidades próximas da obra, das condições climáticas e das possibilidades de manutenção, especialmente importantes quando o revestimento é vegetal.

É ainda recomendável que, se a superfície do talude de jusante for extensa em altura, seja dotada de banquetas e bermas com canaletas de drenagem.

4.5.6 Análises relativas a barragens de enrocamento com face de concreto

Características dos enrocamentos

Os maciços construídos com enrocamentos têm seu comportamento intrinsecamente ligado às características geomecânicas das rochas disponíveis. Para caracterizar o comportamento dos enrocamentos, é comum especificar-se, pelo menos, a realização de ensaios de compressão simples, compressão puntiforme, absorção de água, abrasão Los Angeles, ciclagem acelerada e ao tempo. Ensaios em corpos de prova de grandes dimensões (até 1m de diâmetro) para obtenção de parâmetros de deformabilidade e resistência ao cisalhamento são também utilizados.

Grande parte das barragens desse tipo no Brasil foi construída em regiões de rochas basálticas e/ou gnáissicas. Os enrocamentos oriundos dessas rochas apresentam, em geral, ângulos de atrito interno elevados e, portanto, admitem angulações dos paramentos, tanto de jusante quanto de montante, de 1V:1,3 H a 1V:1,5 H, qualquer que seja a altura da barragem (ELETROBRAS, 2003).

Enrocamentos de rochas mais brandas, do tipo sedimentares, exigirão taludes mais abatidos entre 1V:1,4H e 1V:2,0H.

Zoneamento da seção transversal

Os princípios básicos, que devem orientar a concepção de barragens de enrocamento com

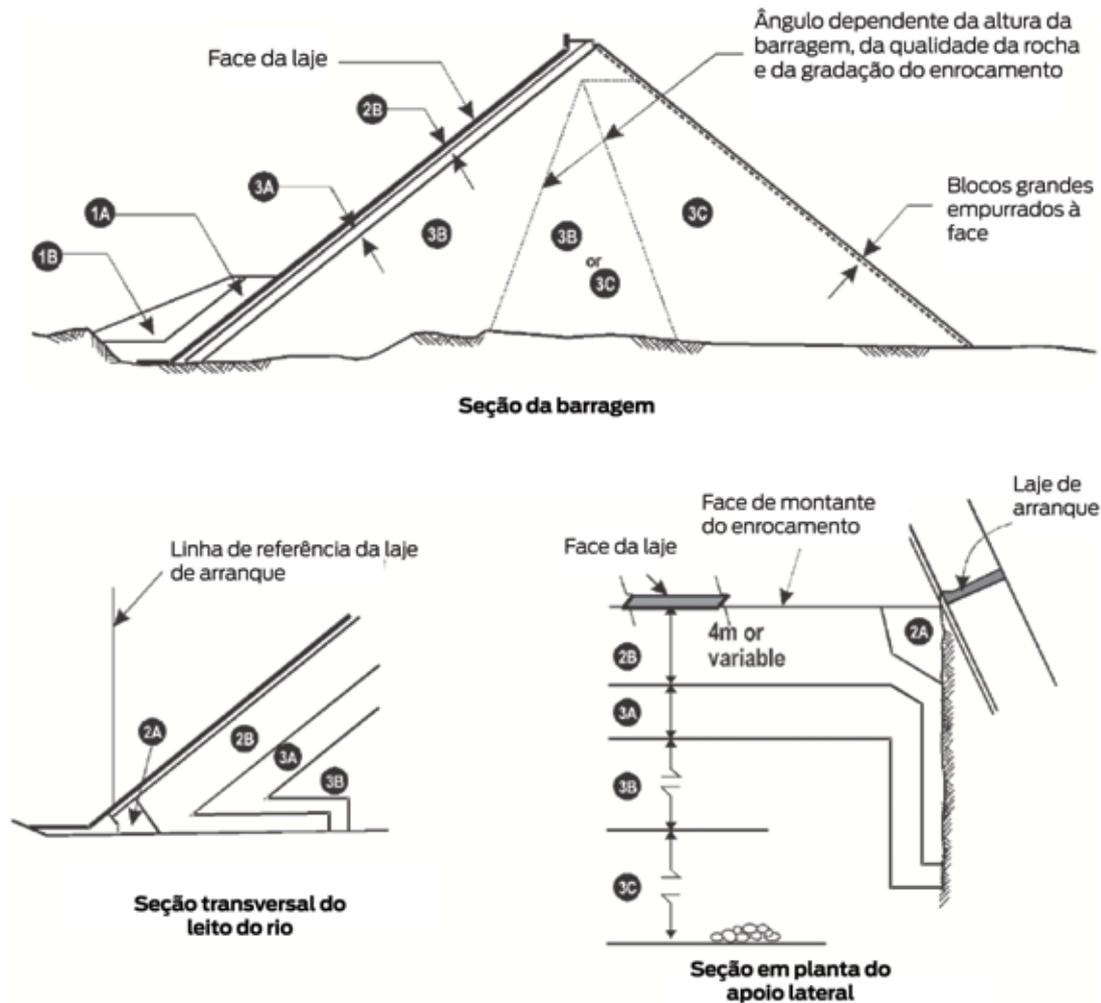
face de concreto a montante, são: obter-se um maciço pouco deformável e uma face de concreto que suporte determinadas deformações sem exibir fissurações. Deve, pois, conceber-se um zoneamento do maciço e utilizar materiais que permitam reduzir, ao mínimo, as deformações junto à face. Para apoio a esse estudo, dispõem-se de ferramentas (ensaios laboratoriais e métodos de cálculo, como o método dos elementos finitos), que permitem realizar análises de previsão das deformações das barragens. Esses métodos de cálculo permitem simular a interação entre a face de concreto e o maciço de enrocamento, mas o dimensionamento dessa face tem-se apoiado, essencialmente, na experiência (incluindo alguns acidentes), obtida com obras semelhantes. É essencial que a compactação das camadas de enrocamento reduza, ao máximo, a capacidade de recalque, quando se inicia a construção das lajes de concreto.

No zoneamento do maciço distinguem-se, normalmente, três zonas, tal como ilustrado na **Figura 17**, a seguir:

Zona 1	A construir com o material que cobre o plinto e a junta perimetral entre este e as lajes de concreto;
Zona 2	Correspondente à zona de assentamento da face de concreto e do plinto de fundação, normalmente constituída por materiais granulares, desde areias e cascalhos;
Zona 3	Constituída pelo maciço de enrocamento do corpo da barragem.

Zona 1

O material a se utilizar na cobertura do plinto e da junta perimetral entre este e as lajes da cortina deve ser um material fino, de preferência uma areia fina não lavada ou areia siltosa, sem coesão, com a função de colmatar qualquer fissura ou abertura da junta perimetral. Esse material deve ser coberto por um aterro de enchimento, constituído por um material silto-argiloso pouco compactado.



- 1A - Solo fino siltoso impermeável
- 1B - Random
- 2A - Material de filtro da zona perimetral, dimensão < 36 mm, camadas de 0,40 m
- 2B - Transição de rocha fina processada, dimensão < 75 mm, camadas de 0,40 m
- 3A - Enrocamento selecionado, dimensão < 0,40 m, camadas de 0,4 m
- 3B - Enrocamento de pedra, dimensão < 1,0 m, camadas de 1 m
- 3C - Enrocamento de pedra, dimensão < 2,0 m, camadas de 2 m

Figura 17. Designação das zonas de uma barragem de enrocamento com face de concreto.
Fonte: ICOLD, 2010

É frequente se utilizar dois tipos de materiais (Material 1A e 1B):

- O Material 1A deve ser relativamente impermeável e não coesivo, de modo a poder colmatar qualquer fissura ou abertura daquela junta. É frequente se especificar um material com 5 e 10% de finos (dimensão silte e argila), sem partículas com dimensão superior a 2 mm. Poderá ser material natural ou proveniente do processamento da pedra

a explorar para a obtenção dos materiais de enrocamento do corpo da barragem. O material deve ser colocado em camadas de 20 a 30cm ligeiramente compactadas.

- O Material 1B deve ser um solo silto-argiloso, que permita a construção de um aterro de enchimento pouco compactado. Não existe necessidade de estabelecer para estes solos características bem definidas. É frequente considerar solos com uma

dimensão máxima das partículas de 6 cm e uma percentagem de finos (percentagem do material que passa na Peneira nº 200 da série ASTM) superior a 20%. Os materiais devem ser colocados em camadas de 20 a 30 cm compactadas.

Zona 2

A zona 2, de assentamento da face de concreto e adjacente ao plinto, é constituída por dois materiais, 2A e 2B.

A zona de filtro 2A deve ser constituída por um filtro de areia e cascalho numa extensão de 2 a 3 metros da junta perimetral. Em caso de ruptura das lâminas de estanqueidade da junta perimetral, o material 2A impede a migração, através da junta das partículas de dimensão de silte da zona 1A e, por consequência, serve de elemento de estanqueidade auxiliar contra fugas.

Essa zona deve ser constituída por material de qualidade equivalente à dos agregados dos concretos. O material deve ser processado de modo a se obter limites granulométricos específicos. Em ICOLD (2010) é proposto um material com os limites granulométricos indicados no **Quadro 10**.

Quadro 10. Limites granulométricos da zona 2A.
(Fonte: ICOLD, 2010)

Peneira (ASTM)		Percentagem passando em peso
	(mm)	
1 1/2"	38,1	100
3 / 4"	19,1	85 a 100
Nº 4	4,76	50 a 75
Nº 16	1,19	25 a 50
Nº 50	0,297	10 a 25
Nº 200	0,074	0 a 5

A camada de assentamento da laje de concreto tem como funções:

- ser uma camada de base para a face de concreto que, após compactação ao longo do talude, permita obter uma uniformidade de apoio das lajes e uma regularização

adequada, evitando assim sobre-espessuras de concreto;

- seja uma camada semipermeável, com possibilidade de controle de infiltrações, através de eventuais fendas nas lajes ou pelas juntas;
- possa obturar fendas e, assim, reduzir infiltrações, através das juntas, dada a sua granulometria, próxima de um filtro.

A granulometria do material 2A tem sofrido alterações, como resultado da experiência adquirida com barragens desse tipo em diversos países. Tem-se reduzido a dimensão máxima das partículas e utilizado partículas mais finas, isto é, percentagens mais elevadas que antigamente, em partículas inferiores a 4,76 mm e 0,074 mm. Por outro lado, as granulometrias com dimensões máximas de 250 a 330 mm e dimensões mínimas de 50 a 75mm não têm se revelado satisfatórias, devido aos elevados níveis de segregação.

É prática corrente utilizar nessa camada materiais granulares de pequena dimensão e com alguns finos, ou seja, com partículas de dimensão inferior a 4,76 mm (Peneira Nº 4) e 0,074 mm (Peneira Nº 200), de modo que possa desempenhar as seguintes funções:

- seja uma camada de base para a face de concreto que, após compactação ao longo do talude, permita obter uma uniformidade de apoio das lajes e uma regularização adequada, evitando, assim, sobre-espessuras de concreto;
- seja uma camada semipermeável com possibilidade de controle de infiltrações, através de eventuais fendas nas lajes ou pelas juntas;
- dada a sua granulometria, próxima da de um filtro, possa obturar fendas e, assim, reduzir infiltrações através das juntas, em especial na base da barragem, como a junta perimetral, se sobre o plinto e base da cortina for colocada uma camada de Material

1A (esse material irá preencher a fenda, sem ser arrastado, devido à capacidade filtrante da camada de base da cortina).

Segundo as recomendações da ICOLD (2010), o material a ser aplicado na camada de base da face de concreto deve ter as seguintes características granulométricas:

- dimensão máxima das partículas menor do que 76 mm (100% passando na Peneira de 3");
- 35 a 60% em peso das partículas passando na Peneira Nº 4 (4,76 mm), de modo a conter, em média, pelo menos, 40% de areia;
- 0 a 8% em peso das partículas passando na Peneira Nº 200 (0,074 mm).

Caso exista, o melhor material a se utilizar na construção da camada de base da face de concreto é o cascalho e seixos naturais. Na ausência desse tipo de material, poderá ser utilizado material britado, proveniente de pedra.

No final, a face do aterro terá de ser cortada e compactada, utilizando-se um rolo de menor dimensão, que deverá ser suspenso, a partir da crista e puxado para cima, ao longo do talude, fazendo-se quatro ou mais passagens sem vibração.

Como os rolos vibradores não podem circular junto ao bordo do talude, é necessário compactar o material da zona 2, segundo a superfície inclinada do paramento.

Em substituição da operação trabalhosa de compactação, ao longo do talude da zona 2, pode-se utilizar de técnica mais recente, usando concreto dental extrudado, construindo uma mureta de concreto extrudado para apoio da laje. Uma máquina extrusora é empregada, usando concreto dental com baixo teor de cimento (55 a 75 kg/m³) (CRUZ et al., 2009).

Este procedimento facilita a construção, diminui as perdas de material da transição, aumenta a velocidade de alteamento da barragem, ao mesmo tempo em que confere um acabamento mais adequado para a construção da face

de concreto. A construção da borda do talude de montante com material 2A é ilustrada na **Figura 18**.

Zona 3

A Zona 3, constituída pelo maciço do corpo da barragem, é geralmente dividida em quatro subzonas, 3A e 3B e 3C.

A Zona 3A, em enrocamento miúdo, é a zona de transição, quer do ponto de vista de deformabilidade, quer de condições de filtro, para o enrocamento do maciço de montante – (Zona 3B). Com essa transição pretende-se assegurar que o material 2A, da zona 2, não seja arrastado para os grandes vazios do enrocamento principal de montante. No contato com o maciço de fundação e imediatamente adjacente ao plinto, deve igualmente ser colocada uma zona de transição com Material 3A, sobrejacente à camada de Material 2A.

Como a maior parte da carga, devido à água do reservatório, é transmitida à parte de montante do aterro, é conveniente que a deformabilidade da Zona 3B seja a mais baixa possível, de modo a minimizar as deformações das lajes. É da experiência (VEIGA PINTO, 1983) que a deformabilidade dos enrocamentos aumente com a dimensão dos blocos, pelo que a tendência é a de se utilizar elementos rochosos de menor dimensão. Também, para reduzir ao máximo o índice de vazios pela compactação, interessa que a altura das camadas não seja muito grande.

Assim, para a zona de montante, correspondente ao suporte principal à carga hidrostática, a executar com o Material 3B, a espessura de camada poderá ser da ordem de 0,6-0,8 m.

A Zona 3C, por receber uma carga relativamente menor que a Zona 3B, é normalmente constituída com material mais compressível e de maiores dimensões, podendo ser construída em camadas mais espessas. Normalmente, esse material é compactado em camadas de 0,6-1 m.

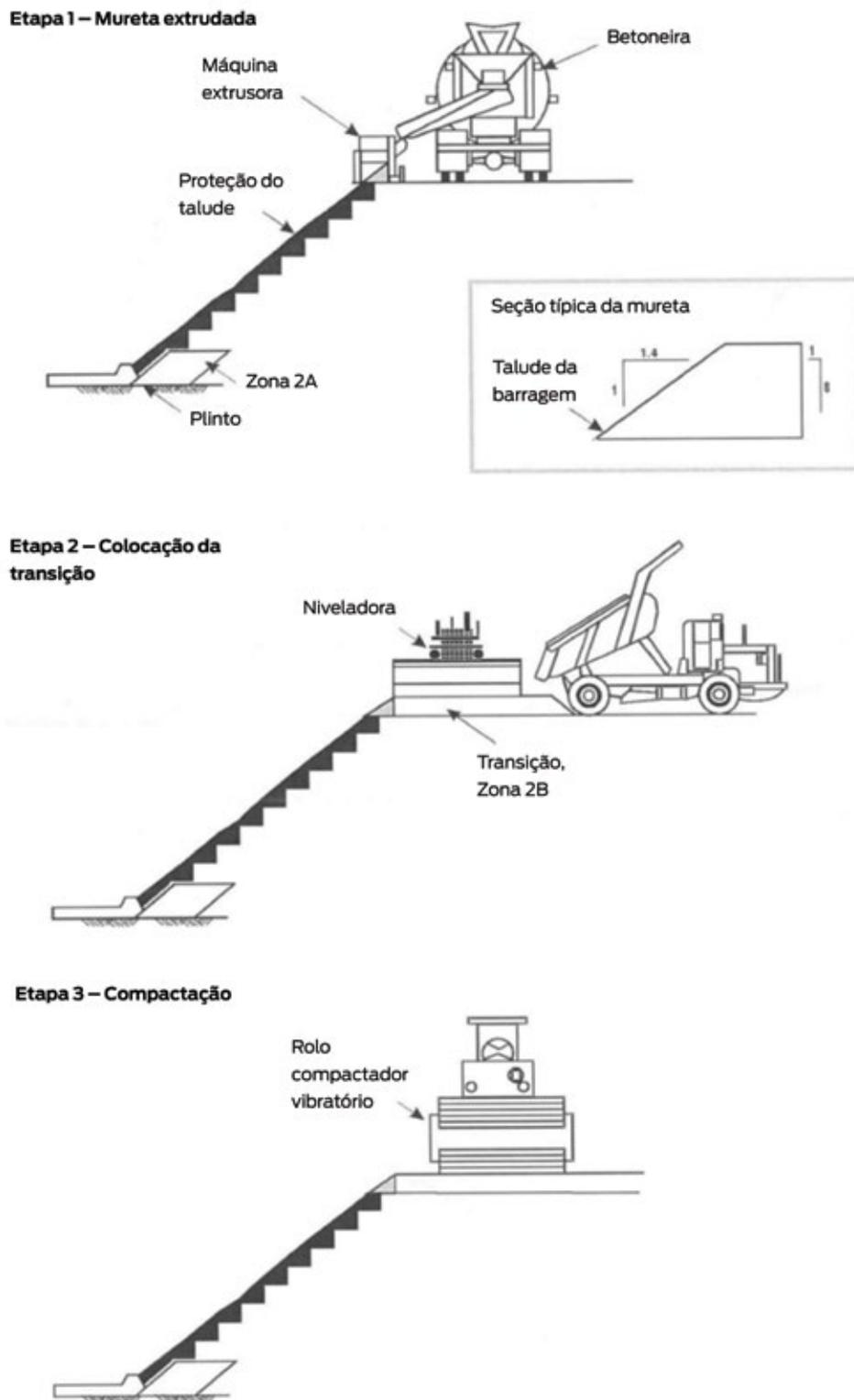


Figura 18. Construção da borda do talude de montante com material 2A.
 Fonte: ICOLD, 2010

Entre as zonas 3B e 3C, a zona T, localizada na parte central da barragem, pode ser utilizada para dispor materiais de qualidade inferior ou misturas de seixos e enrocamentos, como soluções práticas e econômicas.

Na fixação da separação entre os materiais 3B e 3C, deve ser observado, por um lado, a previsão em qualidade e volume dos materiais de enrocamento a se obter na pedreira e, por outro, nos resultados das análises tensões - deformações que forem efetuadas, corroboradas pela experiência na construção e observação do comportamento de barragens deste tipo.

O acabamento do paramento de jusante do corpo do aterro é normalmente feito empurrando os blocos de maiores dimensões, arrumados com meios mecânicos, de modo a criar uma superfície esteticamente satisfatória e estável para o talude.

Em termos práticos, pode ser considerado que um enrocamento de elevada rigidez é obtido, compactando-o com pesados rolos vibradores e camadas relativamente pouco espessas, ou seja, para estados de densidade relativa próximos dos 100%.

Os resultados laboratoriais mostraram, ainda, que a água tem um efeito de enfraquecimento dos elementos rochosos, conduzindo a maiores assentamentos. Desse modo, para que o maciço de enrocamento seja menos deformável, após a construção e colocação da cortina, é recomendável regar abundantemente o material de enrocamento.

Não há necessidade ou intenção de usar a água adicionada para lavar ou empurrar os finos para o interior dos grandes vazios do enrocamento. Portanto, não é necessário que a água seja aplicada com alta pressão. É satisfatório que ela seja adicionada por qualquer meio que molhe completamente o material, preferencialmente antes de compactá-lo, embora o benefício continue, pois o enrocamento é submetido, durante a construção, à umidade e à água que percola por ele.

A adição de água ao enrocamento tornou-se uma prática comum em barragens altas numa

razão mínima de 200 litros por metro cúbico (CRUZ et al., 2009). Normalmente para essa operação é suficiente uma quantidade de água de cerca de 1/4 do volume do enrocamento.

Os enrocamentos devem ser depositados no aterro pelo equipamento de transporte, em montículos. Após esta fase, o material é espalhado com “*bulldozers*”, de modo a regularizar a altura das camadas, antes da compactação. Essa operação, denominada de “pré-compactação”, conduz a uma distribuição de blocos mais homogênea e sem segregação, de tal modo que os fragmentos menores vão preenchendo os vazios intragranulares.

A compactação deve ser levada a cabo por rolos vibradores com um peso estático mínimo de 10 tf. O número de passagens do rolo deve ser somente especificado, a partir de estudo experimental, quando da compactação das primeiras camadas. Normalmente, com quatro ou seis passagens de rolo vibrador já se conseguem estados de densidade relativa próximos dos 100%.

As especificações construtivas, relativas à colocação e compactação, só poderão ser definitivamente estabelecidas com os resultados obtidos nos aterros experimentais, a serem realizados no início das obras.

Durante a fase de construção do aterro é necessário efetuar um controle contínuo das características dos materiais de enrocamento, tais como do estado de compactidade e granulometria, por meio de ensaios de campo, conduzidos sobre amostras de grande dimensão.

O uso de aterros experimentais é muito utilizado para comprovação da eficácia dos equipamentos de compactação, com relação ao número de passadas e espessura das camadas. Recomenda-se que sejam realizados logo após o início dos trabalhos na própria praça do corpo da barragem ou em áreas de estoques de rocha.

O estado de compactidade pode ser obtido da determinação do peso e volume do material numa escavação aberta no aterro após compactação (os chamados ensaios “macro”).

Caso haja uma elevada produção de finos à superfície das camadas pelo efeito da compactação, será necessário efetuar uma escarificação, ou lavagem com jateamento de água de elevada potência.

Como as zonas de tração na laje se manifestam, em geral, junto às ombreiras, devido aos deslocamentos serem descendentes, na direção do centro da barragem e para jusante, dever-se-á ter um cuidado especial na compactação dos enrocamentos dessa zona, eventualmente pela redução da altura das camadas.

Largura da crista

A largura da crista de barragens de enrocamento com face de concreto pode variar entre sete e dez metros. É comum acomodar-se os trabalhos de concretagem da face (acesso, transporte de materiais, deslocamento dos guinchos das formas deslizantes, estocagem de armaduras, etc.), em praças situadas em elevações inferiores à da crista, antes da colocação dos últimos metros de enrocamento.

Plinto

Fundação

O plinto é constituído por uma laje ancorada diretamente sobre a rocha de fundação. Essa laje deve servir, por um lado, de apoio à face de concreto e, por outro, permitir o prolongamento para a fundação do plano de vedação da barragem que é, na maioria das vezes, feito através de uma cortina de injeções, realizada a partir da superfície do plinto.

No dimensionamento do plinto devem ser considerados os gradientes hidráulicos, as características geológicas e a geometria (topobatimetria) da fundação (CRUZ et al., 2009, ICOLD, 2010).

A escavação para a localização do plinto deve ser executada cuidadosamente para evitar fraturamento do maciço rochoso e sobre-escavações.

O plinto deve ser apoiado em rocha dura, são, não erodível, o que permite sua consolidação e seu tratamento de base com injeção de

caldas. 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.

Como critério básico, a estrutura do plinto e das zonas 2 e 3A devem ser assentadas em rocha são competente e injetável. O tratamento de fundação para controle dos gradientes consiste na execução de cortina de injeção de caldas de cimento. Suas características permitem o controle e a redução da permeabilidade e da vazão, e o controle de erosões (*piping*). Não se exclui, no entanto, a possibilidade de assentá-lo em rocha alterada, porém, não suscetível à erosão, ou em camadas de cascalho e areia.

O projeto da geometria e o alinhamento do plinto na região das ombreiras deve ser dirigido para reduzir as escavações e o volume de concreto de regularização.

De modo a otimizar as escavações a montante do plinto, tornando-as mais econômicas e atendendo os gradientes requeridos, coloca-se parte do plinto dentro da barragem. Esse conceito tem sido adotado em muitas barragens atuais.

No caso de fundações rochosas extremamente decompostas, podem ser indispensáveis escavações adicionais e a construção de blocos de concreto sob o plinto ou muros de contenção, elevando significativamente o consumo de concreto. Em situações como essas, as condições de estabilidade dessas estruturas devem ser cuidadosamente analisadas.

Barras de ancoragem ou tirantes podem ser necessários, não só para fixar o plinto na fundação, mas também para resistir parcialmente ao empuxo da água de montante.

Largura

O método atual para dimensionar o plinto consiste em relacionar os gradientes com as características do maciço rochoso de fundação, definidas pela classificação geomecânica RMR

(*Rock Mass Rating*), nomeadamente (CRUZ et al., 2009):

- Define-se o nível da rocha de fundação, e esta, depois de limpa, passa por um levantamento geológico em trechos de 25 a 30m de comprimento;
- Em cada trecho descrevem-se a litologia, a estrutura do maciço rochoso, a posição ou o afloramento de água, o sistema de estratificação, cisalhamento, RQD, etc., e regista-se fotograficamente o trecho;
- Calcula-se depois o RMR com base nos dados anteriores e utiliza-se a correlação entre o RMR e o gradiente hidráulico, indicada no **Quadro 11**.

Quadro 11. Classificação da rocha e largura correspondente do plinto.
(Fonte: Cruz et al., 2009)

Classe da rocha RMR	Gradiente hidráulico
80 - 100	18 - 20
60 - 80	14 - 18
40 - 60	10 - 14
20 - 40	4 - 10
< 20	(*)

(*) Recomenda-se rebaixar a fundação, ou construir trincheiras ou muros de vedação.

Para fundações em rochas alteradas, é prática comum estender o plinto internamente sob a barragem, de forma que a parte externa seja limitada a 3 ou 4 m (necessária para permitir os serviços de execução da cortina de injeção em três linhas). Essa situação é ilustrada na **Figura 19**.

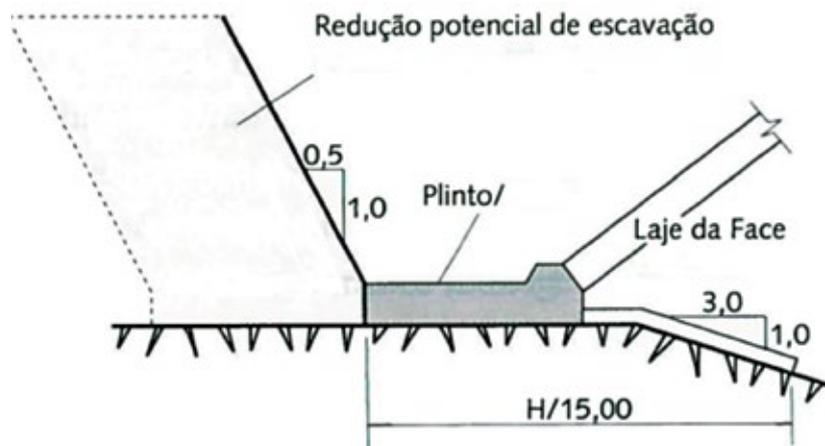


Figura 19. Seção da laje do plinto de montante e jusante (interno).
Fonte: CRUZ; MATERÓN; FREITAS, 2009

Espessura

A espessura do plinto geralmente é considerada igual à da laje da face. As sobre-escavações e a topografia irregular usualmente ocasionam maiores espessuras e, então, uma espessura mínima de projeto de 0,3 a 0,4 m é geralmente razoável para a maioria dos plintos.

A fim de se reduzir as fendas no plinto, devido a variações de temperatura e retração, poderão ser construídas juntas de construção, devendo-se regar durante 14 dias as superfícies expostas.

Ligação laje-plinto

Uma recomendação empírica de projeto, visando à adequada ligação da laje com o plinto, consiste em estabelecer a face de jusante do plinto perpendicular com a superfície de

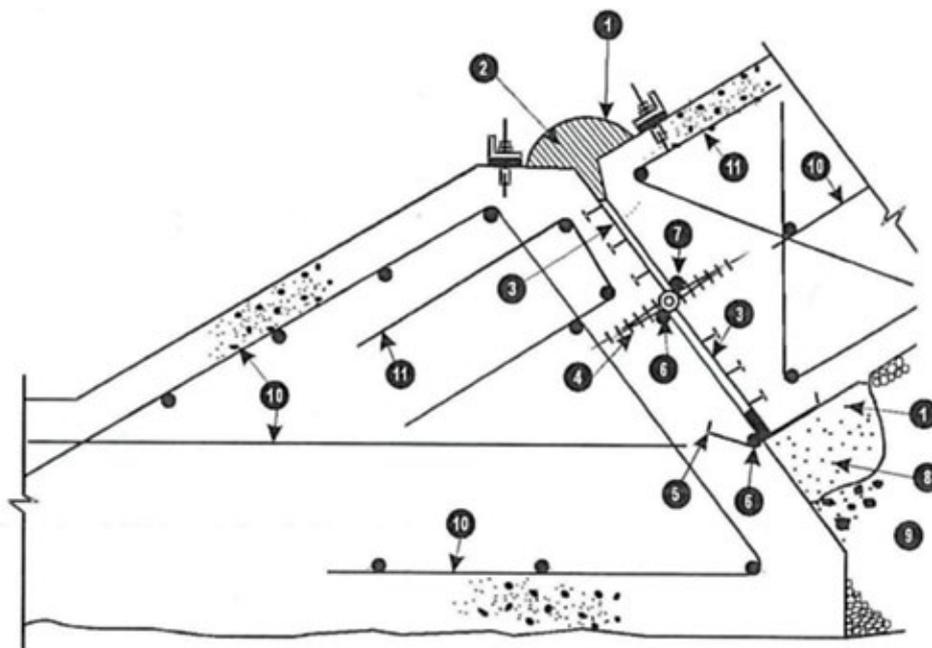
contato da laje (ângulo de 90°), de modo a atenuar o aparecimento de trincas na laje nessa área de contato.

Uma altura mínima de 0,80m é usualmente especificada, abaixo do veda-junta de cobre (fundo). Essa dimensão pode ser reduzida para 0,50m para barragens menores do que 40 m de altura.

Juntas transversais

Nas atuais barragens não são projetadas juntas de contração transversais, ao longo do plinto. Somente são previstas juntas de construção durante as várias etapas construtivas.

Nas **Figuras 20 e 21** apresentam-se seções de juntas perimetrais com múltiplas proteções, fundamentais para a sua vedação.



- | | |
|--------------------------------------|---|
| 1 Membrana de Hypalon | 7 Enchimento em poliestireno expandido (esferovite) |
| 2 Mastique de vedação | 8 Mistura areia asfalto |
| 3 Enchimento em madeira compressível | 9 Zona de filtro |
| 4 Veda-junta de PVC | 10 Armadura de aço |
| 5 Veda-junta de cobre | 11 Reforço de armadura (antilasqueamento) |
| 6 Cilindro de neoprene | |

Figura 20. Junta perimetral. Conceito de múltipla proteção. Barragem de Salvajina, Colômbia.
Fonte: ICOLD, 1989a, 2010

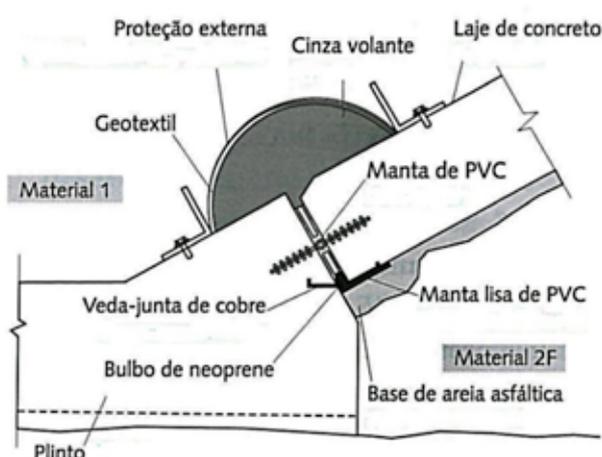


Figura 21. Junta perimetral. Utilização de cinza volante em alternativa ao mastique. Barragem de Aguamilpa, México.

Fonte: Cruz; Materón; Freitas, 2009

Laje

As premissas básicas de um projeto da laje de uma barragem deste tipo são:

- Todo o maciço de enrocamento compactado está a jusante do reservatório, protegido por uma superfície (face de concreto) impermeabilizante;
- O fluxo pela fundação, seja rochosa ou aluvionar, é controlado a montante pela execução de cortinas de injeção ou paredes diafragma, respectivamente;
- A laje de concreto, o plinto, a junta perimetral e o projeto das juntas verticais (entre lajes), suas integridades e durabilidade são importantes fatores para o bom desempenho da barragem a longo prazo.

A laje da face de concreto deve, portanto, assegurar adequada estanqueidade e resistência, associada à capacidade de deformação (comportamento elástico), bem como adequada durabilidade.

O dimensionamento e as especificações construtivas da laje têm sido estabelecidos empiricamente. A estanqueidade da laje, como “barreira impermeável”, tem sido posta em causa pela ocorrência de trincas e rupturas durante o enchimento. E o conseqüente aumento acentuado das vazões de percolação.

O projeto e as técnicas de execução da laje devem garantir seu bom comportamento, diante de deformações e sua estanqueidade. Para isso, nos critérios de projeto, é necessário estipular uma vazão máxima admissível de percolação, investigando-se as causas de eventuais valores excedentes e tratando-se as trincas, de modo a reduzir as vazões aos valores admissíveis.

O conceito de estanqueidade deve sempre estar associado às outras propriedades do concreto, como resistência e elasticidade, em vista das deformações diferenciadas das várias zonas do maciço durante a construção, bem como ao longo e após o enchimento do reservatório e sua operação.

Espessura

Segundo a ICOLD (1989), os resultados das observações dessas obras têm evidenciado que as pressões da água instalam na maior parte da cortina estados de compressão biaxial, e que as tensões de tração que, por vezes, se verificam, ocorrem em zonas bem definidas, como sejam, nas proximidades do plinto, junto à base, e nas ombreiras. Tem-se verificado, ainda, que mesmo essas trações tendem a desaparecer com o tempo, devido a um processo de relaxação de tensões. Esses comportamentos devem-se à reduzida deformabilidade dos aterros de enrocamento compactado e à existência de uma zona especial de apoio da cortina, constituída por material relativamente fino e bem compactado (o material da zona 2).

A deformação da cortina, sob a ação das pressões da água, é essencialmente condicionada pela deformação do enrocamento, e não pela sua rigidez. Dessa forma, a espessura da laje é principalmente condicionada pela necessidade de ser impermeável e durável a longo prazo. Em conseqüência, é recomendável (ICOLD, 2010) a utilização de lajes com espessura constante de 0,25 ou 0,30 m, para barragens de baixa a média altura (até 100 m) e um acréscimo de espessura de 0,002 H para barragens de grande altura, (MATERÓN, 2007) propõe para barragens com altura H inferior a 120 m, com

enrocamentos bem graduados, que a espessura da laje (e) seja:

$$e = 0,30 + \alpha H$$

Sendo α para enrocamentos com módulo de elasticidade superior a 100 MPa, e para módulos de elasticidade inferiores.

Veda-juntas

Distinguem-se diversos tipos de juntas, tais como junta perimetral, juntas horizontais de construção, juntas de conexão laje-plinto, juntas verticais e juntas de expansão.

A junta perimetral, externa, entre a cabeça do plinto e a laje, é a junta de maior importância, devendo aplicar-se o conceito de “múltipla proteção”. Têm sido utilizados vários tipos de materiais combinados, tais como mastique, neoprene, PVC e juntas de cobre (ICOLD, 1989b e CRUZ et al., 2009).

Um material compressível (madeira ou outro) com espessura entre 12,5 e 20 mm é usualmente colocado na interface do plinto com a laje da face. O objetivo é evitar concentrações de tensões de compressão nas bordas da junta durante a construção e o enchimento do reservatório, períodos nos quais a laje da face se movimenta contra a estrutura do plinto, por causa das deformações do enrocamento.

As juntas horizontais de construção são definidas, de acordo com os vários estágios de construção das lajes (2 a 3 estágios para barragens acima de 140 m). São tratadas pela remoção de alguns centímetros da concretagem anterior, limpeza (ar, água) e a realização das conexões entre as armaduras. A armadura serve como transpasse para a concretagem da etapa seguinte. Não se deve conceituar essa junta de construção como de contração, com

a colocação de veda-juntas, alternativa desnecessária e custosa.

A uma distância L (10 a 20 m) do plinto, nas juntas de conexão laje-plinto, um veda-juntas adicional (além do veda-juntas de cobre, na base da laje) tem sido colocado em alguns projetos, de modo a aumentar a proteção e melhorar a estanqueidade (no caso de trincas) em toda essa área, junto ao plinto.

Nas juntas verticais entre lajes, não há transpasse de armaduras entre duas lajes vizinhas. As juntas de contração devem ser colocadas:

- nas ombreiras, zona de tração (uma das práticas consiste em colocar um veda-juntas de cobre no fundo da laje e um veda-juntas, tipo Jeene, PVC no topo, entre as duas lajes);
- na zona central, onde ocorrem as zonas de compressão, não são colocadas juntas na parte superior, somente o veda-juntas de cobre (fundo); entre as duas lajes é aplicada uma pintura asfáltica em uma das faces, antes da concretagem da laje adjacente. Recentemente (após a ocorrência de trincas e rupturas nas lajes centrais das barragens de Barra Brande e Campos Novos (2005) e de Mohale (2006), durante o enchimento dos respectivos reservatórios), tornou-se aconselhável a inclusão de material compressível, madeira ou material equivalente, de modo a absorver os esforços de compressão.

Na **Figura 22** ilustram-se as duas situações para as juntas verticais, em zona de compressão e em zona de tensão.

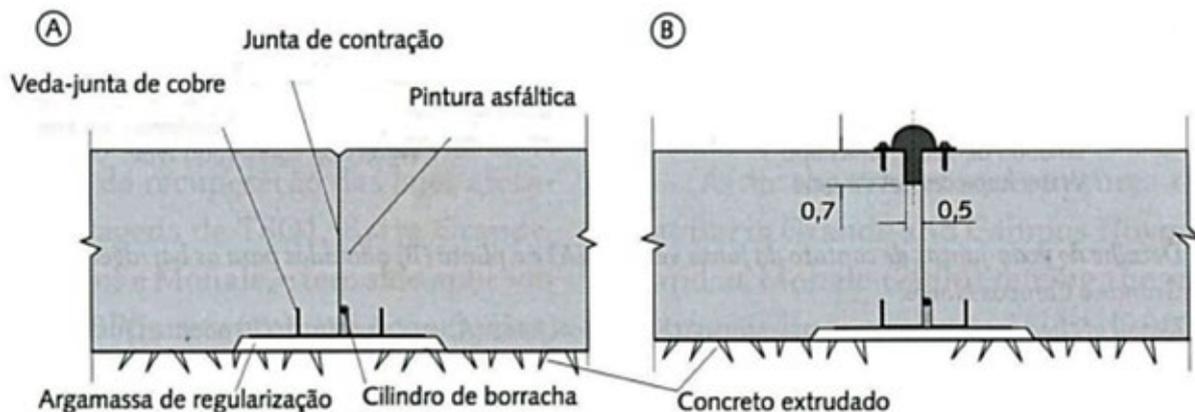


Figura 22. Juntas verticais: A) Campos Novos, área central (zona de compressão); B) Barra Grande, RS/SC, ombreiras (zona de tensão).
Fonte: Cruz; Materón; Freitas, 2009

As juntas de expansão são de conexão entre a extremidade superior da laje e o muro da crista. Embora normalmente localizada a alguns metros acima do nível da água normal do reservatório, a junta de expansão fica entre a superfície superior da laje e a base do muro-parapeito. O cobre tem sido normalmente utilizado nessas juntas.

Projeto da armadura

A porcentagem de ferragem adotada nos projetos tem sido, de modo geral, fixada empiricamente. A principal preocupação tem sido 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.

Alguns dos critérios empiricamente adotados são os seguintes:

- 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 do 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 antiliqueamento;

- colocação de armadura dupla (0,4% em ambas as direções) em uma faixa de 10 a 15 m, ao longo do plinto (TSQ1, Barra Grande, Campos Novos).

Muro de crista

Como dimensão básica para a etapa inicial de projeto pode ser tomada a altura de 3 a 5m de muro.

O projeto e os progressos construtivos com a utilização de pré-moldados têm contribuído para a redução de prazos construtivos e custos do muro-parapeito. O dimensionamento desse muro deve considerar os seguintes aspectos:

- promover a dissipação das ondas que sobem pelo talude;
- calcular a borda-livre, a partir do topo do muro-parapeito;
- prolongar as extremidades dos muros até as ombreiras;
- estimar a sobre-elevação nominal, devido aos recalques da barragem (pós-construtivos, pós-enchimento e os da fase de operação, considerando o efeito da fluência);
- concretagem do muro no local ou com elementos pré-moldados.

Após a concretagem dos muros, a área entre as duas estruturas é preenchida com enrocamento fino ($D_{\max} \leq 0,30\text{m}$) em camadas compactadas, até atingir a cota de crista da barragem.

Na **Figura 23** apresenta-se um exemplo de muro da crista e pormenor de junta de expansão no contato laje-fundação do muro.

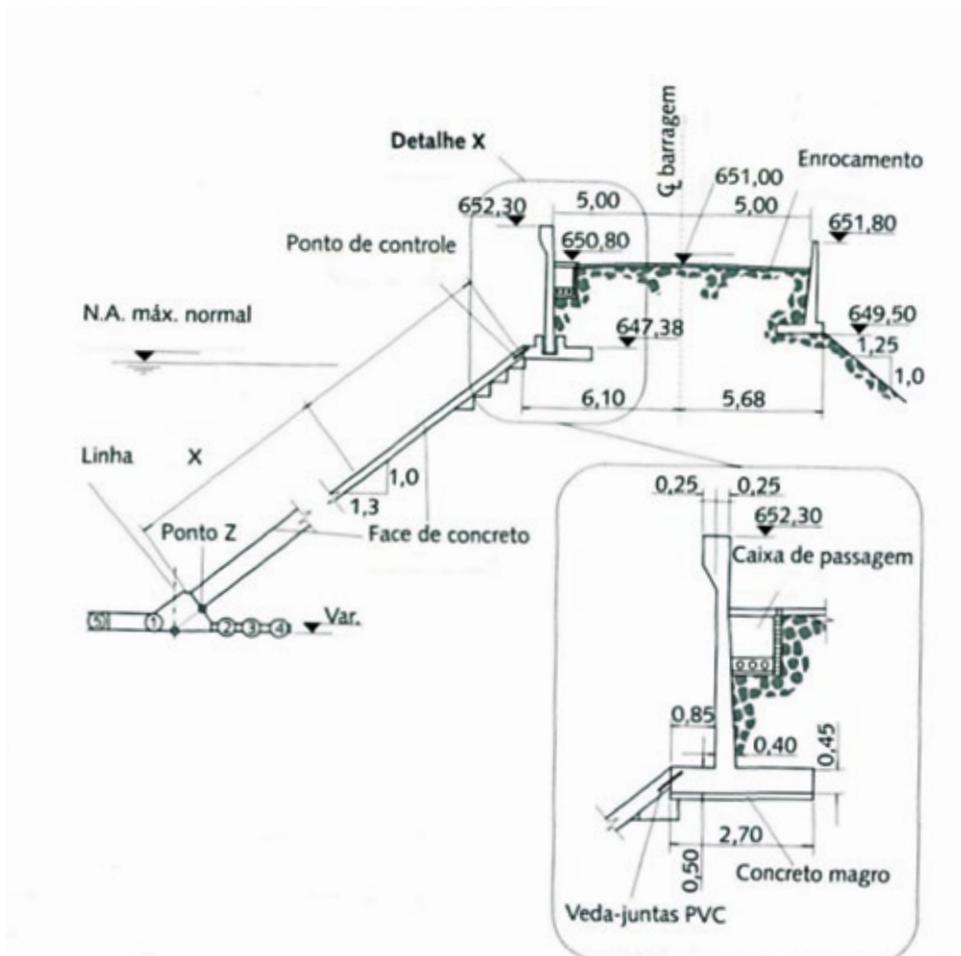


Figura 23. Detalhe do muro da crista e da junta de expansão no contato laje-fundação do muro da barragem de Barra Grande, RS/SC.
Fonte: Cruz; Materón; Freitas, 2009

5 BARRAGENS E OUTRAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

5.1 ESTRUTURAS

As barragens de concreto são caracterizadas pela sua forma, dimensões e materiais utilizados na construção, tais como o concreto convencional vibrado e o concreto compactado com rolo. Essas barragens são, em geral, classificadas nos seguintes tipos fundamentais: gravidade, gravidade aliviada, contrafortes, arco simples e arcos múltiplos, estes últimos de simples ou dupla curvatura. Como exemplo de diferentes tipos de barragens de concreto, apresentam-se nas **Figuras 24, 25 e 26** três obras da EDP- Energias de Portugal, construídas na segunda metade do século XX (ICOLD, 1988; CNPGB, 1992).

As barragens de concreto massa têm formas estruturais muito diversas, como ilustrado pelas três obras referidas, procurando dar resposta adequada e econômica aos requisitos funcionais e de segurança, assim como às condições ambientais. Recentemente, os projetos de barragens de contrafortes e de outras estruturas com formas mais elaboradas tornaram-se mais raras, em favor de soluções com formas mais simples, embora envolvendo maiores volumes de concreto. Além disso, a técnica de construção de barragens de concreto pelo método do concreto compactado com rolo (CCR) tem vindo a desenvolver-se e a atingir níveis de qualidade que se aproximam dos obtidos pelos métodos tradicionais de colocação do concreto nas barragens.

De um modo geral, no projeto das diferentes barragens de concreto massa, recomenda-se (NPR, 1993):

- Evitar formas angulosas e reentrâncias acentuadas, descontinuidades e heterogeneidades, utilizando armaduras nessas zonas quando não evitáveis, assim como na vizinhança de aberturas;
- Utilizar, sempre que possível, estruturas curvas, quer em planta quer na vertical;
- Evitar cristas excessivamente rígidas;
- Considerar, no caso de barragens em arco, arcos com curvatura decrescente e espessura constante ou aumentando para os apoios e, sempre que possível, estruturas simétricas, com bases de fundação direta (socos de fundação) e, se necessário, com encontros artificiais;
- Utilizar concreto de baixa permeabilidade a montante, armaduras de pele ou concretos de maior resistência, junto aos paramentos e sistemas de drenagem no interior;
- Privilegiar, mesmo no caso de barragens gravidade, a injeção das juntas de contração;
- Incluir nas obras de maior porte e suas fundações um sistema de galerias que, além de facilitarem a drenagem, permitam o acesso às diferentes zonas e, designadamente, à vizinhança da superfície de fundação.

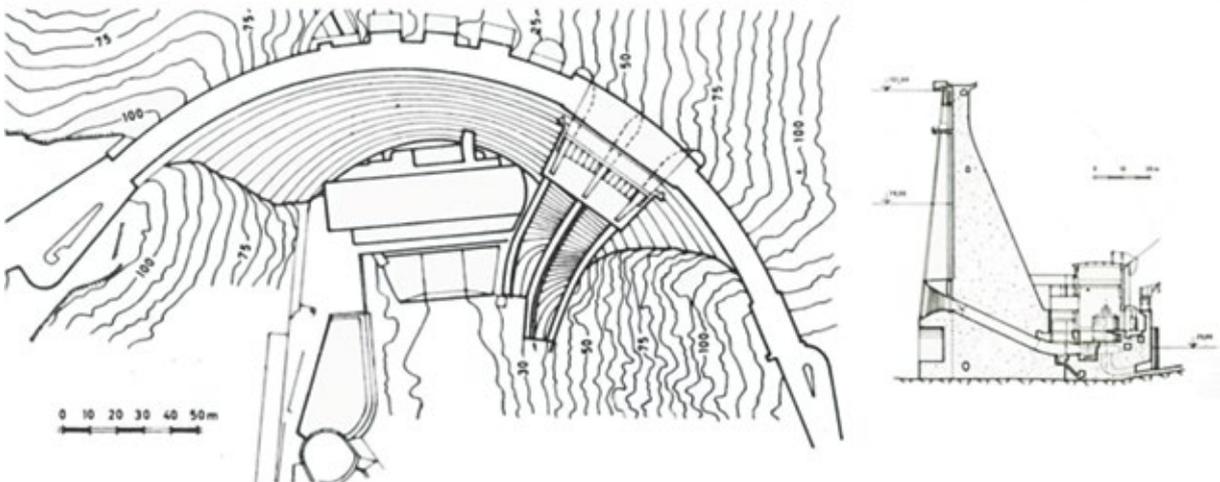
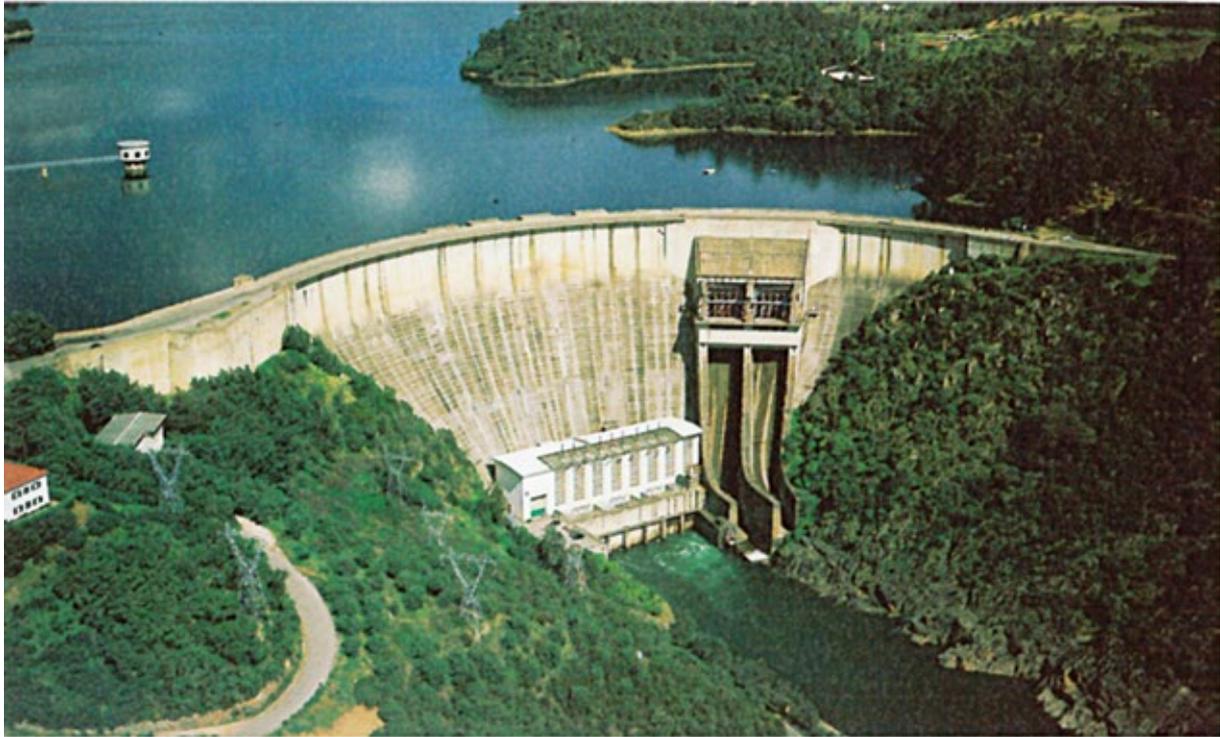


Figura 24. Barragem do Castelo do Bode, Portugal (arco-gravidade com 115 m de altura máxima, concluída em 1951).
Fonte: CNPGB, 1992 / Banco de Imagens ANA

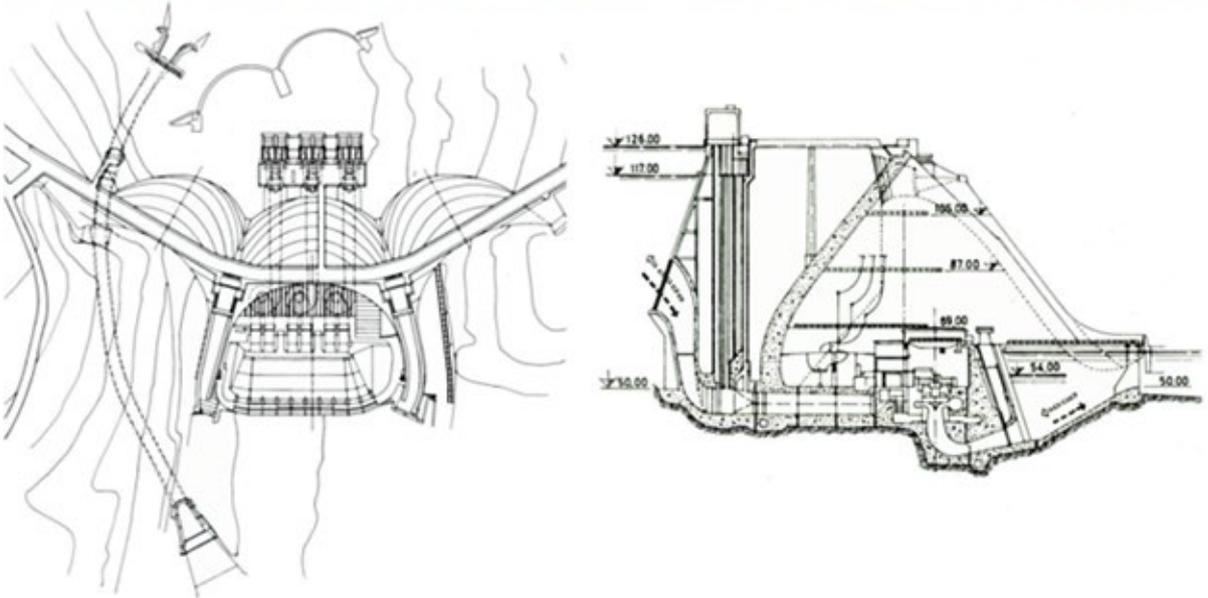
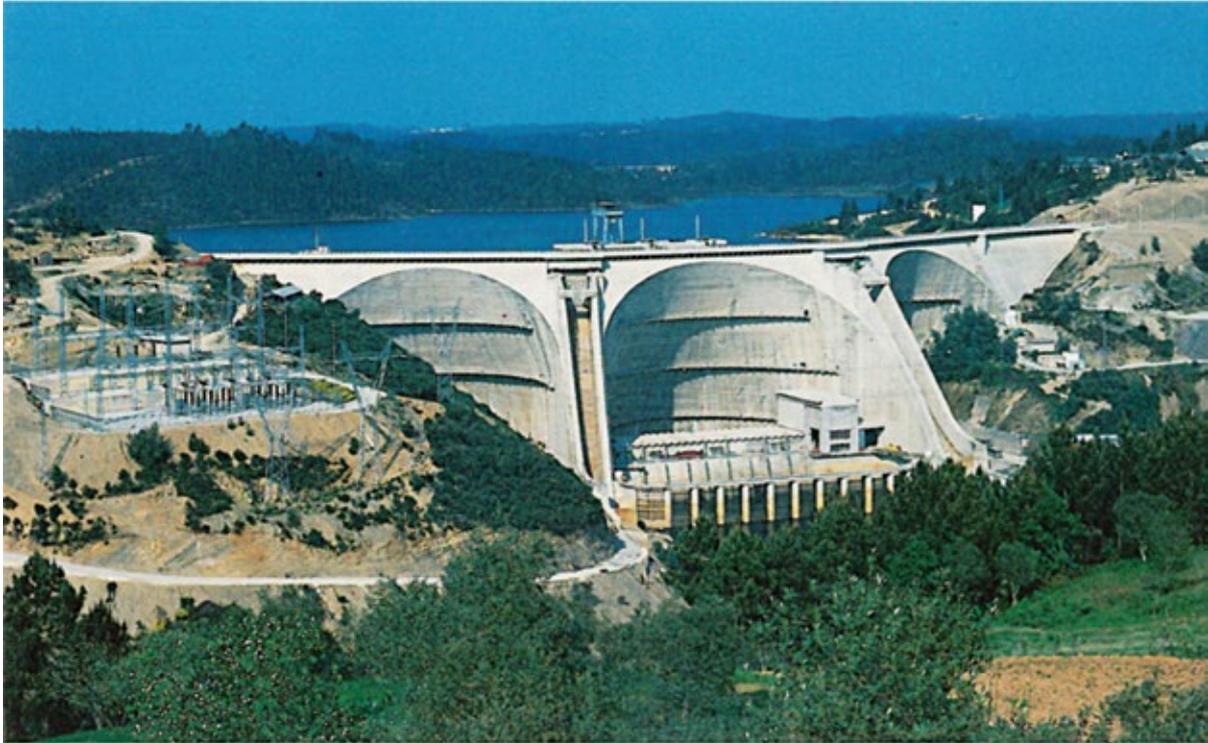


Figura 25. Barragem da Aguieira, Portugal (arcos múltiplos de grandes vãos de dupla curvatura, com 89 m de altura máxima, concluída em 1981).
Fonte: CNPGB, 1992 / Banco de Imagens ANA

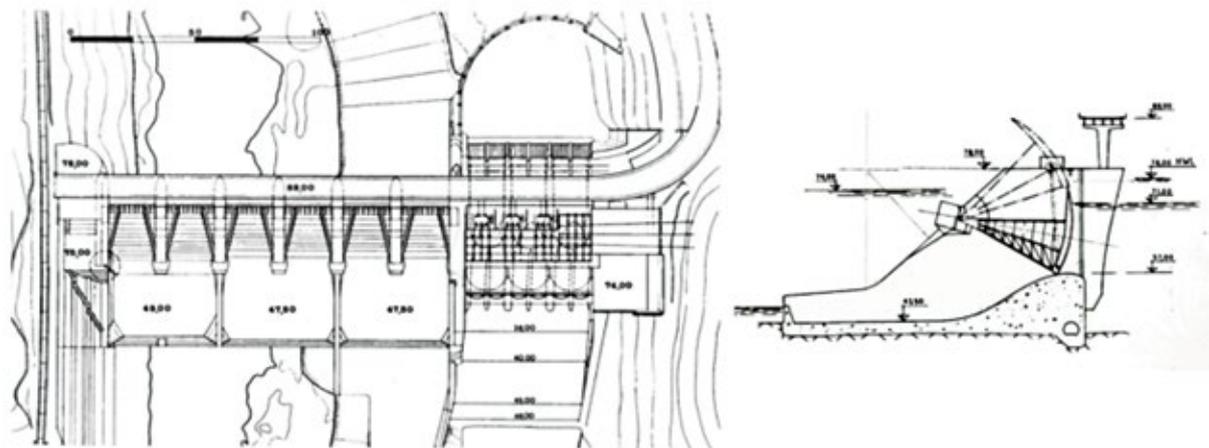


Figura 26. Barragem de Fratel, Portugal (barragem de soleira vertente, com 43 m de altura máxima, concluída em 1973).

Fonte: CNPGB, 1992 / Banco de Imagens ANA

Nos projetos das barragens de concreto devem constar, fundamentalmente, os seguintes elementos (NPB 1993):

- Justificativa da solução adotada, devendo ser considerados como parâmetros principais a forma do vale, a natureza da fundação, os materiais disponíveis, os meios existentes para a construção, as vazões de cheia e os órgãos extravasores e de operação;

- Definição das formas das barragens, com base em técnicas experimentais ou por cálculos, devendo, em princípio, ter expressão analítica;
- Condicionamentos impostos às formas pela fase de construção, citando-se, a título de exemplo, as curvaturas verticais e as inclinações das barragens de arco, como consequência do efeito do peso próprio, a existência de mais ou menos juntas de contração,

como consequência do desenvolvimento e dissipação do calor de hidratação do cimento, a eventual eliminação de juntas e o uso de maiores espessuras, em consequência da utilização de técnicas de arrefecimento artificial e, ainda, a eventual necessidade de manter, durante a construção, blocos de menor altura, para a passagem de cheias maiores do que as que podem ser descarregadas pelas obras de desvio do rio;

- Valor da vazão de cheia adotada no dimensionamento das obras de desvio do rio, valor que é fixado tendo em vista os estudos hidrológicos e hidráulicos, as alternativas auxiliares para a passagem das cheias superiores às adotadas para desvio do rio e o planejamento dos trabalhos;
- Estudo das obras de desvio do rio, tendo em vista, além da vazão de cheia, as disposições do item 4.2;
- Justificativa e definição dos órgãos extravasores e de operação.

Além da estrutura principal das barragens de concreto, as estruturas dos órgãos extravasores e de operação e respectivos equipamentos devem também ser adequadamente dimensionados dos pontos de vista hidráulico e estrutural, de acordo com princípios semelhantes aos adotados para o dimensionamento da barragem, dado que eventuais deficiências de funcionamento, em especial, dos órgãos extravasores, podem pôr em risco a segurança geral da obra.

Deve observar-se, no entanto, que algumas estruturas dos órgãos extravasores e de operação (edifícios das casas de força, pontes, etc.) são estruturas de concreto armado e devem, portanto, ser dimensionadas de acordo com os critérios de dimensionamento adotados para essas estruturas.

5.2 FUNDAÇÕES

As fundações das barragens de concreto, em geral, constituídas por maciços rochosos, formam um conjunto com a estrutura que suportam, tendo grande influência nas condições de segurança desse conjunto, como evidenciado

pela experiência. Assim, os projetos devem, em geral, incluir disposições relativas ao estudo das fundações e ao seu tratamento.

5.2.1 Estudo das fundações

Os estudos geológicos, hidrogeológicos e geotécnicos, indicados no item 3.3, constituem a base para a definição dos parâmetros que caracterizam o comportamento hidráulico e estrutural dos maciços de fundação das barragens de concreto, salientando-se os estudos sobre a litologia, o grau de alteração, a alterabilidade, a compartimentação, a deformabilidade, a resistência, e o estado de tensão inicial nos maciços, apenas no caso de vales muito encaixados (OLIVEIRA, 1987).

Na definição dos parâmetros relativos à permeabilidade, salienta-se que a percolação, através desses maciços, quando a rocha não é muito alterada, se processa essencialmente através das superfícies de compartimentação, incluídas nestas as superfícies permeáveis das falhas. Devem caracterizar-se as direções preferenciais, as absorções e os regimes de escoamento, bem como a variação da permeabilidade com o estado de tensão.

Na caracterização da deformabilidade da fundação, por meio de ensaios “*in situ*” e no laboratório ou correlações com parâmetros de classificação dos maciços, devem ser consideradas as heterogeneidades, estabelecendo um adequado zoneamento da fundação, bem como comportamentos anisotrópos e, eventualmente, efeitos de tempo (OLIVEIRA, 1986).

Na definição dos parâmetros característicos da resistência do maciço, além da resistência da rocha, deve ser especialmente considerada a resistência ao deslizamento, ao longo das principais superfícies de compartimentação, tendo em conta os seus eventuais preenchimentos, rugosidade das superfícies e teor em água (OLIVEIRA, 1985).

Nos casos especiais de barragens de concreto apoiadas sobre maciços aluvionares ou cársticos, devem ser consideradas as características específicas desses maciços.

5.2.2 Tratamento dos maciços de fundação

O tratamento dos maciços de fundação das barragens de concreto visa, essencialmente, melhorar as características mecânicas e hidráulicas desses maciços, por intermédio de injeções de consolidação e impermeabilização do maciço ou de ligação na interface estrutura-fundação e por sistemas de drenagem, tendo em atenção que as cargas transferidas pelas barragens de gravidade atingem em maior escala a zona central do vale, e que as barragens em arco transferem as cargas essencialmente às ombreiras.

As injeções dos maciços devem ser estudadas, tendo em conta as características destes, como por exemplo, as superfícies de compartimentação, de modo a preencher de forma adequada os vazios e as descontinuidades existentes. Quando as características do maciço de fundação ou a dimensão da barragem o justificar, deve ponderar-se a realização de blocos de ensaio, incluindo ensaios de injetabilidade, na fase anterior à instalação do canteiro ou no início dos trabalhos, visando definir, para cada zona do maciço, os produtos, os métodos, as pressões e as técnicas a utilizar.

A impermeabilização deve ser complementada com a execução de drenos, visando reduzir as subpressões nas zonas do maciço em que, mesmo nos casos em que a impermeabilização é eficiente, os respectivos valores possam pôr em risco as condições de estabilidade da barragem. Atendendo às vazões recolhidas nos drenos, devido à percolação, através da fundação, e a infiltrações no corpo da barragem, o projeto deve incluir a definição do modo como tais vazões são conduzidas para o exterior, privilegiando, sempre que possível, a saída da água por gravidade.

Para garantir adequadas condições de segurança da fundação poderão, ainda, ser necessárias medidas suplementares, tais como chumbadores e ancoragens ativas.

5.3 MATERIAIS

5.3.1 Concreto massa

A escolha do concreto massa para barragens exige que se proceda, em cada caso, a estudos de natureza técnica e econômica, tendo em consideração as características, disponibilidade e procedência dos agregados, cimentos, aditivos e adjuvantes (plastificantes, etc.).

O ligante a ser utilizado no concreto massa deve ser constituído por cimento Portland, pozolanas naturais ou artificiais e cinzas volantes, em proporções que permitam obter as características mecânicas requeridas para o concreto, minimizando o calor de hidratação e o risco de reações expansivas, devendo ainda ser considerada a utilização de adjuvantes para atender aos processos de colocação e compactação do concreto.

No projeto devem ter-se em conta os seguintes aspectos (NPB, 1993), de acordo com as respectivas especificações técnicas das normas brasileiras da ABNT ou, na ausência destas, das especificações da ASTM ou outras, tal como indicado no item 1.4.

- Existência e origem dos agregados para o fabrico do concreto com a quantidade necessária;
- Processo de obtenção dos agregados, tais como a extração, britagem, seleção e lavagem;
- Propriedades físicas e químicas dos agregados, tal como preconizado pelas normas;
- Existência e origem da água para a fabricação do concreto, e sua composição e qualidade, atendendo às normas técnicas;
- Cimentos e aditivos, tais como pozolanas e cinzas volantes, bem como adjuvantes, atendendo às normas técnicas;
- Composição e características do concreto, para cada zona da obra, atendendo às normas técnicas;
- Características térmicas, mecânicas, hidráulicas e de trabalhabilidade do concreto, que garantam boas condições de construção e

assegurem as características requeridas de resistência, deformabilidade, permeabilidade e durabilidade;

- A qualidade do concreto é determinada por meio de ensaios em laboratório, devendo-se prestar atenção especial às suas características reológicas e à possibilidade de alterações ou deteriorações de qualquer origem;
- Previsão da agressividade da água do reservatório ao concreto, aos materiais da fundação e aos produtos de injeção;
- Nas regiões mais frias do país, a resistência do concreto ao gelo.

Nas barragens de concreto compactado com rolo devem, ainda, ser considerados:

- Uma composição do concreto que tenha em conta a utilização de equipamentos pesados na sua colocação e compactação;
- A construção de um bloco experimental, integrado ou não no corpo da obra, com o objetivo, entre outros, de ensaiar os procedimentos de colocação do concreto, número de passagens e de tratamento das juntas entre camadas;
- O provisionamento em estoque de quantidades de componentes do concreto que garantam o ritmo previsto de colocação.

Dos projetos devem constar também elementos sobre:

- Canteiro e tipo de equipamento para execução das obras, tais como meios de armazenamento dos agregados, ligante e água, fabricação, transporte e colocação do concreto, programação dos trabalhos, ritmos de concretagem, espessuras de camadas e tipos de moldes;
- Laboratório do canteiro, com indicação da aparelhagem e máquinas de ensaio para controle dos materiais e do concreto, assim como das instalações de apoio ao controle de segurança da obra.

No Manual da Eletrobras (ELETROBRAS, 2003) podem ser encontradas informações adicionais sobre as características dos concretos para barragens, tais como as relativas aos ensaios, às classes e às propriedades

(deformabilidade para ações rápidas e mantidas ao longo do tempo e resistências), bem como as relativas às características dos constituintes do concreto (cimento, materiais pozolânicos, agregados, água, aditivos) e respectivas composições.

5.3.2 Outros materiais

As características de outros materiais utilizados nas barragens de concreto e nos órgãos extravasores e de operação, tais como aço, materiais dos dispositivos de vedação e dos aparelhos de apoio, devem igualmente respeitar as especificações das normas brasileiras da ABNT em vigor ou, na sua ausência, as normas equivalentes da ASTM ou outras entidades, tal como indicado no item 1.4.

5.4 CRITÉRIOS DE PROJETO

5.4.1 Aspectos gerais

O projeto das barragens e outras estruturas de concreto tem por objetivo definir as formas, dimensões e outras características das estruturas, de modo a satisfazer as condições de segurança, funcionalidade, durabilidade e fácil operação e manutenção, com a maior economia possível, ao longo da vida útil destas obras.

Para assegurar aqueles objetivos, em especial para garantir as condições de segurança e funcionalidade, devem ser analisados cenários de acidente e incidente (equivalentes a estados-limite últimos e de utilização) que, com maior ou menor probabilidade, têm possibilidade de ocorrer durante a vida das obras.

Em geral, os cenários de acidente estão associados a rupturas globais ao longo de superfícies envolvendo grandes volumes, podendo afetar gravemente as condições de segurança das estruturas, enquanto os cenários de incidente estão associados a rupturas pontuais, afetando volumes limitados e pondo essencialmente em risco as condições de operação das estruturas (ROCHA, M., 1978; ICOLD, 1988).

A identificação, para cada tipo de obra, dos principais cenários de acidente e de incidente,

deve ter em consideração, além da experiência com obras do mesmo tipo, aspectos específicos da obra em causa, relacionados principalmente com os seguintes fatores:

- finalidades da obra, suas características e propriedades do concreto e do maciço de fundação;
- características hidrológicas, geológicas, hidrogeológicas, geotécnicas e sismológicas do local da obra;
- ações mais importantes e suas combinações, como indicado no item 1.5.4;
- métodos de construção, forma de proceder ao primeiro enchimento e operação do reservatório;
- condições de manutenção e de controle de segurança.

Para além de outros cenários de acidente e de incidente cuja consideração se julgue necessária, devem ser analisados cenários associados ao maciço rochoso de fundação na vizinhança da barragem e ao concreto, tais como:

- Em relação ao maciço de fundação:
 - deslocamentos provocados pela abertura e fecho das superfícies de compartimentação;
 - fendilhação, corte e esmagamento das formações;
 - deslizamento por superfícies de menor resistência conjugado com deficiente funcionamento dos sistemas de impermeabilização e drenagem;
 - erosão nas descontinuidades e dissolução dos minerais das formações;
 - erosão a jusante, devido a descarregamentos ou ao eventual galgamento da obra.
- Em relação ao concreto:
 - deslocamentos reversíveis e permanentes da estrutura;
 - fendilhação e corte em zonas localizadas ou afetando volumes apreciáveis;
 - derrubamento de blocos;
 - encurvadura de peças delgadas.

Para verificação das condições de segurança e funcionalidade em relação a cada um dos cenários, devem ser consideradas situações de projeto (condições de carregamento indicadas na seção 1.5.4), representando condições normais, excepcionais e limites que podem ocorrer ao longo da vida da obra, e analisado o comportamento da estrutura por meio de modelos apropriados, em geral modelos elásticos, para análise das condições normais (CCN), de construção (CCC) e mesmo excepcionais (CCE), e modelos não lineares para análise das situações limites (CCL).

Além dos modelos estruturais, representando a estrutura e a fundação como um conjunto (merecendo particular atenção a superfície de interação concreto-maciço rochoso), é em geral necessário modelar o comportamento hidráulico e as ações da água (modelos hidráulicos) e, em muitos casos, da temperatura (modelos térmicos) e dos sismos (modelo da ação sísmica). Esses modelos das ações são em regra analisados separadamente em relação aos modelos estruturais, mas deve ser considerado que, em certos casos, existe interação entre os parâmetros que intervêm em ambos os modelos.

A quantificação do grau de segurança em relação à ocorrência de cada um dos cenários tem sido tradicionalmente efetuada por meio de coeficientes globais que integram as diferentes aproximações e incertezas envolvidas, em particular na modelação das ações, das propriedades estruturais e do comportamento dos materiais.

Os cenários de acidente e incidente, nas barragens e outras estruturas de concreto acima referidos, foram associados aos materiais que constituem estas estruturas (o maciço rochoso de fundação, o concreto massa, vibrado ou CCR, e o concreto armado ou protendido). No entanto, a incidência destes cenários varia também com o tipo de estrutura.

Assim, nos itens seguintes, referem-se aspectos específicos destes cenários, nas barragens de concreto mais frequentemente utilizadas: as barragens gravidade e as barragens em arco.

5.4.2 Barragens gravidade

Essas obras são em geral construídas em vales largos, quando é necessário assegurar a descarga de grandes vazões, ou a agressividade do clima recomenda a consideração de obras de apreciável espessura (USBR, 1977; USACE 1995 e 2001; CFBR 2002 e 2006). Têm frequentemente planta reta e, em muitos casos (como, por exemplo, na obra representada na **Figura 25**), incorporam o vertedouro e têm a casa de força colocada numa das margens.

Cada um dos blocos dessas barragens é dimensionado para suportar, essencialmente por intermédio do seu próprio peso, as pressões da água e outras forças horizontais que atuam sobre ele. Deve, no entanto, ter-se em consideração que, nas ombreiras, em especial no caso de vales com menor relação extensão/altura, se desenvolvem efeitos de transferência de esforços entre blocos adjacentes.

A subpressão na superfície de fundação, na medida em que reduz os efeitos do peso próprio, é uma ação muito importante nestas obras. A distribuição das subpressões ao longo da superfície de fundação depende da forma como se processa a percolação entre montante e jusante e, portanto, das características do maciço rochoso, dos níveis da água e dos sistemas de impermeabilização e de drenagem (ANDRADE, R. M., 1984). Os principais modelos de distribuição das subpressões encontram-se nas publicações da especialidade e manuais, como por exemplo, (LECLERC, M. et al., 2001).

Nestas barragens, mesmo nas barragens de gravidade aliviada, o nível de tensões no concreto é relativamente baixo em relação à resistência do concreto, em especial as compressões, bem como as tensões transmitidas à fundação.

Tratando-se de estruturas rígidas, com grandes massas, as ações térmicas que se desenvolvem durante a colocação do concreto são especialmente importantes, devendo ser adotadas técnicas adequadas (envolvendo a composição do concreto, juntas de contração, o arrefecimento dos materiais e do concreto,

etc.) para limitar os efeitos do desenvolvimento e posterior dissipação do calor de hidratação do cimento.

Assim, no projeto das barragens gravidade, recomenda-se a verificação dos seguintes cenários de acidente e incidente:

- Em relação ao maciço de fundação:
 - deslizamento ao longo da superfície de fundação (interação concreto-maciço rochoso) ou ao longo de superfícies de menor resistência do maciço existentes na vizinhança da superfície de fundação, conjugados com elevadas subpressões;
 - abertura e fecho das juntas do maciço rochoso, respectivamente a montante e a jusante, podendo alterar significativamente as subpressões e as vazões de percolação;
 - erosão do maciço, a jusante, devida a grandes descarregamentos ou mesmo ao galgamento da barragem.
- Em relação ao concreto:
 - abertura de fendas, em especial nas juntas de concretagem junto do paramento de montante, com instalação de subpressões e redução da superfície resistente das juntas;
 - corte através de juntas de concretagem, em especial nas barragens CCR;
 - possibilidade de tombamento de todo o bloco, em especial para jusante, ou tombamento da crista, para jusante ou para montante, particularmente durante a ocorrência de sismo;
 - expansões diferenciais no concreto, associadas a fenômenos de reatividade álcali-agregado ou a outras reações químicas, originando fissuração, deslocamentos permanentes de subida da crista, fecho das juntas de contração e tensões horizontais nos blocos.

Além destes cenários, deve ainda ser considerada a possibilidade de formação de grandes ondas no reservatório, devido à queda súbita de grandes volumes de terra (ou de gelo, em algumas regiões), movimentos de fecho ou afastamento das ombreiras, movimentos diferenciais das duas margens ao longo de grandes falhas ativas, deterioração dos maciços rochosos de fundação por erosão e dissolução.

Não apenas o projeto, mas também a instrumentação e monitoramento das barragens gravidade devem ser planejadas e implementadas tendo em consideração os principais cenários de deterioração identificados para a barragem em causa.

5.4.3 Barragens em arco

As barragens em arco são construídas em vales em U ou em V relativamente estreitos (relações extensão/altura inferiores a 5 ou 6), com maciços rochosos de boa qualidade, especialmente nas ombreiras.

A curvatura em planta assegura um comportamento arco, que equilibra grande parte das pressões da água, desde que as ombreiras assegurem o necessário apoio. A curvatura na vertical, nas barragens em arco de dupla curvatura, permite que as compressões verticais devidas ao peso próprio compensem, total ou parcialmente, as trações devidas às pressões da água que se desenvolvem: na parte superior da estrutura, junto do paramento de jusante (dado o pendor para jusante das consoles); e na vizinhança da fundação, junto do paramento de montante (dado o pendor para montante das consoles nesta zona) (ROCHA, 1965; PEDRO, 1989 e 1999; USBR 1977; USACE 1994 e 1999, FANELLI, M., 1999).

As barragens em arco são em geral construídas por blocos, separados por juntas de contração verticais, mas têm um comportamento tridimensional, especialmente depois da injeção das juntas de contração. No entanto, admite-se em geral que a instalação do peso próprio, durante a construção, se desenvolve como se os blocos fossem independentes. Na realidade,

no caso de barragens de dupla curvatura, a sequência de construção e o comportamento das juntas de contração podem alterar significativamente as distribuições de tensões devidas ao peso próprio (PEDRO, 1977).

Os arcos devem ter maior curvatura na zona central e espessuras que aumentem para os encontros, sendo frequentemente definidos por curvas circulares de três centros, parabólicas ou elípticas. Para melhorar a inserção nas ombreiras e permitir tornar as estruturas simétricas, são frequentemente considerados pulvinos (socos de fundação) e encontros artificiais.

Considerando que as barragens em arco são estruturas menos espessas do que as barragens gravidade, as ações térmicas associadas à construção são menos importantes do que as ações devidas às variações ambientais da temperatura. Como referido, essas barragens têm um comportamento tridimensional, em especial, a partir da injeção das juntas de contração. Deste modo, as temperaturas existentes no concreto, na época de injeção das juntas, definem o estado térmico de referência para as futuras variações de temperatura no concreto impostas pelas ondas térmicas no ar e na água do reservatório, assim como pela radiação solar. Assim, recomenda-se que a injeção das juntas de contração seja feita numa época fria, para que os efeitos térmicos na barragem sejam essencialmente de aquecimento em relação à época de referência (compressão generalizada da estrutura).

Os sismos são também uma ação importante nas barragens em arco, além do peso próprio, das ações da água e da temperatura (além de outras ações, tais como os sedimentos acumulados no reservatório ou as pressões devidas ao gelo), dado que as barragens em arco, pela sua deformabilidade, podem ampliar bastante as vibrações impostas na fundação (PEDRO, 1977 e 1999; SEVERN, 1999).

Os maciços rochosos de fundação, como referido, têm particular importância no comportamento das barragens em arco. Assim, os estudos de reconhecimento e caracterização destes maciços devem merecer especial atenção (ROCHA, 1978).

Os principais cenários de acidente e incidente nas barragens em arco estão associados:

- Em relação ao maciço de fundação:
 - formação de cunhas tridimensionais pelas diferentes famílias de descontinuidade do maciço rochoso das ombreiras, com possibilidade de destacamento e deslizamento ao longo das superfícies dessas cunhas, sob a ação das forças aplicadas pela barragem, das subpressões nessas superfícies e do peso das cunhas;
 - cedência de um dos encontros, impedindo um adequado comportamento dos arcos;
 - abertura das juntas do maciço a montante, originando grandes deslocamentos da fundação, com eventuais perturbações das cortinas de impermeabilização e aumento das vazões de percolação, bem como facilitando a formação das cunhas acima referidas nas ombreiras;
 - erosão do maciço, a jusante, devido a grandes descarregamentos ou mesmo ao galgamento da barragem.
- Em relação ao concreto:
 - fendas e fissuras, em especial nas cotas mais baixas do paramento de montante, bem como nas cotas intermédias do paramento de jusante, em especial no caso de cristas muito rígidas;
 - expansões diferenciais no concreto, devido a fenômenos de reatividade álcali-agregado ou a outras reações químicas, originando fissuração, deslocamentos permanentes para montante e de subida da crista, além de aumento das tensões de compressão nos arcos.

Além destes cenários, deve também ser considerada a possibilidade de formação de grandes

ondas nos reservatórios, movimentos do vale e deterioração dos maciços rochosos, tal como referido para as barragens gravidade.

A instrumentação e monitoramento das barragens em arco deve igualmente ser planejada e implementada tendo em consideração os principais cenários de deterioração identificados para a barragem em estudo. De um modo geral, no monitoramento do comportamento das barragens em arco, além das grandezas consideradas habitualmente para barragens gravidade, afigura-se adequado monitorar também os efeitos da temperatura ambiental, bem como os deslocamentos, as tensões e as deformações.

5.5 AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

A avaliação das condições de segurança e funcionalidade em relação aos cenários de acidente e incidente mais importantes associados a cada estrutura (estados-limite últimos e de utilização) deve ser feita, como referido, considerando situações de projeto que podem ocorrer ao longo da vida da barragem e analisando o comportamento por meio de modelos adequados. Devem ser consideradas em especial as estruturas principais, incluindo a interação com as fundações e, em particular, as interfaces concreto-rocha.

Os critérios de segurança devem apoiar-se em coeficientes e tensões admissíveis, devidamente comprovados pela experiência com estruturas do mesmo tipo, ao longo de muitos anos.

Nos itens seguintes, faz-se uma breve referência aos modelos de análise estrutural presentemente utilizados no estudo das estruturas de concreto das barragens e referem-se, em especial, os critérios de segurança destas estruturas estabelecidos pela ELETROBRAS e pelo Comitê Brasileiro das Barragens (ELETROBRAS, 2003), enquadrados pelos princípios gerais estabelecidos na norma brasileira NBR 8681/84.

5.5.1 Modelos e métodos de análise estrutural

Na modelação do comportamento estrutural das barragens de concreto é em geral necessário, como já referido, modelar não só o comportamento estrutural, mas também as ações mais importantes (PEDRO, 2000).

Assim, os modelos das ações associadas ao peso dos materiais e equipamentos, aos níveis da água no reservatório, às variações de temperatura no concreto (associadas à presa e impostas pelas variações da temperatura no ar e na água) ou à ocorrência de um sismo, permitem avaliar os efeitos diretos destas ações (em especial as forças e as deformações impostas) com base nas características geométricas das estruturas e nas propriedades mecânicas, hidráulicas e térmicas dos materiais.

As forças e deformações impostas correspondentes aos efeitos diretos das ações, por sua vez, permitem estimar a resposta da estrutura (deslocamentos, deformações e tensões) com base nas suas características geométricas e propriedades mecânicas dos materiais (deformabilidade e resistência), assim como eventuais consequências dessa resposta (deslizamentos, tombamentos, fendilhação, etc.).

Os modelos das ações e estruturais são em regra analisados separadamente mas, em alguns casos, quando há interação entre os efeitos diretos das ações e a resposta estrutural, devem ser analisados em conjunto (é, por exemplo, o caso da percolação através da fundação da barragem, em que as tensões que se desenvolvem na fundação alteram a permeabilidade do maciço e, portanto, as vazões e as pressões da água). Os modelos podem igualmente requerer uma análise não linear quando as consequências associadas às respostas estruturais alteram de forma significativa as propriedades dos materiais.

Sendo as estruturas de concreto massa e respectivas fundações, em geral, estruturas maciças de grandes dimensões, devem ser

adotados modelos tridimensionais no estudo do seu comportamento. No entanto, adotam-se também, com frequência, em especial no estudo de alguns elementos estruturais, modelos de equilíbrio planos, lajes e cascas e mesmo arcos e consoles.

A análise dos diferentes modelos é atualmente feita por meio de métodos numéricos, em especial, pelo método dos elementos finitos (ZIENKIEWICZ et al., 2005) e/ou por modelos de elementos discretos (no caso de envolverem maciços de fundação com muitas discontinuidades (VIEIRA LEMOS, 2013).

Estão hoje disponíveis no mercado programas de cálculo automáticos muito gerais para análise do comportamento estático e dinâmico dos modelos pelos métodos referidos. Podem ser considerados materiais de comportamento elástico linear ou não linear, quer nos elementos volumétricos quer ao longo das superfícies de menor resistência. Nos casos em que interessa especialmente modelar o comportamento das juntas de contração da barragem e das superfícies de menor resistência da fundação, incluindo a interação com as pressões da água, a utilização de modelos de elementos discretos é especialmente indicada.

No estudo do comportamento de barragens de concreto, têm sido também muito utilizados modelos físicos, como por exemplo, os modelos desenvolvidos no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em especial para análises de modelos estruturais e hidráulicos (PEDRO et al., 1992).

Todos os modelos e métodos (mais ou menos exatos) a serem utilizados na análise estrutural devem estar devidamente calibrados, em particular com base em resultados do monitoramento de obras do mesmo tipo.

No caso de estruturas que possam ser, aproximadamente, modeladas como consoles, as tensões normais nas seções transversais e na interface concreto-rocha podem ser estimadas pelas expressões:

$$\sigma(x, y) = a + bx + cy$$

$$a = \frac{\sum N}{A}$$

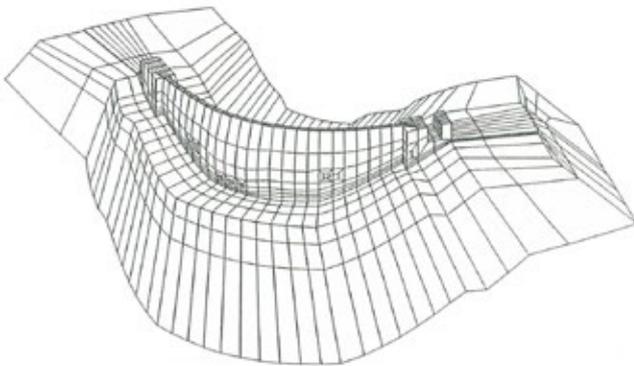
$$b = \frac{1}{I_x I_y - I_{xy}^2} \left(\sum M_y I_x - \sum M_x I_{xy} \right)$$

$$c = \frac{1}{I_x I_y - I_{xy}^2} \left(\sum M_x I_y - \sum M_y I_{xy} \right)$$

Nestas expressões representa-se por: $\sigma(x, y)$ – a tensão normal num ponto de coordenadas (x, y) ; $\sum N$ – o somatório das forças normais ao

plano considerado; A – a área da seção transversal; $\sum M_x$ e $\sum M_y$ – o somatório dos momentos de todos os esforços em relação aos eixos x e y , respectivamente; I_x e I_y – os momentos de inércia da seção transversal, em relação aos eixos x e y e I_{xy} – o produto de inércia da seção transversal, em relação aos eixos x e y .

Nas **Figuras 27, 28 e 29** apresentam-se exemplos de modelos de elementos finitos e de elementos discretos, bem como de modelos físicos, utilizados em estudos de barragens de concreto.



Modelo de elementos finitos– vista de montante



Modelo físico – vista de jusante

Figura 27. Modelos de elementos finitos e modelos físicos utilizados nos estudos do comportamento de uma barragem em arco.

Fonte: EDP, EDIA / Banco de Imagens ANA

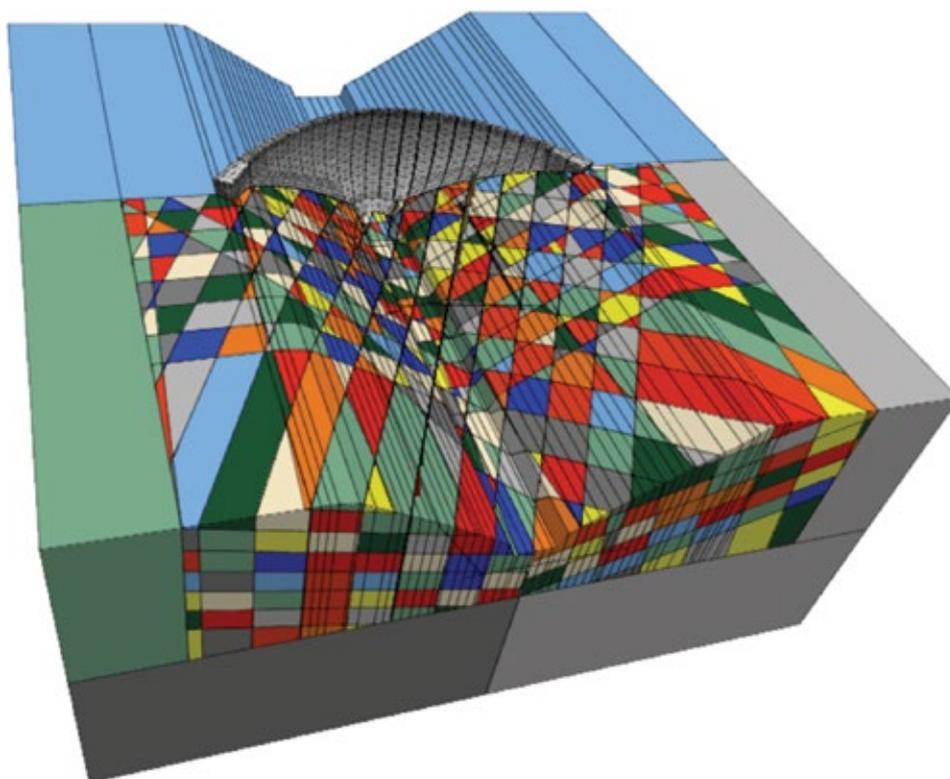


Figura 28. Modelo de elementos finitos (barragem) e de elementos discretos (maciço rochoso de fundação) utilizado no estudo de uma barragem em arco.
Fonte: LNEC

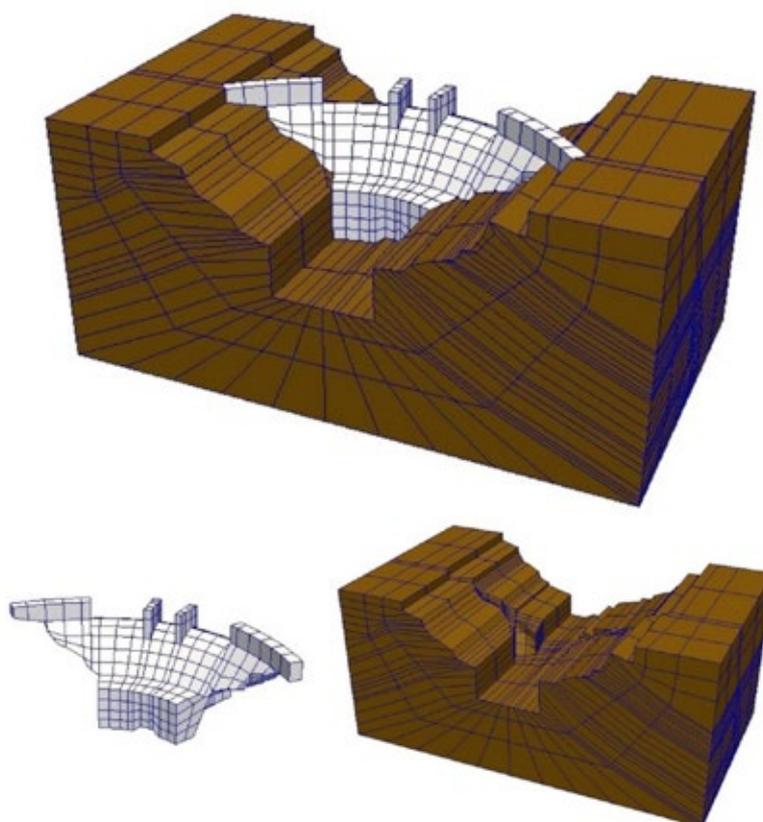


Figura 29. Modelo de elementos finitos de uma barragem de soleira vertical.
Fonte: LNEC

5.5.2 Análise de estabilidade global

Nos estudos das barragens de concreto deve ser dada especial atenção à verificação da estabilidade global em relação aos seguintes estados-limite: deslizamento em qualquer plano, seja da estrutura, seja da fundação, tombamento, flutuação e tensões na barragem, na fundação e na interface concreto-rocha.

Na verificação da segurança de alguns elementos estruturais, devem ser também verificados os estados-limite associados à estabilidade elástica (flambagem), a deformações e recalques e a vibrações.

As situações de projeto consideradas para as análises de estabilidade devem ser definidas, tendo em consideração:

- as conformações topográficas do local, principalmente na região das ombreiras;
- os resultados das investigações geológicas e geomecânicas;
- as tensões de confinamento pré-existente e as pressões de água do subsolo, nas análises de estabilidade envolvendo maciços rochosos;
- as subpressões, no corpo das estruturas, as pressões intersticiais, caso representem a condição mais severa;
- as cargas acidentais de projeto (exceto cargas de equipamento permanente) não devem ser consideradas, sempre que as forças verticais atuarem como fatores de estabilidade.

Segurança ao deslizamento

A verificação das condições de segurança ao deslizamento (escorregamento) deve ser realizada, como antes mencionado, para as superfícies de menor resistência das estruturas e respectivas fundações, bem como para as superfícies submetidas a tensões críticas e para a interface estrutura-fundação.

Os parâmetros geomecânicos, obtidos através dos resultados de investigações e ensaios preliminares, devem ser utilizados nas avaliações das condições de segurança ao deslizamento.

Nas superfícies de ruptura dos maciços rochosos ou na interface estrutura-fundação, deve ser considerada a eventual coesão, a menos que as investigações ou condições existentes no campo indiquem o contrário.

Nas fases iniciais de projeto, os valores de coesão e ângulo de atrito para o maciço de fundação e seus planos de descontinuidade, adotados em situações e obras similares, constituem uma importante informação. Nas superfícies de deslizamento que interceptam trechos, onde os parâmetros geomecânicos (atrito e coesão) são diferentes, a resistência ao deslizamento ao longo dessa superfície deve ser calculada para cada trecho, admitindo-se que há ruptura por cisalhamento nos trechos, onde o coeficiente de segurança necessário não é alcançado. Nesse caso, a resistência do trecho é recalculada, admitindo coesão nula e um ângulo de atrito, correspondentes ao valor residual (pós-ruptura). O excesso de tensão tangencial não suportado pelo trecho em ruptura é transferido às partes remanescentes da superfície de deslizamento, recalculando-se a segurança ao deslizamento para cada trecho, e assim sucessivamente, até que se verifiquem os critérios de segurança nos diferentes trechos (ou a impossibilidade de verificar esses critérios).

Os esforços nos diferentes trechos devem respeitar a compatibilidade de deformações entre os diferentes materiais, conforme o nível de solicitação atingido.

Considera-se que a segurança ao deslizamento está verificada se

$$FSD = \frac{\sum N_i \tan(\phi_i) + \sum C_i A_i}{\sum T_i} \geq 1,0$$

Nesta expressão, representa-se por: FSD – o coeficiente de segurança ao deslizamento; por FSD_ϕ – o fator de redução da resistência ao atrito; por FSD_c – o fator de redução da resistência à coesão; por $\sum T_i$ e $\sum N_i$ – o somatório das forças tangenciais normais nos diferentes trechos da superfície de deslizamento; por C_i e

ϕ_i – os valores característicos da coesão e do ângulo de atrito em cada trecho da superfície de deslizamento, em análise; e por A_i – a área efetiva comprimida de cada trecho da superfície em análise.

Os valores característicos de coesão e do ângulo de atrito interno são valores definidos de forma prudente para cada caso particular, com base nas respectivas distribuições estatísticas, quando possível.

No caso de maciços sem coesão, o coeficiente de segurança ao deslizamento vem dado pela expressão anterior, com $\sum C_i A_i = 0$.

Segurança ao Tombamento

O coeficiente de segurança ao tombamento, em qualquer direção, é definido como a relação entre o momento estabilizante e o momento de tombamento, em relação a um ponto ou uma linha efetiva de rotação,

$$FST = \Sigma M_e / \Sigma M_t$$

Nesta expressão, representa-se por: FST – o coeficiente de segurança ao tombamento; ΣM_e – o somatório dos momentos estabilizantes sobre a estrutura, devido ao peso próprio da estrutura e às cargas permanentes mínimas, bem como ao peso próprio dos equipamentos permanentes, se instalados; ΣM_t – o somatório dos momentos de tombamento, devido à atuação de cargas desestabilizantes, tais como a pressão hidrostática, a subpressão, os empuxos de terra e as forças devido aos sismos.

Na verificação da segurança, em relação ao tombamento da barragem ou de um elemento estrutural, não deve ser considerada a coesão na respectiva superfície de apoio.

Segurança à flutuação

O coeficiente de segurança à flutuação é definido como a relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão,

$$FSF = \Sigma V / \Sigma U$$

Nesta expressão, representa-se por: FSF – coeficiente de segurança à flutuação; ΣV – somatório das forças gravitacionais; e ΣU – somatório das forças de subpressão.

Devem ser desprezadas quaisquer contribuições favoráveis devido à coesão e ao atrito entre blocos ou entre a estrutura e a fundação. As forças verticais devem incluir as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio de equipamentos permanentes, se instalados, e de lastros (água ou aterro) e sistemas de ancoragem, se utilizados durante determinados estágios da construção. Todas as cargas acidentais devem ser ignoradas nas verificações de estabilidade.

Coefficientes de segurança – valores mínimos admissíveis

O grau de estabilidade mínimo requerido para as estruturas, em relação aos estados-limite de deslizamento, tombamento e flutuação é definido pelos valores mínimos admissíveis para os respectivos coeficientes de segurança.

Para a segurança ao deslizamento, os fatores de redução do coeficiente de atrito (tangente do ângulo de atrito) e da coesão (FSD ϕ e FSDc), para as situações de carregamento normal (CCN), excepcional (CCE), limite (CCL) e de construção (CCC), são indicados no **Quadro 12**.

Quadro 12. Fatores de redução das resistências de atrito e coesão.

(Fonte: ELETROBRAS, 2003, Quadro 7.4)

Fatores de redução	Casos de carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSDc	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD ϕ	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

A adoção desses valores pressupõe razoável conhecimento dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos. Nos casos em que tal conhecimento é precário ou os materiais não apresentam constância de comportamento, devem-se adotar os valores entre parênteses.

Os coeficientes de segurança ao tombamento (FST) e à flutuação (FSF), para as quatro

situações de carregamento (CCN, CCE, CCL e CCC), são indicados no **Quadro 13**.

Quadro 13. Coeficientes de segurança ao tombamento e à flutuação.

(Fonte: ELETROBRAS, 2003, Quadro 7.5)

Coeficientes de segurança	Casos de carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
Flutuação - FSF	1,3	1,1	1,1	1,2
Tombamento - FST	1,5	1,2	1,1	1,3

5.5.3 Análise de tensões e deformações

A verificação da segurança, em relação ao estado-limite último de perda de equilíbrio global, deve ser complementada por análises de tensões e deformações, para verificação das condições de segurança em relação a rupturas localizadas, devido a tensões máximas localizadas (bem como as distribuições de tensões e respectivos níveis médios), deformações excessivas e vibrações (ressonância, deformações e tensões máximas). Essas análises devem ser elaboradas para todos os elementos estruturais e de fundações, considerando-se os casos de carregamentos indicados no item 1.5.4.

Critérios detalhados para cada estrutura individualmente devem ser estabelecidos durante o desenvolvimento do projeto.

Nas análises de tensões, devem ser considerados os efeitos da retração e das variações de temperatura, bem como as subpressões, onde aplicável.

Na definição do comportamento do concreto, devem ser levados em consideração os efeitos de fluência e, em alguns casos, da relaxação.

Para as condições de carregamentos normais, as seções nas estruturas de concreto massa devem trabalhar à compressão ou com tensões de tração menores que a tensão admissível do concreto. Para as seções nas fundações, não serão admitidas tensões de tração, devendo a resultante dos esforços solicitantes estar aplicada dentro do núcleo central de inércia da área da base.

Nos carregamentos excepcionais, limites e de construção, admite-se que a resultante possa estar aplicada fora do núcleo central de inércia. Nesses casos, deve ser refeita a análise de tensões, considerando uma pressão intersticial ou subpressão integral na zona tracionada, quando eventuais tensões efetivas de tração superarem as tensões admissíveis, definidas para cada caso, sendo nula, entretanto, a capacidade de resistência à tração no contato concreto-rocha. A partir dos novos esforços solicitantes, recalculam-se as tensões normais e de cisalhamento e os coeficientes de segurança ao deslizamento, tombamento e flutuação, se for o caso.

Nos carregamentos com aplicação do efeito sísmico, deve ser considerado que, devido à natureza do fenômeno, não haverá aumento da subpressão e da pressão intersticial em zonas eventualmente tracionadas.

Tensões admissíveis no concreto massa

As tensões admissíveis de compressão e de tração são definidas em função da resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}), por intermédio dos coeficientes indicados no **Quadro 14** para os diferentes casos de carregamento.

Quadro 14. Tensões admissíveis do concreto massa.
(Fonte: ELETROBRAS, 2003, Quadros 7.1 e 7.2)

Caso de carregamento	Tensão admissível	
	à compressão	à tração
CCN	$0,50f_{ck}$	$0,050f_{ck}$
CCC	$0,55f_{ck}$	$0,055f_{ck}$
CCE	$0,60f_{ck}$	$0,060f_{ck}$
CCL	$0,65f_{ck}$	$0,065f_{ck}$

A resistência característica do concreto à compressão f_{ck} , que deve ser especificada no projeto executivo, corresponde a um valor definido de forma prudente, em geral, a partir do valor médio da resistência, obtido em ensaios realizados na idade de j dias (f_{cj} , em geral $j > 28$ dias). Considerando para uma distribuição estatística normal, caracterizada pelo coeficiente de variação Δ , o valor da resistência com 85% de probabilidade de ser ultrapassada vem:

$$f_{ck} = f_{cj}(1 - 0,883\delta)$$

Adota-se também, em alguns casos, um valor da resistência com probabilidade de 95% de ser ultrapassado, sendo então a resistência média minorada pelo fator (1-1,645 Δ).

Tensões admissíveis nas fundações

A tensão normal máxima admissível na fundação (σ) não deve ultrapassar a capacidade de carga da fundação (R_f) minorada por um coeficiente de segurança λ .

$$\sigma_f \leq \frac{R_f}{\lambda}$$

A capacidade de carga do maciço de fundação deve ser determinada por métodos adequados, mediante critérios que atendam às condições de ruptura, e às limitações, relativas aos recalques excessivos, prejudiciais ao comportamento e perfeita utilização da estrutura, e utilizando, como subsídios, os resultados de ensaios “*in situ*” e de laboratório. Os valores dos coeficientes de segurança recomendados para os diferentes casos de carregamento são indicados no **Quadro 15**.

Quadro 15. Coeficientes de segurança recomendados nas fundações.

(Fonte: ELETROBRAS, 2003, Quadro 7.3)

Caso de carregamento	Coeficiente de segurança
CCN	3,0 (4,0)
CCC	2,0 (3,0)
CCE	1,5 (2,0)
CCL	1,3 (1,5)

Os valores do coeficiente de segurança indicados pressupõem razoável conhecimento dos parâmetros de resistência dos maciços

envolvidos. Nos casos em que tal conhecimento é precário ou os materiais não apresentam constância de comportamento, devem ser adotados os valores indicados entre parênteses.

5.6 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

5.6.1 Aspectos gerais

O dimensionamento das estruturas de concreto massa e das estruturas em concreto armado ou protendido dos órgãos extravasores e de operação das barragens deve ser feito obedecendo às prescrições e normas da ABNT, complementadas, onde necessário, pelas normas relacionadas no item 1.4. Nos casos em que as normas e os padrões citados não se apliquem, poderão ser usados critérios estabelecidos por instituições internacionais reconhecidas, desde que previamente aprovados pelo contratante.

Estados-limite

As estruturas devem ser dimensionadas para estados-limite últimos, associados ao colapso ou a qualquer forma de ruína estrutural, que determina a paralização do uso da estrutura.

Deve ser dada atenção às verificações de instabilidade e efeitos de 2ª ordem, seja para peças isoladas, seja para conjuntos estruturais, onde esses efeitos forem significativos.

Os efeitos de fadiga devem ser verificados nas estruturas nas quais ocorrem inversões de sinal nas tensões, devido a cargas oscilantes.

Os principais estados-limite de utilização estão associados à deformação excessiva e à fissuração. Admite-se uma abertura de fissuras de 0,3 mm para as estruturas, em geral, e de 0,2 mm para as zonas em contato com a água, conforme a NBR-6118/00.

As peças ou elementos estruturais sujeitos à vibração devem ser dimensionados de modo a evitar problemas de ressonância mecânica.

As cargas que possam causar impactos nas estruturas devem ser majoradas pelos coeficientes de ponderação indicados no **Quadro 16**, exceto quando especificado de outra forma:

Quadro 16. Coeficientes de impacto.
(Fonte: ELETROBRAS, 2003, Tabela 8.2)

Tipo de estruturas	Coeficientes de impacto
Apoio de máquinas rotativas	1,5
Apoio de máquinas leves	1,2
Cargas móveis:	
Pontes rodoviárias e ferroviárias, exceto pórticos e pontes rolantes	Ver normas da ANBT (NBR – 7187)
Em lajes, vigas, pilares e pórticos de edifício	1,1
Em fundação de edifícios	1,0
Estruturas leves de suporte de elevadores e guindastes fixos	2,0
Fundações e pilares não esbeltos de suporte, cargas provenientes de elevadores ou guindastes fixos	1,4
Plataforma de transformadores e outras estruturas de suporte de equipamentos que se desloquem sobre trilhos	1,1
Pórticos e pontes rolantes	1,25

5.6.2 Análise estrutural

As ações e as características geométricas e físicas a serem consideradas na definição dos modelos de análise estrutural de cada estrutura em particular devem ser selecionadas, tendo em consideração as características específicas de cada uma.

Os efeitos do vento são dispensados na análise do comportamento das estruturas de contenção, mas o seu efeito deve ser considerado no dimensionamento de certas estruturas como, por exemplo, da cobertura da casa de força.

Os efeitos da retração e das variações de temperatura devem ser considerados na determinação dos esforços internos, especialmente nas estruturas de concreto massa.

No que diz respeito aos esforços externos ativos, devem ser considerados:

- As combinações mais desfavoráveis de nível de água, a montante e a jusante, bem como os correspondentes diagramas de subpressão;
- As cargas variáveis, em intensidade e direção, do modo mais desfavorável;
- As cargas acidentais, uniformemente distribuídas ou concentradas, na combinação mais desfavorável em termos de intensidade, localização, direção e sentido;
- As peças e elementos estruturais na região da fundação e no interior das estruturas, analisados com e sem subpressão;
- Os empuxos de terra nas estruturas, considerando a ocorrência de lençol freático, caso exista;
- Os esforços de ondas no dimensionamento de estruturas, tais como comportas (podendo ser desprezados nos estudos das estruturas em massa);
- Os efeitos das variações de temperatura nas barragens (de contrafortes, gravidade aliviada e arco).

Coeficientes de segurança

Os coeficientes de majoração das cargas e de minoração das resistências do concreto e do aço são indicados no **Quadro 17**.

Quadro 17. Coeficientes de segurança.
(Fonte: ELETROBRAS, 2003, Tabela 8.1)

Caso de carregamento	Tipo de estrutura	Verificação	Coeficientes		
			γ_f	γ_c	γ_s
CCN	a) Estrutura de concreto massa	Ausência de Armadura	2,0	-	-
		Necessidade de Armadura	1,4	1,4*	1,15
	b) Estrutura de concreto armado ou protendido (reticuladas/laminares)	Estado-limite Último	1,4**	1,4*	1,15
		Estado de Utilização	1,0	1,0	1,0
CCC, CCE, CCL	a) Estrutura de concreto massa	Ausência de Armadura	1,6	1,4*	-
		Necessidade de Armadura	1,1	1,4*	1,15
	b) Estrutura de concreto armado ou protendido (reticuladas/laminares)	Estado-limite último	1,1	1,4*	1,15

(*) Para as obras com alto padrão de controle de qualidade do concreto, poder-se-á adotar o $\gamma_c = 1,3$ conforme está referenciado no subitem 5.4.1 da NBR-6118/00.

(**) Poderão ser observadas as recomendações da NBR – 8681/84.

γ_f - Coeficiente de majoração das cargas.

γ_c - Coeficiente de minoração da resistência do concreto.

γ_s - Coeficiente de minoração da resistência do aço.

5.6.3 Dimensionamento

Estruturas em concreto armado e protendido

As estruturas de concreto armado são, em geral, estruturas lineares (vigas, pilares, pórticos, arcos e grelhas) e estruturas laminares (cascas, placas e chapas).

O dimensionamento das estruturas reticuladas e das placas submetidas à flexão deve ser feito por verificação dos estados-limite (último e de utilização), com os coeficientes de segurança e minoração indicados no Quadro 17 e características dos materiais e outros requisitos estabelecidos nas normas brasileiras em vigor (complementadas, se necessário, por outras normas, como indicado no item 1.4).

O dimensionamento das estruturas laminares de concreto armado submetidas, simultaneamente, à flexão e a esforços atuantes no plano, será feito por processos que desconsideram a resistência à tração do concreto e que admitem a existência de uma deformação positiva na direção principal, produzindo fissuras ortogonalmente a esta direção e formando campos de compressão entre essas fissuras.

As estruturas em concreto protendido são, regra geral, mais esbeltas, com maiores vãos e menor peso, em relação às de concreto armado convencional, pois são constituídas por materiais (aço e concreto) de características mecânicas superiores.

O dimensionamento das estruturas em concreto protendido deve ser feito por verificação dos estados-limite (último e de utilização), com os coeficientes de segurança e minoração, características dos materiais e outros requisitos estabelecidos na NBR-7197, NBR-7482, NBR-7483 e demais normas brasileiras da ABNT em vigor (complementadas, se necessário, por outras normas, como indicado no item 1.4).

Estruturas em concreto massa e em concreto compactado a rolo

As estruturas de concreto massa são, em geral, estruturas maciças, nas quais os efeitos de variações de temperatura, devido ao calor de hidratação do cimento, assim como outras variações, associadas à colocação do concreto, são significativos. Essas estruturas são, em geral, construídas em concreto vibrado ou compactado a rolo.

Considera-se assegurada a verificação da segurança dessas estruturas quando os estados múltiplos de tensão, devido aos valores de cálculo das ações (majorados por coeficiente de segurança), estiverem no interior da envoltória de Mohr, correspondente aos valores característicos da resistência do concreto massa. Não se dispendo de determinação experimental da envoltória de Mohr, relativa ao concreto massa, poderá ser adotada a envoltória de Telemaco Van Langendonck (ELETROBRAS, 2003).

Os efeitos das variações de temperatura, interna e externa, bem como da retração do concreto nas estruturas de concreto massa, devem ser analisados por meio de testes e estudos adequados, bem como por meio de modelos térmicos.

Os efeitos da fluência do concreto e, eventualmente, da relaxação, devem ser devidamente considerados na determinação das tensões e deformações e devidamente ensaiados em corpos de prova em laboratório.

As estruturas em concreto compactado com rolo são similares às de concreto massa e devem ser dimensionadas, de acordo com critérios idênticos.

Estudos térmicos de concreto massa

No planejamento executivo da obra (cronograma executivo, métodos construtivos, características das formas e equipamentos disponíveis) devem ser definidas as características das camadas de concretagem, a sua altura e sequência de colocação, de modo a permitir um adequado controle da fissuração por tensões de origem térmica.

Estas tensões devem ser determinadas através de estudos da evolução térmica da massa, por meio de modelos, conforme a lei de Fourier, analisados pelos métodos simplificados tradicionais ou por métodos numéricos, tais como pelo método dos elementos finitos.

Para tanto, devem ser suficientemente conhecidos os parâmetros que determinam a evolução térmica da massa, tais como:

- *Concreto e seus materiais constituintes:* propriedades térmicas e propriedades mecânicas;
- *Condições de contorno:* condições térmicas ambientais regionais, tipos de formas e prazos de desforma;
- *Recursos disponíveis:* possibilidade de refrigeração do concreto, utilização de pozolana, condições de fabricação, transporte e aplicação, sequência executiva e tempo de retomada entre camadas, bem como as condições e tipo de cura.

Os cálculos preferencialmente devem ser feitos considerando o fluxo de calor tridirecional.

Poderão ser feitas simplificações, considerando o fluxo uni- ou bidirecional, em função das dimensões da peça em estudo, desconsiderando o fluxo em determinada direção, cuja dimensão seja superior a 2,5 vezes a menor dimensão da peça.

Essa verificação deve ser feita para diversas idades, ao longo da curva de resfriamento da estrutura, devendo ser considerado o ganho da resistência do concreto e, quando for o caso, a minimização dessas tensões, em função da fluência.

O tempo de retomada entre camadas não deve ser inferior a três dias e não superior a 21 dias, admitindo-se sua redução, comprovada em cálculos de comportamento térmico, inclusive a utilização de formas deslizantes, com subida de 20cm por hora.

Nos casos especiais, como nas fundações sobre maciços rochosos ou quando alguma camada permanecer exposta por mais de 21 dias, a retomada será feita com altura de camada equivalente à metade da altura anteriormente determinada. Estudos específicos poderão alterar as idades limite de três e 21 dias.

Estruturas executadas com Concreto Compactado a Rolo (CCR), com camadas de concretagens de pequena espessura (~30 cm) poderão ser concretadas de forma contínua, sem necessidade de tempo de espera entre camadas.

As condições de lançamento do concreto devem ser orientadas no sentido de se evitar o aparecimento de fissuras ou trincas, oriundas das tensões de tração, provocadas pela retração térmica. Essas condições, a serem definidas a partir da realização de estudos térmicos, serão as seguintes: temperatura de lançamento do concreto, espessura das camadas de concretagem e intervalo de tempo de execução entre duas camadas superpostas.

O estudo dos efeitos térmicos deve ser feito considerando as características térmicas, mecânicas e elásticas de todos os materiais envolvidos e a geometria da estrutura.

Quando for necessária a determinação da evolução das temperaturas, deslocamentos, deformações e tensões ao longo do tempo, esta deve ser feita por meio da aplicação do método dos elementos finitos.

Na determinação das tensões e deformações ao longo do tempo, deve ser considerado o efeito de fluência. Em relação às tensões, poderá ser considerado o efeito do peso próprio, como carregamento combinado ao efeito térmico.

Na análise dos efeitos térmicos devem ser considerados os seguintes parâmetros do concreto e do maciço rochoso de fundação:

- Relativamente ao concreto: massa específica; características térmicas (condutibilidade, calor específico e difusibilidade, variáveis com a temperatura e coeficiente de expansão variável com a idade); resistência à compressão e tração e sua evolução com a idade; elevação adiabática de temperatura ao longo do tempo para diversas temperaturas iniciais do concreto; evolução do módulo de deformação e coeficiente de Poisson com a idade; coeficiente de fluência para diversas idades de carregamento; evolução da capacidade de alongamento com a idade em ensaio rápido e capacidade de alongamento em ensaio lento.
- Relativamente ao maciço rochoso de fundação: características térmicas (condutibilidade, calor específico, difusibilidade, coeficiente de expansão); massa específica;

resistência (à compressão e tração) e deformabilidade (módulo de deformação e coeficiente de Poisson).

Quando forem utilizados agregados, que confirmam ao concreto valores relativamente elevados de difusibilidade térmica e módulo de deformação, bem como valores baixos de capacidade de alongamento, a análise dos efeitos térmicos deve ter como diretriz a comparação das deformações.

Sempre que, em estudos da evolução de temperatura, as duas dimensões da estrutura forem aproximadamente iguais e menores que a terceira dimensão, será conveniente que os estudos da evolução de temperatura levem em consideração fluxos de calor em mais de uma direção.

Para análise de efeitos térmicos, o coeficiente de segurança deve ser definido como sendo a relação entre uma característica resistente do material, seja tensão ou capacidade de alongamento, e o correspondente efeito causado pela evolução de temperatura.

As tensões de tração, decorrentes das deformações térmicas, serão consideradas satisfatórias, quando, comparadas à resistência à tração do concreto, proporcionarem um coeficiente de segurança não inferior a 1,10.

Os coeficientes de segurança para cada estudo a ser efetuado variarão, de acordo com o grau de conhecimento sobre as características do concreto a ser aplicado e com as diretrizes sobre fissuração admissível, impostas à estrutura em questão.

5.7 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

5.7.1 Armaduras

Cobrimento das armaduras

O cobrimento mínimo das armaduras, inclusive da armadura de distribuição e dos estribos, é o indicado no **Quadro 18**, conforme o tipo de estrutura e condições de exposição.

Quadro 18. Cobrimento mínimo.
(Fonte: ELETROBRAS, 2003, Tabela 8.3)

Tipo de estruturas	Cobrimento mínimo (cm)
Estruturas sem risco de incêndio, em ambiente abrigado, sem contato com o solo	
Lajes	2,0
Paredes, vigas e pilares	2,5
Estruturas sujeitas a incêndio	Ver NB-503
Estruturas não abrigadas ou em contato com o solo ou submersa	
Aço Ø ≤ 16 mm	3,5
Aço Ø >16 mm	5,0
Estruturas submersas, sujeitas a corrente da água	7,5
Estruturas sujeitas a corrente da água em alta velocidade (soleira de vertedouro, etc.) ≥ 12 m/s	10,0

Espaçamento, esperas, emendas e dobramento das barras

O espaçamento das barras para as estruturas em concreto armado deve atender ao disposto no subitem 6.3.2 da NBR-6118/00.

O espaçamento das barras para as estruturas em concreto massa não deve ser inferior a 15 cm.

Nas juntas de construção horizontais, o comprimento máximo das esperas, quando possível, deve ser igual à altura correspondente a duas camadas de concreto, acrescido do comprimento de uma emenda por trespasse, salvo em faces adjacentes à superfície de escavação, onde tal limitação não se aplica.

Nas juntas verticais de construção deve-se, em geral, prever as emendas próximas às juntas.

As emendas poderão ser do tipo trespasse, solda ou luva, respeitando-se o subitem 6.3.5 da NBR-6118/00.

São permitidas as emendas por trespasse nas barras de bitolas 32mm, com comprimentos de ancoragem calculados pelas expressões da NBR-6118/00.

Para o dobramento e fixação das barras devem ser respeitadas as prescrições do subitem 6.3.4. da NBR-6118/00.

Armadura contra a retração

Serão previstas, quando necessário, armaduras adicionais para absorver os esforços resultantes da retração e/ou da variação de temperatura.

Para as estruturas de concreto armado, nos casos cobertos pelas normas da ABNT, a armadura contra a retração deve ser calculada de acordo com as referidas normas. Nos casos especiais não previstos nas normas da ABNT, devem ser utilizadas armaduras com as características seguidamente indicadas:

- Lajes expostas, concretadas sobre maciço rochoso

Devem ser consideradas inteiramente fixas na rocha, somente necessitando ser armada a face superior da laje. Exceto quando predominarem outras condições de carregamento, deve-se adotar para a armação da face exposta 0,2% da área da seção transversal de concreto, armada nas duas direções, ou a seguinte armação máxima em cada direção:

Para lajes expostas a escoamento

Ø 20mm cada 20cm
ou Ø 25mm cada 25cm

Para lajes expostas a subpressão e pressão de percolação

Ø 20mm cada 30cm

Para fundações secas

Ø 12,5mm cada 30cm

- Paredes executadas contra rocha

As superfícies contra a rocha devem ser armadas para as tensões de retração, decorrentes dos vínculos impostos pela superfície da rocha. Adotar 0,15% da área da seção transversal ou, no máximo, uma barra de diâmetro 20mm, cada 30 cm, em cada direção.

A armação na face oposta será calculada como se não houvesse rocha, exceto nos casos especiais, onde a estrutura está ancorada na rocha.

5.7.2 Drenos

Os drenos no interior das barragens de concreto têm por finalidade interceptar eventuais percolações, visando:

- evitar pressões intersticiais elevadas, decorrentes da água de infiltração;
- detectar eventuais defeitos de construção do concreto no final da obra (tais como deficiências de vibração, juntas de construção permeáveis, etc.), para seu reparo antes do enchimento do reservatório;
- detectar, durante a vida útil da barragem, a formação de fissuras na parte de montante dos blocos.

Usualmente, prevê-se uma linha de furos de drenagem, com diâmetro entre 75 e 200 mm, a cada três metros entre si, no interior do concreto, em blocos de gravidade, ou no interior das cabeças de montante, em blocos de contraforte ou de gravidade-aliviada. Esses drenos devem ficar localizados próximo ao paramento de montante. O espaçamento, localização e diâmetro dependem das características geométricas dos blocos e das propriedades do concreto, especialmente sua permeabilidade e resistência.

Esses drenos, cuja localização em relação à face de montante varia de 6 a 12% do comprimento total da base, devem se estender desde a fundação até a proximidade da crista, onde a pressão da água é reduzida (usualmente até a galeria mais próxima da crista), enquanto que os drenos de junta entre blocos ($\varnothing = 100$ a 250 mm) devem se estender até a crista dos blocos.

Antes do enchimento do reservatório, esses drenos devem ser submetidos individualmente a um teste de pressurização, preenchendo-os completamente com água, para permitir a detecção de eventuais infiltrações, oriundas de imperfeições no concreto, condicionadas, geralmente, à presença de juntas permeáveis entre camadas de concretagem e a fissuras internas no concreto, de modo a permitir seu tratamento, antes de se efetuar o enchimento.

No caso de barragem com dreno inclinado para a montante (acompanhando o paramento)

sem possibilidade de interligação direta entre a galeria inferior e a crista (ou galeria superior), a saída inferior desses drenos deve ser detalhada, de maneira a se evitar curvas com ângulos fechados, devendo-se prever dispositivos ou geometria que facilite a remoção de eventuais obstruções, causadas pela queda de materiais durante a construção.

5.7.3 Juntas

Juntas de construção

As juntas de construção em concreto são as superfícies endurecidas e rígidas, contra as quais será lançado concreto fresco, independentemente da presença ou não de armaduras. Essas juntas são fechadas (isto é, não existe nenhuma folga entre as partes), permitindo que a peça seja considerada monolítica.

As juntas determinam as etapas de construção, limitando o comprimento, a largura e a altura das camadas de concretagem, devendo ser compatibilizadas com o planejamento executivo da obra.

As juntas de construção horizontais são função da altura limite das camadas de concretagem, determinadas de acordo com o planejamento executivo da obra (cronograma executivo, métodos construtivos, características das formas e equipamentos disponíveis) e do controle da fissuração de origem térmica.

Juntas de construção verticais podem também ser necessárias, em função do planejamento e sequência construtiva prevista para a estrutura.

As peças seccionadas por juntas de construção verticais devem ser verificadas estruturalmente e, quando necessário, injetadas e/ou armadas convenientemente, de forma a assegurar um comportamento monolítico. Essas juntas, quando sujeitas a pressões de água, devem obrigatoriamente ser protegidas por veda-juntas.

O tratamento das juntas de construção, horizontais ou verticais, visa eliminar da superfície do concreto endurecido quaisquer substâncias que prejudiquem a aderência com o concreto

fresco. Para remover tais elementos, a superfície do concreto endurecido deve ser tratada com jatos de água a alta pressão ou jatos de areia, imediatamente antes do lançamento da camada posterior. Os jatos serão aplicados com intensidade suficiente para remover apenas as impurezas e a nata de cimento superficial, sem exposição excessiva dos agregados graúdos, para garantir a aderência perfeita entre as duas camadas de concretagem. Caso a junta de construção não seja coberta com concreto novo, logo após o tratamento acima indicado, o corte da junta deve ser repetido antes do lançamento do novo concreto para remover novas contaminações, eventualmente existentes, especialmente o limo formado pela continuidade da cura da camada preparada anteriormente.

Juntas de contração

Essas juntas são criadas nas estruturas de concreto, de modo a reduzir as tensões de tração, decorrentes da retração e das variações (internas e/ou externas) de temperatura.

O espaçamento deve ser determinado, de forma a atender a funcionalidade da estrutura, mantendo as condições de estabilidade determinadas em estudos específicos. O espaçamento entre as juntas de contração, que define o comprimento dos blocos das estruturas, deve levar em conta, também, a capacidade de produção e de lançamento do concreto.

As juntas de contração devem, porém, permitir a livre movimentação entre as partes, sendo as armaduras interrompidas, e eliminada a aderência entre o concreto das faces.

Quando sujeitas a pressões de água, as juntas de contração devem ser dotadas de veda-juntas. A utilização de veda-juntas pode também ser necessária em casos específicos, para evitar a entrada de fragmentos sólidos no interior das juntas, quando estiverem abertas.

Juntas de dilatação ou expansão

Essas juntas seccionam a estrutura, permitindo movimentos de expansão, geralmente ocasionados por variações térmicas ambientais.

As juntas de dilatação podem também ser utilizadas para separar partes das estruturas que apresentam comportamentos estruturais diferenciados (como, por exemplo, mudanças de geometria). Essas juntas são abertas (existe folga entre as partes separadas), sendo a abertura pré-determinada, de maneira a absorver a expansão prevista.

As juntas de dilatação devem ser dotadas de veda-juntas em suas faces superiores, para evitar a entrada de fragmentos sólidos em seu interior, assim como quando estiverem sujeitas a pressões de água.

5.7.4 Outros dispositivos das juntas

Dispositivos de vedação

Veda-juntas são peças de seção delgada, colocadas numa junta de contração, expansão ou construção, de maneira a impedir a passagem da água ou, em casos específicos, a entrada de fragmentos sólidos no interior das juntas. Os veda-juntas são necessários, também, no entorno de zonas de juntas de contração, que devam ser injetadas, para confinar a calda de injeção.

Os dispositivos de vedação devem ser de PVC, mas podem também ser utilizadas chapas de aço ou cobre.

Nas juntas de dilatação ou contração, nas quais a abertura sofre variações, devem ser utilizados dispositivos de vedação de PVC, capazes de absorver estas variações. As abas serão dotadas de nervuras que, devidamente envolvidas pelo concreto, dificultam a percolação da água e melhoram a sua fixação. Esse objetivo pode ser alcançado, também, pela utilização de veda-juntas expansíveis, colados às faces das juntas.

Os dispositivos metálicos de cobre ou aço são indicados para aplicação em juntas de construção horizontais, ou em estruturas que se prestam ao desvio do rio (adufas, túneis, etc.), nas quais a utilização de dispositivos de vedação de PVC não é aconselhável, devido ao fluxo da água.

O número de linhas de dispositivos de vedação colocados em uma face depende do nível de pressão da água e dos danos que poderão ser causados pela eventual passagem de água, através da junta.

De uma forma geral, é suficiente adotar-se duas linhas de veda-juntas no paramento montante e, eventualmente, uma no paramento jusante e na face superior da junta.

As galerias no interior das estruturas de concreto devem ser protegidas contra percolação de água nas juntas de contração, tornando-se obrigatório a colocação de veda-juntas contornando o seu perímetro.

É recomendável que o veda-junta seja ancorado ou fixado em rocha sã um mínimo de 30 cm, através de *block-out* aberto no maciço e preenchido com argamassa ou concreto com agregado graúdo de dimensão máxima característica de 19 mm.

Para paredes sujeitas a pressões de água, deve ser avaliada a necessidade ou a conveniência da utilização de dispositivos de vedação nas juntas de construção, em função da espessura das paredes e das pressões de água.

Chavetas

As chavetas podem ser utilizadas em juntas de contração, visando a transferência de esforços entre blocos adjacentes.

A colocação de chavetas em juntas de contração introduz dificuldades executivas, pelo que deve ser devidamente ponderada a necessidade da sua utilização.

Drenos de juntas

Os drenos de juntas, quando empregados, devem ser utilizados entre as duas linhas de veda-juntas instaladas, junto ao paramento de montante da barragem de concreto.

Tais drenos, normalmente com diâmetro de cerca de 15 cm, captam a água que passa, através do veda-junta mais a montante, devido

a eventuais problemas ocorridos em seu envolvimento com concreto. Após a sua captação, a água deve ser direcionada para a galeria de drenagem, aliviando, assim, a pressão no interior da junta.

Preferencialmente, os drenos de junta devem ser retilíneos, de modo a dificultar o seu entupimento durante o período construtivo e, também, a facilitar a sua desobstrução, caso necessário. Para este último caso, é necessário que a extremidade superior dos drenos de junta sejam acessíveis, e a sua trajetória ao alcançar a galeria de drenagem não forme ângulos retos, que podem favorecer o entupimento.

Injeções entre blocos

A injeção de juntas de contração com calda de cimento, assegurando a transferência de esforços entre blocos de concreto adjacentes, permite que a estrutura da barragem, formada pelos diversos blocos, se comporte como uma estrutura monolítica.

A injeção de juntas de contração longitudinais é obrigatória. No entanto, a injeção de juntas de contração transversais pode, por vezes, ser dispensada ou realizada apenas parcialmente.

As áreas das juntas a serem injetadas devem ser delimitadas e vedadas por sistemas de veda-juntas, que impeçam a fuga da calda durante os serviços de injeção.

Em estruturas de maior porte, a área a ser injetada ao longo da altura das juntas deve ser subdividida, de modo a facilitar os trabalhos de injeção e evitar a aplicação de pressões elevadas aos veda-juntas.

A injeção das juntas de contração deve ser executada após o arrefecimento do concreto nos blocos da barragem e, em particular, numa época fria, de modo a assegurar a abertura máxima das juntas. Quando é necessário realizar injeções, numa época em que as temperaturas do concreto ainda não se apresentam estabilizadas, antes do enchimento do reservatório, é conveniente prever a realização dos trabalhos

de injeção em mais de uma etapa. Uma outra solução pode ser o emprego de sistemas de pós-refrigeração do concreto, devendo no entanto, analisar-se o efeito da pós-refrigeração no comportamento térmico do concreto, de modo a evitar a ocorrência de fissuras.

O sistema de injeção deve ser constituído por tubos de injeção e tubos de respiro. Caso haja necessidade de diferentes etapas de injeção, o sistema deve ser projetado de forma a permitir a reutilização dos circuitos de injeção ou prever-se o emprego de circuitos diferentes para cada etapa de injeção. Em ambos os casos, deve-se utilizar sistemas de injeção, dotados de válvulas especiais, que impeçam o entupimento das tubulações de injeção e de respiro.

A sequência dos trabalhos, bem como as pressões de injeção, as caldas e os procedimentos a adotar, devem ser definidas pelo projeto.

5.7.5 Ancoragens

Dispositivos de ancoragem são compostos por barras de aço dos tipos CA ou CP embutidas no concreto e/ou chumbadas no maciço rochoso, com a finalidade de estabilizar maciços rochosos ou estabelecer uma continuidade entre partes de uma estrutura.

Existem dois tipos de ancoragens, a “ativa”, também chamada de tirante ou protendida, e a “passiva”, também chamada de chumbador.

A ancoragem passiva ou chumbador é utilizada quando se deseja restabelecer a continuidade entre partes de uma estrutura ou maciço rochoso ou estabilizar partes instáveis dos maciços rochosos, sendo aceitável o aparecimento de deformações controladas do maciço.

A ancoragem ativa ou tirante deve ser utilizada quando, para estabilidade do maciço, torna-se necessário aumentar a força de atrito na junta sujeita a deslizamento, através do acréscimo de força normal.

O comprimento do embutimento da barra de aço no maciço é função de suas condições de

alteração e fraturamento, da aderência entre a barra de aço e a argamassa e, também, da aderência entre a argamassa e o maciço.

Além do dimensionamento do comprimento da barra de aço, a ser embutida no maciço, no caso de rocha, deve-se verificar a capacidade do maciço para resistir aos esforços de tração, transmitidos pelo conjunto de ancoragens. A superfície resistente será constituída de um cone, com o vértice voltado para o extremo da ancoragem e a geratriz formando um ângulo com esta direção.

Esse ângulo é função das características da rocha e deve ser especificado, a partir de análises/ensaios geotécnicos. Na falta de dados experimentais, adota-se para o ângulo um valor da ordem de 30°.

As interseções entre as superfícies de ruptura, quando se utiliza uma grande quantidade de ancoragens muito próximas uma das outras, devem ser verificadas.

O dimensionamento dos dispositivos de ancoragem será feito em conformidade com a NBR-5629 e NBR-6118.

5.7.6 Aparelhos de apoio

Os aparelhos de apoio são dispositivos para transmissão de esforços, deformações e deslocamentos entre duas estruturas.

Os aparelhos de apoio são constituídos de chapa de policloropreno (neoprene) e, conforme as condições de trabalho, poderão ser simples ou fretados, ou ainda, recobertos com lâminas de politetrafluoretileno (PTFE), denominados de apoios deslizantes.

O controle de qualidade dos aparelhos de apoio deve ser realizado, através de ensaios, não só no aparelho completo, como também em seus diversos componentes.

6 ÓRGÃOS EXTRAVASORES E DE OPERAÇÃO

Os órgãos extravasores das barragens incluem os vertedouros e os descarregadores de fundo (ou descargas de fundo), devendo evitar-se que os respectivos circuitos hidráulicos incluam zonas comuns.

Os órgãos de operação das barragens incluem as tomadas de água, as casas de força, os circuitos hidráulicos associados e respectivas restituições.

Os órgãos extravasores e de operação das barragens, em geral estruturas de concreto, devem respeitar, no seu dimensionamento, as disposições estruturais indicadas e as disposições, relativas ao comportamento hidráulico, que constam dos artigos seguintes e, ainda, prever soluções para situações de emergência, reparações, manutenção e inspeções.

Atendendo ao seu funcionamento e importância relativa para a segurança da barragem, trata-se cada um desses órgãos, separadamente, nos itens seguintes.

6.1 VERTEDOURO

6.1.1 Aspectos gerais

O vertedouro tem por finalidade assegurar a descarga da cheia de projeto, sem auxílio de outros órgãos, assim como a descarga da cheia de verificação sem galgamento da barragem.

O vertedouro pode ser de soleira livre ou controlado por comportas, quer em barragens de aterro, enrocamento ou de concreto.

Em barragens de aterro e enrocamento, o vertedouro deve ser implantado independente do corpo da barragem, sendo este em canal ou em túnel, devendo garantir-se que a descarga e dissipação de energia seja efetuada suficientemente afastada do corpo da barragem.

Em barragens de concreto, os vertedouros podem ser incorporados no corpo da barragem, sendo classificados em: superfície, de meio-fundo ou de fundo, em função da sua posição relativamente ao reservatório.

No caso de vertedouros controlados por comportas, deve garantir-se que o nível máximo no reservatório, correspondente à cheia de projeto, considerando uma das comportas na posição fechada, não origine o galgamento da barragem.

O dimensionamento do vertedouro deve apoiar-se em uma análise técnico-econômica rigorosa, que considere alternativas, sem e com comportas e, neste último caso, o número e dimensões das comportas mais adequados. Nos vertedouros controlados por comportas, devem ser previstas, no mínimo, duas comportas.

No caso de barragens de aterro, o recurso a comportas ou a túneis em vertedouros só se justifica quando tal conduza a uma significativa economia.

Os vãos dos vertedouros com soleira livre ou controlados por comportas devem ter dimensões amplas, que reduzam o risco de obstrução por objetos flutuantes de grande dimensão, em especial quando as zonas da bacia hidrográfica

mais próximas do reservatório se apresentem significativamente florestadas.

O projeto dos vertedouros deve incluir (NPB, 1993):

- A justificativa da solução adotada, em função do tipo da barragem, das condições hidrológicas, topográficas, geológicas e geotécnicas do local, das vazões a serem descarregadas e dos condicionamentos impostos a essas vazões e à sua restituição a jusante;
- Os critérios, modelos e métodos de análise, utilizados no dimensionamento hidráulico, podendo ser considerada, quando a operação o permitir, a reserva adicional de um dado volume do reservatório para amortecer parte da cheia, e devendo ser tidos em conta os condicionamentos, quanto ao nível máximo permitido no reservatório;
- Os critérios, modelos e métodos de análise que presidiram ao dimensionamento dos vários elementos estruturais;
- As medidas para evitar ou controlar deteriorações ou obstruções que ponham em risco a estabilidade da obra;
- A descrição dos órgãos de obturação e regulação e justificativa das soluções adotadas.

Na **Figura 30** apresenta-se o modelo hidráulico utilizado no estudo do vertedouro de superfície e dos descarregadores de meio-fundo de uma barragem arco.



Figura 30. Modelo hidráulico utilizado no estudo do vertedouro de superfície e dos descarregadores de meio-fundo de uma barragem em arco.

Fonte: LNEC, EDIA / Banco de Imagens ANA

6.1.2 Disposições de projeto

Capacidade de descarga

Escoamento não controlado por comportas

A capacidade de descarga da soleira espessa do tipo WES, operando como vertedouro livre, pode ser calculada pela seguinte lei geral de vazão:

$$Q = C \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$$

Nesta expressão representa-se por: Q, a vazão descarregada (m³/s); C, o coeficiente de vazão; L, a largura efetiva do vertedouro (m); H, a carga sobre a crista (m); g, a aceleração da gravidade (m/s²).

Para vertedouros com paramentos de montante verticais, o coeficiente de vazão (C) não é influenciado pela profundidade do vertedouro (P) quando P > 2H. Nos casos em que P < 2H, verifica-se a influência da profundidade a montante, da inclinação da face de montante, da velocidade de aproximação e do grau de afogamento a jusante. O coeficiente de vazão, em ambos os casos, pode ser avaliado com base na bibliografia da especialidade, como, por exemplo, USBR (1973) e USACE (1988).

Para soleiras com perfis diferentes das do tipo WES, nomeadamente, em forma de labirinto, circular, ou leque, ou de forma irregular, as leis de vazão são diferentes da apresentada, devendo ser consultada a bibliografia especializada, relativa a esses tipos de vertedouros.

Escoamento controlado por comportas

Para vertedouros com comportas, a largura efetiva do vertedouro pode ser definida pela expressão:

$$L = L' - 2(Ka + n \cdot Kp) \cdot H$$

Nesta expressão, representa-se por: L, a largura efetiva (m); L', a largura geométrica útil (m); Ka, o coeficiente de contração das ombreiras; Kp, o coeficiente de contração dos pilares, podendo

esses coeficientes ser estimados com base nas indicações da bibliografia especializada; n , o número de pilares; e H , a carga sobre a crista (m).

A capacidade de descarga do vertedouro deve, se necessário, ser verificada em modelo físico.

A capacidade de descarga do vertedouro, quando operando com aberturas parciais (**Figura 31**), pode ser avaliada pela expressão

$$Q = C_d G_0 B \sqrt{2gh}$$

Nesta expressão, representa-se por: Q , a vazão descarregada (m^3/s); C_d , o coeficiente de descarga, que pode ser obtido na bibliografia especializada; G_0 , a abertura da comporta, definida como a distância mínima entre a borda da comporta e a soleira do vertedouro (m); B , a largura geométrica útil do vertedouro (m); h , a carga hidráulica sobre o centro do orifício (m).

O eixo e a viga de apoio (munhão) das comportas, representados na Figura 31, devem estar posicionados fora da linha da lâmina de água.

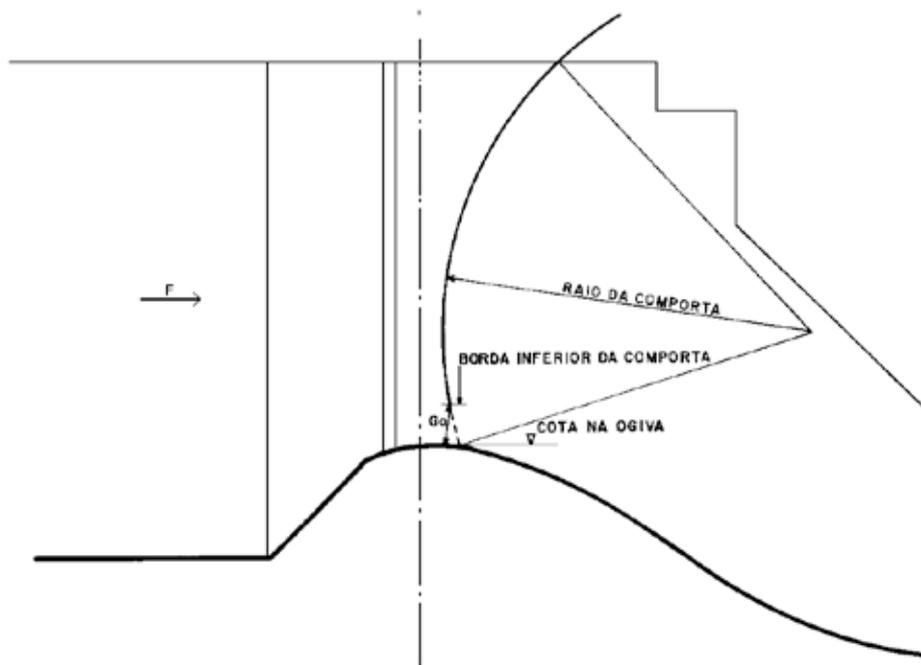


Figura 31. Eixo e viga de apoio das comportas.
Fonte: ELETROBRAS, 2003, Figura 3.2

A capacidade de descarga do vertedouro, para diferentes aberturas das comportas, deve ser, se necessário, verificada em modelo físico.

Localização das comportas

A localização das comportas sobre a soleira exerce influência direta sobre as pressões que se estabelecem, ao longo do perfil do vertedouro, para operação com aberturas parciais. A pressão mínima não deve ser inferior a -2,5 m de coluna de água e deve ser confirmada nos estudos em modelo físico, se necessário.

Se as comportas ensecadeiras forem posicionadas na região da crista da ogiva do vertedouro, devem ser verificadas as pressões imediatamente a jusante das ranhuras, tendo em vista a ocorrência de baixas pressões nessa região.

Calha do Vertedouro

Em vertedouros de concreto-gravidade, o perfil da calha pode ser definido pelas condições de estabilidade da estrutura.

Nos vertedouros de encosta, o perfil pode ser adaptado ao relevo local. A calha deve ser, em princípio, retilínea e de seção retangular. A declividade deve garantir um escoamento supercrítico e estável.

Eventuais variações de largura da calha, estreitamentos ou alargamentos, devem ser limitadas por inclinações de 1:3F, onde F é o número de Froude do escoamento.

É recomendável, eventualmente, a verificação hidráulica da calha em modelo físico.

Perdas de Carga

A estimativa das perdas de carga, ao longo da face de jusante do vertedouro, é necessária para se determinar a profundidade do escoamento, ao longo da calha, e pode ser importante para o projeto dos dispositivos de dissipação de energia.

6.2 DESCARREGADOR DE FUNDO

6.2.1 Aspectos gerais

Os descarregadores de fundo (ou descargas de fundo) permitem o rebaixamento do nível do reservatório, abaixo da crista do vertedouro, o que pode constituir uma importante medida de segurança (com especial enfoque no primeiro enchimento), assim como manter uma vazão a jusante (quando é imperativo para abastecimento, irrigação ou outros usos), e ainda a descarga de sedimentos finos, que se encontram depositados no reservatório na zona adjacente a montante.

No caso de barragens de concreto, é usual prever-se a sua instalação através do corpo da barragem, enquanto nas barragens de aterro, os descarregadores são túneis escavados no maciço de fundação ou nas margens, ou condutos preferencialmente instalados em trincheiras escavadas no maciço de fundação, e não incorporados no aterro.

Os descarregadores de fundo devem ser projetados de maneira a permitir a condução da água, através da barragem em condições de segurança com eficiência hidráulica elevada. O controle deve ser efetuado através de comportas ou válvulas de regulação. Na restituição a jusante, deve ser prevista a conveniente dissipação de energia e minimização dos efeitos erosivos.

Em barragens com altura superior a 15 m (quinze metros) e capacidade total do reservatório superior a 3.000.000 m³ (três milhões de metros cúbicos), em especial no caso de barragens com dano potencial alto, é recomendável a utilização de descarregadores de fundo (descargas de fundo), equipados com duas comportas ou válvulas, controladas por montante, uma funcionando como segurança e a outra destinada ao serviço normal de operação (RSB, 2007).

Do projeto do descarregador de fundo, devem constar (NPB, 1993):

- A justificativa das soluções adotadas para o número, localização, acesso e

dimensionamento desses órgãos, em função do tipo de obra, das vazões a descarregar e das condições topográficas, geológicas e geotécnicas do local;

- A justificativa das seções transversais correntes dos descarregadores de fundo, tendo em vista a acessibilidade para operações de manutenção e reparação;
- O cálculo do tempo necessário para o esvaziamento do reservatório;
- Os critérios, modelos e métodos de análise adotados para o dimensionamento estrutural desses órgãos;
- A descrição dos órgãos de obturação e regulação (comportas e válvulas) e justificativas das soluções adotadas;
- As soluções para a restituição das vazões a jusante em condições de segurança;
- As soluções para proteção das entradas (grades ou grelhas).

6.2.2 Disposições de projeto

Apresentam-se em seguida algumas disposições a atender no projeto e dimensionamento e dimensionamento dos descarregadores de fundo (ELETROBRAS, 2003).

Capacidade de descarga

A avaliação da capacidade de descarga pode ser efetuada, no caso de orifícios controlados por comportas e válvulas de regulação, pela expressão

$$Q = CA\sqrt{2gH}$$

Nesta expressão, representa-se por: Q, a vazão descarregada (m^3/s); C, o coeficiente de descarga, estimado com base nas indicações da bibliografia especializada; A, a área do orifício (m^2); e H, a diferença entre o nível de água a montante e o nível de água a jusante do dispositivo de controle (m).

A capacidade de descarga e as condições do escoamento devem ser verificadas, se necessário, em ensaios de modelo físico.

Formas de entrada

As formas de entrada da água devem proporcionar a aceleração progressiva e gradual do fluxo e terão, em geral, superfícies curvas contínuas, de preferência elípticas ou circulares, previstas para manter condições adequadas de pressão, ao longo das paredes.

As avaliações da distribuição das pressões devem apoiar-se na bibliografia especializada e, eventualmente, em estudos de modelos físicos. As condições de vorticidade devem ser verificadas ainda em fase de projeto e, eventualmente, em estudos de modelos físicos.

Devem ser evitadas pressões negativas que se traduzam em perigo de cavitação.

Ranhuras

A perturbação do fluxo produzida pelas ranhuras resulta em um abaixamento localizado da pressão, que deve ser verificada, devido ao risco de cavitação.

No caso de ranhuras retangulares e ranhuras com recesso na parede de jusante, o decréscimo de pressão deve ser avaliado, com base na bibliografia especializada. Ranhuras com recesso devem ser adotadas, se a pressão resultante for inferior à pressão atmosférica.

A necessidade de blindagem metálica na região da ranhura pode ser avaliada, em função do abaixamento de pressão. Pressões inferiores a -3,0 m de coluna de água indicam a necessidade de blindagem, que dependerá finalmente da frequência prevista para a operação.

Órgãos de proteção e operação

A necessidade de grades a montante dos descarregadores de fundo depende do tipo de controle previsto para o fluxo.

A inclusão de válvulas de regulação, do tipo jato oco (“Howell-Bunger”), exige cuidados semelhantes aos adotados para as tomadas de circuitos hidráulicos de geração de energia.

No caso do controle a montante ser feito por meio de comportas de segmento ou comportas deslizantes, a utilização de grades pode

ser dispensada. Controles intermediários, ou a jusante para esses tipos de comportas, devem prever grades fixas com abertura máxima inferior a 1/3 da mínima dimensão do conduto na seção das comportas.

Ventilação e aeração

A ventilação ampla do fluxo a jusante da sucção da comporta, ou válvula de controle, é fundamental para a segurança da operação e a redução dos riscos de regimes transitórios indesejáveis, pelo que se deve prever um duto de ventilação.

Deve ser também verificada a necessidade de utilização de dispositivos de aeração para evitar a cavitação.

6.3 ESTRUTURAS DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA

6.3.1 Aspectos gerais

O projeto das estruturas, visando a garantir a segurança da restituição efetuada pelos vertedouros, descargas de fundo e circuitos hidráulicos, deve incluir (NOB, 1993):

- A justificativa das soluções para a dissipação da energia, proveniente das descargas, e de proteção do leito e margens do curso de água a jusante contra erosões inconvenientes;
- A previsão das erosões e seu tipo para se poderem projetar as obras de proteção adequadas, em particular no pé de jusante da barragem;
- A definição das obras de proteção para evitar danos significativos na bacia de dissipação, nas margens e no leito do rio;
- Os critérios, modelos e métodos de análise que presidiram ao dimensionamento hidráulico e estrutural da restituição dos vários órgãos.

Soluções com bacias de dissipação por ressalto deverão ser utilizadas, sempre que não for possível a adoção do defletor em salto de esqui, para a restituição do fluxo do vertedouro ou para o descarregador de fundo a jusante.

Bacias de dissipação de energia do tipo *roller bucket* poderão constituir alternativa adequada, dependendo de avaliação técnico-econômica e de considerações sobre o maciço rochoso de fundação.

No dimensionamento hidráulico das bacias de dissipação, recomenda-se adotar soluções com base na experiência do U. S. Bureau of Reclamation e proceder à verificação dessas soluções, eventualmente, por ensaios em modelo físico.

6.3.2 Disposições de projeto

Apresentam-se, em seguida, algumas disposições de projeto e dimensionamento dessas estruturas (USBR, 1973; ELETROBRAS, 2003).

Bacias de dissipação por ressalto

As bacias de dissipação de energia por ressalto podem apresentar geometrias diversas e ser dotadas ou não de blocos, destinados a melhorar a eficiência da dissipação de energia.

A **Figura 32** ilustra uma bacia de dissipação do tipo II (USBR, 1973).

Nos casos mais comuns, as bacias apresentam seção transversal retangular e largura constante, incluindo:

- blocos de impacto, com o objetivo de quebrar a lâmina líquida e promover a dissipação da energia;
- soleira terminal, que contribui para fixar o ressalto no interior da bacia de dissipação de energia e reduzir o comprimento do ressalto;
- sempre que a velocidade do escoamento a montante o permita, blocos de impacto, que permitem reduzir substancialmente o comprimento do ressalto e, conseqüentemente, da bacia.

A profundidade da bacia deve ser dimensionada para a vazão de projeto, enquanto o seu comprimento pode ser otimizado para uma enchente de tempo de recorrência inferior à de projeto, admitindo-se a expulsão do ressalto para enchentes mais raras; os eventuais danos devem ser justificados por uma análise técnico-econômica.

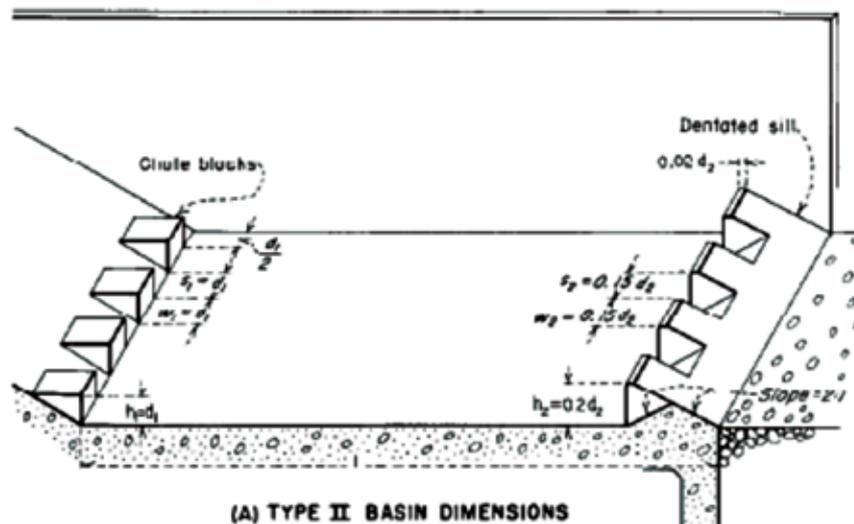


Figura 32. Bacia de dissipação do Tipo II.
Fonte: USBR, 1973

Bacias de dissipação do tipo *roller bucket*

A bacia do tipo *roller bucket* promove a formação de um turbilhão de grandes dimensões, de eixo horizontal, onde se verifica a dissipação de energia do escoamento (**Figura 33**).

O dimensionamento hidráulico dessas bacias, com ou sem dentes, pode ser efetuado com base na experiência do U.S. Bureau of Reclamation, podendo ser dispensáveis ensaios em modelo físico, desde que se verificarem as seguintes condições:

- não exista funcionamento prolongado com vazões próximas das de dimensionamento;
- a vazão específica seja inferior a 50 m²/s;
- a velocidade à entrada da concha seja inferior a 22 m/s.

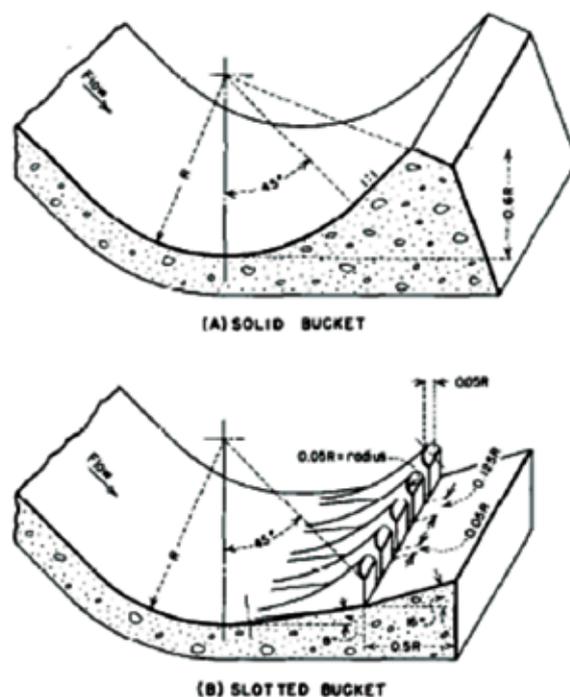


Figura 33. Bacia de dissipação do tipo *roller bucket*.
Fonte: USBR, 1973

Defletores em salto de esqui

Os defletores em salto de esqui constituem um sistema eficiente e econômico para a restituição das águas a jusante de vertedores e são recomendados quando as condições hidráulicas, topográficas e geológicas o permitirem.

A crista do defletor deve estar sempre situada acima do nível de máxima enchente a jusante do vertedouro, e a curvatura do defletor deve ser capaz de definir a orientação do jato efluente, correspondendo a um raio de curvatura entre 5 a 10 vezes a profundidade do escoamento.

O ângulo de saída do defletor com a horizontal deve ser escolhido de forma a:

- conciliar o lançamento do jato a uma distância suficiente para garantir a segurança da estrutura principal, com o interesse de se conseguir a expulsão do ressalto;
- ter boa definição do jato para vazões pequenas e a redução do ângulo de incidência do jato na bacia de lançamento.

Este ângulo de saída, em princípio, deve variar entre 10° a 20° , mas sua otimização pode ser objeto de ensaio em modelo físico.

A crista do defletor deve ser bem definida para minimizar a tendência de pressões negativas, imediatamente a montante da mesma. O ângulo entre a tangente à curva na crista e o parâmetro imediatamente a jusante não deve ser inferior a 40° . A distribuição das pressões ao longo da curva pode ser avaliada segundo métodos propostos na bibliografia especializada.

Bacia de lançamento

O interesse de se efetuar uma pré-escavação da bacia de lançamento, proveniente de um vertedouro com salto de esqui, e a extensão dessa pré-escavação, devem ser avaliados, com base na previsão da magnitude da fossa de erosão natural e das consequências dessa erosão.

As dimensões da fossa de erosão dependem das características hidráulicas do jato efluente e, especialmente, das características geométricas do maciço rochoso na região da bacia de lançamento.

A estimativa da erosão máxima produzida pela ação de jatos livres pode ser efetuada, por meio de fórmulas empíricas indicadas na literatura especializada (obtidas com base na observação de obras e/ou ensaios de modelos físicos ou instalações experimentais).

A realização de ensaios em modelo físico com fundo móvel, com material solto ou com material coesivo, permite uma avaliação mais segura das estimativas obtidas por meio de fórmulas empíricas.

6.4 TOMADAS DE ÁGUA

6.4.1 Aspectos gerais

A tomada de água destina-se a captar vazões do reservatório, devidamente controladas, podendo situar-se no corpo da barragem ou fora dele.

As tomadas de água devem ser dimensionadas, em conformidade com as condições locais, para satisfazer as finalidades que lhe estão atribuídas, tais como o abastecimento público e industrial, a irrigação e a produção hidrelétrica. Outros usos, menos frequentes, são o abastecimento de circuitos de refrigeração ou a manutenção de fluxos residuais no leito a jusante da barragem.

As tomadas de água podem ser dos tipos:

- através do corpo da barragem, no caso de barragens de concreto;
- em torre separada do corpo da barragem, com acesso por passadiço, muito frequente em barragens de aterro;
- em torre de tomada de água adjacente à barragem, no caso de barragens de concreto;
- em estrutura fundada numa das vertentes, frequentemente seguida de túnel;
- em estrutura flutuante, principalmente no caso de tomadas de água temporárias.

Ilustram-se nas figuras seguintes alguns casos de tomadas de água. Na **Figura 34** apresenta-se caso de uma tomada de água separada do corpo da barragem, com acesso por passadiço, numa barragem de aterro. Em barragens de

concreto, a **Figura 35** representa o caso de uma tomada de água em torre e, na **Figura 36**, o caso de tomadas de água numa das

vertentes, seguidas de túneis, de uma barragem de concreto.



Figura 34. Tomada de água em torre com acesso, por passadiço, à barragem de aterro. Barragem de Lucrécia, RN.

Fonte: Secretaria de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte, SEMARH-RN / Banco de Imagens ANA



Figura 35. Tomada de água em torre, adjacente à barragem de concreto. Barragem de Ribeiradio, Portugal.
Fonte: Coba, S.A. / Banco de Imagens ANA



Figura 36. Tomadas de água numa das vertentes seguida de túnel. Barragem do Baixo Sabor, Portugal.
Fonte: Coba, S.A. / Banco de Imagens ANA

No projeto da tomada de água devem constar (NPB, 1993):

- A justificativa da solução adotada, de acordo com as vazões a derivar, com a deposição de sedimentos, com o tipo de barragem e com as condições hidrológicas, topográficas, geológicas, sismológicas e geotécnicas do local;
- Os critérios, modelos e métodos de análise que presidiram aos dimensionamentos hidráulico e estrutural desse órgão;
- As soluções adotadas para a restituição das vazões;
- As soluções para proteção das entradas, nomeadamente, grades ou grelhas;
- As soluções adotadas para atender aos efeitos de instabilidade elástica, fendilhamento e vibrações provocadas pelo funcionamento dos equipamentos;
- As soluções para enchimento e esvaziamento dos condutos forçados.

6.4.2 Disposições de projeto

Apresentam-se, em seguida, algumas disposições que devem ser consideradas no projeto e dimensionamento das estruturas das tomadas de água (ELETROBRAS, 2003).

Geometria

A tomada de água deve ser projetada de forma a estabelecer uma aceleração progressiva e gradual do escoamento do reservatório à adução, evitando-se os fenômenos de separação do escoamento e minimizando-se as perdas de carga.

Para tomadas com carga menor que 30 m de coluna de água, a velocidade adotada na seção bruta das grades deve ser de 1,0 a 1,5 m/s. Para tomadas com carga maior que 30 m de coluna de água, a velocidade a considerar pode ser de 1,5 a 2,5 m/s.

Na seção das comportas, a velocidade máxima não deve ultrapassar 6 m/s.

Submergência mínima

Deve ser evitada a formação de vórtices com arrastamento de ar, sendo fixada a elevação do portal de entrada, em função da submergência mínima e reduzindo-se a circulação do escoamento na área da tomada. O grau de submergência requerido deve ser avaliado com base na bibliografia especializada.

A formação de vórtices desfavoráveis é muito influenciada pela circulação do escoamento no canal de aproximação. Assim, o critério de submergência mínima deve ser considerado apenas como uma estimativa preliminar para o projeto da tomada de água, podendo eventualmente ser, *a posteriori*, verificado em modelo físico.

Perdas de carga

As perdas de carga na tomada de água incluem a perda nas grades, contínua ao longo da entrada até a seção da comporta e nas ranhuras da comporta.

O cálculo das perdas de carga é dado pela expressão geral:

$$h_t = \sum_i K_i \frac{V^2}{2g}$$

Nesta expressão, representa-se por: h_t , as perdas de carga localizadas totais (m); V , a velocidade do escoamento na seção da perda de carga (m/s); g , a aceleração da gravidade (m/s^2); e K_i , os coeficientes de perda de carga localizadas nas diferentes singularidades (grades, entrada, ranhuras, etc.), obtidos com base em informações da bibliografia especializada. Em particular, o coeficiente de perda de carga nas grades é obtido em função da relação entre as áreas líquida e bruta das grades e guias, devendo ser considerado nos cálculos, por segurança, que a grade se encontra ligeiramente obstruída (em princípio, um valor da ordem de 20%).

Vibração das grades

O escoamento, ao passar através das grades, provoca vibrações das barras, de acordo com

a velocidade de aproximação, a espessura das barras da grade normal ao escoamento e o número de Strouhal (variável com as características da seção das barras e da relação entre o espaçamento e a espessura das barras). Essa frequência deve ser diferente (inferior a 1/3) da frequência natural das barras, a fim de se evitar fenômenos de ressonância, que possam provocar danos ou a própria destruição das grades.

A frequência natural das barras submersas (função das dimensões das barras e modo de fixação, além das características do aço e da água), bem como a frequência induzida pelo escoamento, podem ser estimadas com base na literatura especializada.

6.5 CIRCUITOS HIDRÁULICOS

Os circuitos hidráulicos variam de acordo com o fim a que se destinam, a saber, o abastecimento para consumo humano e industrial, a irrigação, ou a produção hidrelétrica.

Em geral, no abastecimento de água para consumo humano, industrial e irrigação, os circuitos hidráulicos são em conduto e/ou em canal de adução e, na produção hidrelétrica, em conduto forçado.

Apresentam-se, em seguida, algumas disposições gerais a considerar no projeto dos circuitos hidráulicos, com especial enfoque para os circuitos para a produção hidrelétrica (ELETROBRAS, 2003).

6.5.1 Canal de adução

O dimensionamento dos canais de adução deve apoiar-se em estudo técnico-econômico, objetivando a minimização da soma dos custos da estrutura e das perdas de carga.

Em princípio, a seção do canal deve ser dimensionada para a vazão máxima prevista, considerando o reservatório em seu nível mínimo operacional, e a inclinação do canal deve ser escolhida de forma a se ter um escoamento subcrítico (controlado por jusante).

A velocidade máxima deve ser da ordem de 2,5 m/s para canais escavados em rocha ou revestidos em concreto, e de 1,0 m/s para canais escavados em solo.

A altura do canal deve ser selecionada em função das alturas máximas de água esperadas, adicionando uma folga que não se recomenda inferior a 0,50 m.

As perdas de carga nos canais de adução (curvas de remanso) podem ser calculadas, utilizando a equação de Manning-Strickler:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

Nesta expressão, representa-se por: V, a velocidade média na seção (m/s); $R=A/P$, o raio hidráulico (m), sendo A, a área molhada (m²) e P, o perímetro molhado (m); I, a declividade do canal (m/m); e por n, representa-se o coeficiente de rugosidade (m^{-1/3}/s) (que pode ser obtido na literatura especializada, em função do tipo material do canal).

6.5.2 Conduto adutor

Os condutos adutores devem, também, ser dimensionados, com base em estudo técnico-econômico, objetivando a minimização da soma dos custos da estrutura e das perdas de carga.

Em princípio, os condutos adutores devem ser dimensionados para a vazão máxima prevista de projeto. As velocidades máximas do escoamento devem ser da ordem de 2,5 m/s para túneis não revestidos, de 3,0 m/s para túneis revestidos com concreto projetado e de 4,5 m/s para túneis revestidos com concreto estrutural.

No caso de condutos forçados para casas de força, o diâmetro do conduto deve, também, apoiar-se em estudo técnico-econômico, de modo a minimizar a soma do custo do conduto e do valor atualizado líquido da energia perdida para turbinamento, limitando-se as velocidades máximas a 7 m/s em condutos revestidos de concreto e 8 m/s em condutos de aço.

A perda de carga total ao longo dos circuitos hidráulicos inclui as perdas localizadas e as perdas contínuas.

As perdas de carga contínuas poderão ser calculadas por intermédio da fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Nesta expressão, representa-se por: h_f , a perda de carga contínua (m); L, o comprimento do conduto (m); V, a velocidade média do escoamento no conduto (m/s); g, a aceleração da gravidade (m/s²); f, o coeficiente universal de perda de carga, calculado pela expressão de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2\varepsilon}{D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right)$$

Sendo Re , o número de Reynolds e ε a rugosidade das paredes do conduto (m), obtida a partir da bibliografia especializada, em função do material do conduto;

As perdas de carga localizadas, decorrentes de singularidades (tais como curvaturas e contrações), obtidas a partir dos respectivos coeficientes K_i (indicados na bibliografia especializada), somam-se, de acordo com a expressão:

$$h_l = \sum K_i \frac{V^2}{2g}$$

Nesta expressão, apresenta-se por: h_l a perdas de carga localizadas (m); por K_i os respectivos coeficientes de perda de carga; e V, a velocidade média do escoamento (m/s).

Fenômenos transitórios podem ocorrer em escoamentos de diferentes tipos, mas são os que se verificam em escoamentos sob pressão (condutos forçados) que são, em regra, os mais comuns em circuitos de geração em barragens.

O golpe de aríete corresponde às rápidas oscilações da pressão, em torno da pressão normal, que se desenvolvem nos condutos sob pressão, quando ocorrem variações bruscas da vazão (fecho ou abertura da válvula da turbina).

Assim, o conduto forçado deve ser projetado, de modo a resistir, em cada seção:

- à pressão interna, correspondente ao máximo golpe de aríete positivo, causado pela interrupção da vazão na seção da válvula da turbina (que não deve ultrapassar 50% da carga estática do reservatório);
- à não ocorrência de pressões negativas em qualquer ponto do conduto, devido ao golpe de aríete negativo, causado pela abertura brusca das válvulas ou resultante da flutuação, que se segue ao golpe positivo.

As variações de pressão devido ao golpe de aríete são dadas por:

$$h_{max} = \frac{a\Delta V}{g}$$

Representando-se nesta expressão por h_{max} , a variação de pressão em altura de água (m); a, a celeridade da onda de pressão (m/s); ΔV , a diferença entre as velocidades do escoamento normal e correspondente à variação da vazão (m/s); e g, a aceleração da gravidade (m/s²).

Essas variações de pressão diminuem, quanto menor for a relação entre o tempo da variação da vazão e o tempo crítico do conduto forçado, definido como o tempo que a onda de pressão leva para percorrer todo o conduto, de comprimento (L), desde o dispositivo de fechamento até o reservatório, e retornar ao seu local de início, estimado por:

$$T_c = \frac{2L}{a}$$

Nesta expressão, representa-se por: T_c , o tempo crítico do conduto forçado (s); L, o

comprimento do conduto forçado (m); e a, a celeridade da onda de pressão (m/s).

O tempo de fechamento da turbina é, em geral, superior ao tempo crítico do conduto forçado, mas pode existir a possibilidade de um fechamento, a partir de uma abertura parcial, em um tempo praticamente igual ao tempo crítico. Assim, o golpe de aríete deve ser calculado, também, para fechamentos parciais, no sentido de definir a máxima sobrepressão a que o conduto poderá estar submetido.

A celeridade da onda de pressão varia em função das características geométricas e de deformabilidade do conduto forçado, e do tipo de material e do apoio no maciço rochoso, no caso de condutos enterrados.

No estudo do golpe de aríete podem ser usados métodos simplificados ou métodos computacionais de análise numérica.

Chaminé de equilíbrio

A diminuição do comprimento do conduto forçado com relação ao desnível do circuito, por meio da utilização de chaminé de equilíbrio, contribui para a redução do golpe de aríete no conduto e para atender às exigências da regulação de frequência dos grupos motores.

A utilização de chaminé de equilíbrio deve ser adotada, se o correspondente efeito de redução do golpe de aríete resultar em uma alternativa “circuito hidráulico de adução - turbina” mais econômica, ou para atender as limitações de sobrevelocidade exigidas pela regulação dos grupos.

A chaminé deve ser dimensionada para a hipótese de rejeição rápida da vazão máxima, correspondente ao desligamento total do sistema, quando em plena carga, para os níveis máximo normal (oscilação positiva) e mínimo normal (oscilação negativa) do reservatório.

O dimensionamento para manobras de admissão de água será definido, em função de:

- No caso de uma usina isolada ou estação de bombeamento, ou atendendo mais do que 40% do sistema, o dimensionamento deve

prever a abertura rápida de zero à plena vazão, considerando o nível mínimo normal do reservatório;

- No caso de usina em sistema interligado, responsável por menos de 40% da carga, o dimensionamento deve prever a abertura rápida de 50 a 100% da vazão máxima, considerando o nível mínimo normal do reservatório.

Operação em sistema interligado

Os problemas relativos ao golpe de aríete e à regulação da frequência dos grupos turbina-gerador são complexos, com repercussões econômicas conflitantes e difíceis de avaliar.

Em geral, quanto maior a inércia do grupo, melhor a estabilidade do sistema e as condições de regulação. No entanto, um acréscimo de inércia, com relação ao mínimo exigido pelas características da máquina, representa um aumento de custo (do próprio gerador, de construção civil e dos equipamentos de carga e manuseio).

Circuitos hidráulicos mais curtos, resultantes de uma chaminé de equilíbrio, correspondem a menores golpes de aríete e menor necessidade de inércia girante para uma dada especificação de constância da frequência.

Aos golpes de aríete estão ligadas sobrevelocidades decorrentes do excesso momentâneo de energia hidráulica resultante da maior queda, com o correspondente prejuízo para as condições de regulação.

Em grandes turbinas de baixa queda com condutos forçados curtos, o tempo de fechamento do distribuidor pode ser limitado pela condição de não ruptura da coluna de água no tubo de sucção. Fechamentos muito rápidos podem, neste caso, resultar no rompimento da coluna de água, ao qual se segue um golpe positivo de pressão que age sobre a turbina e as pás diretrizes, a partir de jusante.

Essas situações devem ser analisadas cuidadosamente na fase de projeto, sendo que para tal deve-se recorrer à literatura especializada.

6.5.3 Equipamentos de regulação de vazões e de obturação

O projeto dos equipamentos para regulação de vazões e obturação dos órgãos extravasores e de operação deve incluir:

- A justificativa dos equipamentos de regulação e de obturação adotados, em função do tipo da barragem a que se destinam e das características do local onde vão atuar, bem como a indicação das leis de abertura e fechamento das comportas;
- As infraestruturas que garantam um fácil acesso aos mecanismos de manobra dos equipamentos de obturação e regulação, devendo, em particular, ser garantido o acesso a estruturas situadas no reservatório, que contenham tais mecanismos por meio de passadiços;
- A previsão de situações de funcionamento para cenários de incidente e acidente, tais como avarias, bloqueios, dificuldades de acesso e rupturas de comportas.

6.5.4 Canal de fuga

O dimensionamento do canal de fuga deve ser feito com base em estudo econômico, comparando as perdas na geração com os custos de escavação. Nesses estudos considera-se, em geral, uma velocidade máxima da ordem de 2 m/s.

A influência de eventuais oscilações do nível de água, decorrentes do escoamento do vertedouro, deve, eventualmente, ser analisada em modelo físico.

6.6 OUTROS PROBLEMAS HIDRÁULICOS

Na operação de barragens ocorrem, ainda, por vezes, outros problemas hidráulicos, a saber: ondas estacionárias de frente abrupta; emulsão de ar; e erosões, em especial por cavitação e abrasão por sólidos.

Apresenta-se, em seguida, uma breve descrição desses problemas, devendo ser consultada a literatura especializada para um desenvolvimento mais aprofundado.

6.6.1 Ondas estacionárias de frente abrupta

As ondas estacionárias de frente abrupta, também designadas por ondas transversais oblíquas, são perturbações que ocorrem nos escoamentos em regime supercrítico, devido a alterações da seção transversal do canal (ICOLD, 1992, **Figura 37**).



Figura 37. Formação de ondas estacionárias de frente abrupta na barragem de Itaipu. Vista lateral e vista de montante.
Fonte: SBB, Engenharia / Banco de Imagens ANA

Tais alterações podem decorrer de pilares inseridos na soleira descarregadora e de variações de alinhamento das paredes da calha vertedora. As variações de alinhamento devem ser evitadas ou minoradas, mas a inserção de pilares é indispensável em vertedores com comportas.

O aparecimento dessas ondas, cuja posição se mantém, no caso de regimes permanentes (escoamentos com vazão constante em cada seção), pode introduzir variações significativas da altura do escoamento e distribuições transversais de vazão não uniformes, que devem ser consideradas no dimensionamento da altura das paredes da calha vertedora e dos órgãos de dissipação de energia a jusante.

O estudo desse tipo de ondas e das soluções para a sua atenuação é, geralmente, efetuado por meio de ensaios em modelos físicos. Nesses ensaios, pode ser estudada a geometria do vertedouro, que conduza à atenuação das ondas, que mais condicionam as alturas das paredes das calhas vertedoras, bem como a distribuição transversal da vazão, embora não seja possível a total eliminação dessas ondas para todos os valores da vazão.

6.6.2 Emulsionamento de ar

O emulsionamento de ar pode ocorrer em escoamentos com velocidade elevada, ao longo de calhas vertedoras. Devido à intensidade da turbulência gerada, ocorrem, ocasionalmente, velocidades com direção e magnitude que permitem a projeção de gotas de água que, ao cair, arrastam bolhas de ar para o seio do escoamento.

Para que a intensidade de turbulência necessária ao aparecimento desse processo ocorra, é necessário que a camada-limite do escoamento (zona do escoamento perturbada pela fronteira sólida) se desenvolva, passando a ocupar toda a altura do escoamento (afloramento da camada-limite). A partir daí, pode iniciar-se o processo de emulsionamento de ar, sendo o regime uniforme (escoamento em que a quantidade de ar emulsionado iguala a quantidade de ar libertado) atingido mais a jusante, após ocorrência de uma zona de transição (**Figura 38**).

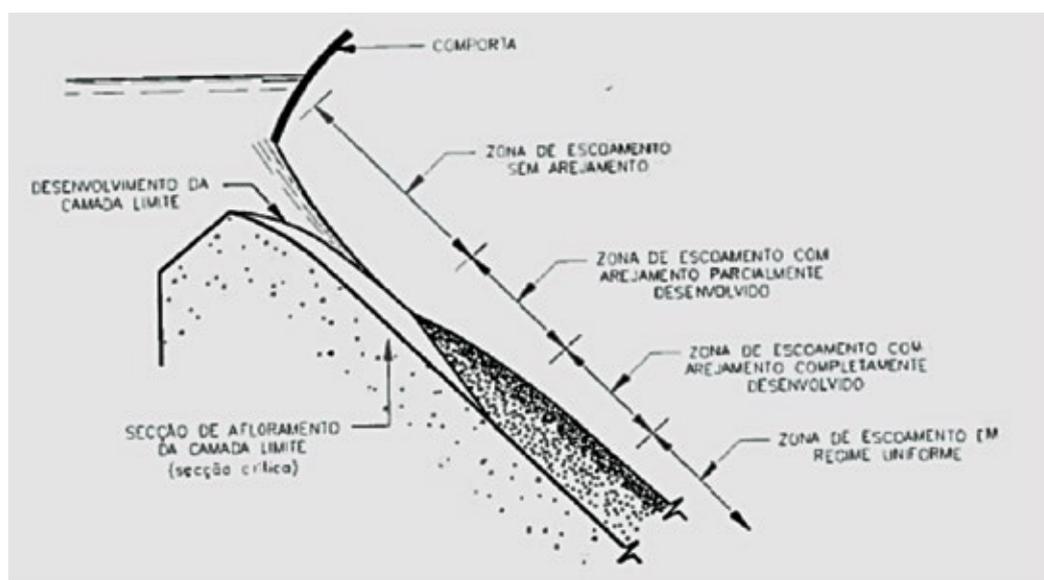


Figura 38. Regimes de escoamento a jusante de uma comporta.
Fonte: INAG, 2001

O afloramento da camada-limite pode não ocorrer numa mesma seção para toda a largura transversal do vertedouro, devido às irregularidades da superfície e a eventuais singularidades, como é o caso dos pilares das comportas.

O escoamento em regime uniforme pode também não ser atingido, caso o vertedouro não apresente comprimento suficiente.

O emulsionamento de ar tem como principal inconveniente o aumento da altura do escoamento e o conseqüente aumento da altura das paredes da calha vertedora. No entanto, o cálculo das alturas de água em vertedores é frequentemente efetuado de modo simplificado, considerando apenas o escoamento de água, sendo posteriormente adotada uma folga, para ter em consideração o emulsionamento de ar, além de outros aspectos. No caso de obras especialmente importantes, pode recorrer-se à literatura especializada para estimar a quantidade de ar emulsionado e a correspondente altura de escoamento.

6.6.3 Erosão por cavitação

A cavitação em escoamentos de líquidos consiste na formação e subsequente colapso de cavidades ou bolhas preenchidas com vapor. Essas bolhas formam-se nas zonas do líquido em que a pressão local desce até atingir a tensão do vapor, e o seu colapso tem lugar quando são transportadas para zonas em que a pressão local é superior à tensão do vapor.

O colapso das bolhas dá origem à criação de pressões localizadas muito elevadas de que resultam flutuações de pressão, acompanhadas de vibração e ruído. Quando este colapso tem lugar junto das superfícies das paredes que limitam o escoamento, estas ficam submetidas a forças dinâmicas localizadas, de grande intensidade e frequência, que podem originar a erosão do concreto.

O aspecto típico das superfícies de concreto erodidas pela ação da cavitação é o de uma superfície esponjosa, devido ao arranque e à fratura de elementos dos agregados (**Figura 39**).



Figura 39. Exemplo de cavitação no concreto por tipo jato cavitante.
Fonte: SBB, Engenharia / Banco de Imagens ANA

Nos órgãos extravasores, de segurança de barragens, a diminuição local da pressão resulta, mais frequentemente, de flutuações turbulentas de pressão, provocadas por vórtices originados por descontinuidades das superfícies. Essas descontinuidades podem estar associadas a:

- irregularidades das superfícies que definem as fronteiras do escoamento, resultantes de deficiente desempenamento dos moldes, ou da presença de pedaços de argamassa, incrustações de carbonato de cálcio, armaduras saídas do concreto ou fissuras;
- a elementos estruturais, tais como ranhuras, juntas de dilatação, blocos de queda e de amortecimento em bacias de dissipação de energia e blocos dispersores de saltos de esqui de saída.

São relativamente numerosos os casos em que o concreto das superfícies dos órgãos de segurança de barragens têm sofrido danos, mais ou menos importantes, por ação da cavitação. Em especial, por exemplo, tem-se a erosão nos blocos de queda e de amortecimento de bacias de dissipação (principalmente os últimos), bem como nos blocos dispersores de saltos de esqui.

O estágio e os efeitos de cavitação são previsíveis, através do valor que assume o parâmetro de cavitação, dado por

$$\sigma = \frac{p - p_v}{V^2 / 2g}$$

Nesta expressão, representa-se por: σ , o parâmetro de cavitação (adimensional); p , a pressão absoluta num ponto fora da cavitação, expressa em altura de água (m); p_v , a pressão do vapor no interior das bolhas, que usualmente se toma igual à tensão do vapor de água à temperatura a que esta se encontra, expressa em altura de água (m); V , a velocidade do escoamento (m/s); e g , a aceleração da gravidade (m/s²).

O valor crítico do parâmetro σ , a partir do qual se verifica o início da cavitação em diversas estruturas hidráulicas, e para diferentes situações de funcionamento, pode ser encontrado na literatura especializada e/ou pode ser obtido em ensaios de modelos físicos.

Os tipos de irregularidades das superfícies de concreto suscetíveis de provocar erosão por cavitação e as zonas a jusante das irregularidades, em que esta se verifica, são indicadas na **Figura 40**.

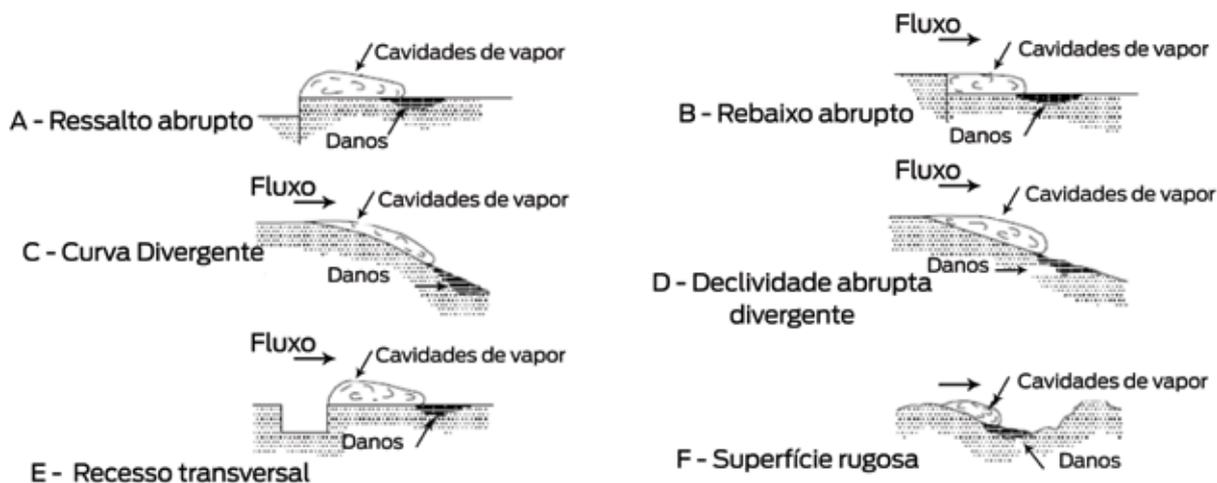


Figura 40. Tipos de irregularidades de superfícies de concreto e zonas de erosão por cavitação.
Fonte: INAG, 2001

A medida mais frequente para proteção das superfícies de concreto dos órgãos de descarga, submetidos a escoamentos em superfície livre com velocidades elevadas, contra a erosão por cavitação provocada por irregularidades, tem sido a adoção de especificações rigorosas para o acabamento dessas superfícies.

Por exemplo, as especificações para acabamento das superfícies de concreto adotadas pelo USBR (USBR, 1984) estabelecem que:

- os ressaltos (degraus) ou rebaixos (depressões) sejam limitados a 3,2 mm e a 6,4 mm, respectivamente, dependendo se a superfície é executada com forma, ou não, e se a irregularidade é transversal ou no sentido do escoamento;
- quando a irregularidade se localiza a jusante de uma comporta, ela deve ser totalmente removida;
- todas as irregularidades não aceitáveis devem ser removidas ou reduzidas a uma dimensão adequada por meio de esmerilhamento em chanfro. As declividades devem ser inferiores a (20H:1V), (50H:1V) e (100H:1V) para velocidades de (12 a 27) m/s, (27 a 36) m/s e maiores que 36 m/s, respectivamente.

As condições acima referidas são, muitas vezes, difíceis de executar em obra.

Para os trechos mais vulneráveis das superfícies, podem ser utilizados materiais mais resistentes, tais como concretos especiais (em substituição a blindagens em aço, até recentemente considerada por alguns especialistas a melhor solução construtiva, embora de alto custo e impraticável em superfícies de grande área). No entanto, considerando as dificuldades executivas de concretos especiais em grandes áreas, a alternativa frequentemente mais adequada e mais econômica é a aeração da veia líquida.

A aeração consiste na criação de uma descontinuidade (ranhura, defletor ou degrau) na soleira ou na parede que origina, sob a lâmina líquida em escoamento, uma cavidade posta em contato com a atmosfera, para o qual o ar é aspirado. Esse ar, depois de arrastado para o interior do escoamento, amortece o efeito de

colapso das bolhas, evitando ou reduzindo a erosão por cavitação.

Nos trechos dos órgãos de descarga com escoamento em pressão, a erosão por cavitação pode ser evitada, em muitos casos, mediante a fixação de seção transversal adequada para o conduto. Aumentando-se a seção do conduto, reduz-se a velocidade e, conseqüentemente, aumenta-se a pressão. Esses aspectos conjugam-se no sentido favorável do não aparecimento da cavitação.

6.6.4 Abrasão por sólidos

A ação repetida de blocos de rocha, ou areias, conduzidos pelo escoamento contra as superfícies do concreto, pode originar a abrasão dessas superfícies. No caso de bacias de dissipação de energia por ressalto, pode ser verificada a abrasão das soleiras e muros, devido a elementos sólidos que se podem introduzir nas bacias por efeito de correntes de retorno a jusante ou por deslizamento, a partir das encostas laterais (pelo que, para prevenir tal ocorrência, são necessárias bermas adequadas, por detrás dos muros laterais).

A abrasão também pode ser verificada em dissipadores de energia do tipo *roller-bucket*, perante uma distribuição do caudal não uniforme em largura (devido a aberturas assimétricas de comportas) que provoque correntes de retorno.

A abrasão do concreto pode ainda ocorrer em estruturas de outros órgãos extravasores e de operação, tais como em vertedores e descarregadores de fundo, especialmente durante as cheias, devido à ação dos sedimentos, provenientes de reservatórios operados a “fio-de-água”.

O controle dessas erosões pode ser feito por proteção do concreto por meio de argamassas, pinturas à base de resinas epóxi, concreto com fibras de aço, ou a utilização de impregnação de polímeros.

Observa-se ainda que as superfícies de concreto atacadas por abrasão apresentam-se, em geral, lisas, diferente do aspecto característico esponjoso que apresentam as superfícies erodidas por cavitação.

7 RESERVATÓRIO E ÁREA A JUSANTE

7.1 ASPECTOS GERAIS

A planta do reservatório, em uma escala adequada, bem como o cálculo das superfícies inundadas e dos volumes armazenados e o traçado das curvas respectivas, devem ser incluídos no projeto, assim como:

- Os limites da zona de proteção do reservatório e os condicionamentos a observar na construção de edifícios, no estabelecimento de indústrias e no exercício de atividades nessa zona;
- As utilizações secundárias compatíveis com as finalidades principais do reservatório e as condições em que podem ser exercidas;

- O impacto produzido pelo reservatório nos seus variados aspectos, designadamente ambiental, ecológico, climático, hidrológico e histórico-cultural;
- O corte de árvores e desmatamento da área do reservatório;
- Os requisitos relativos às características da água do reservatório.

Na **Figura 41** apresentam-se, como exemplo, as curvas de áreas inundadas e de volumes armazenados de um reservatório.

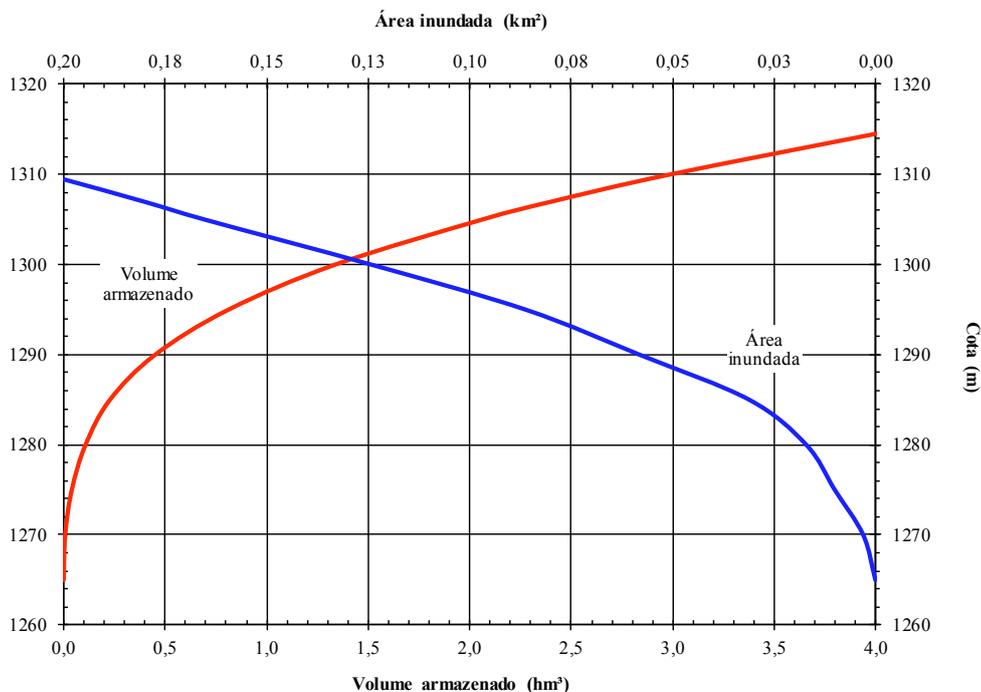


Figura 41. Exemplo de curvas de áreas inundadas e volumes armazenados de um reservatório.
Fonte: COBA, S.A.

Os estudos hidrológicos indicados no item 3.2 devem abranger a área do reservatório e, com especial atenção, as formações mais permeáveis, solúveis ou erodíveis, de modo a permitir fazer uma previsão das vazões perdidas por infiltração, inclusive para vales colaterais, e tomar as medidas necessárias para evitar ou diminuir essas perdas.

O projeto deve ainda incluir estudos relativos ao reservatório e à área a jusante, tais como:

- A estabilidade das margens, incluindo medidas de drenagem, aplicação de tirantes ou chumbadores, e desmonte de blocos de rocha ou de zonas instáveis, que se considerem necessárias para garantir a segurança;
- O perfil da linha de água, quer a montante quer a jusante da seção da barragem;
- O assoreamento do reservatório, com base na avaliação da quantidade de materiais sólidos transportados pela água em suspensão e por arrastamento;
- O regime de ventos, visando a avaliação das ondas e fixação da borda livre;
- A previsão das perdas por evaporação.
- O comportamento do lençol freático no entorno do reservatório e, se necessário, monitoramento em locais onde existirem bens a serem atingidos.

Alguns aspectos a se ter em conta na elaboração destes estudos são em seguida indicados (ELETROBRAS, 2003).

7.2 ESTUDOS DE REMANSO

O estudo do perfil da linha de água a montante da seção da barragem deve ser efetuado, visando definir a área de inundação do reservatório, as interferências sobre obras existentes e as condições de escavação do canal de restituição de eventuais usinas nas extremidades superiores do reservatório.

O estudo do perfil da linha de água a jusante visa a verificação da extrapolação da curva-chave do canal de restituição.

O estudo deve ser efetuado admitindo valores da rugosidade do leito e das margens estimados, com base na literatura especializada (que devem ser posteriormente aferidos, a partir de perfis ou níveis de água medidos no próprio rio, para condições de vazão conhecidas) e resolvendo numericamente a equação das curvas de remanso.

O espaçamento das observações linimétricas e dos levantamentos das seções topobatimétricas deve ser definido para cada caso.

7.3 ESTUDOS DE VIDA ÚTIL DO RESERVATÓRIO

Quando o assoreamento não permite uma operação adequada do reservatório, a sua vida útil pode ser considerada terminada.

Além da perda da capacidade do reservatório, a deposição de sedimentos dificulta a navegação, origina deslocamento da área de remanso para montante e enchentes mais frequentes e, ainda, uma redução gradual da geração de energia; dificuldades de operação da tomada de água, das válvulas de descarga e das comportas; e danos nas turbinas, por abrasão.

Apresenta, ainda, efeitos ecológicos de erosão nas margens dos reservatórios, erosão do depósito formado e efeitos a jusante da barragem.

Os estudos devem apoiar-se num conjunto de informações obtidas, tais como:

- pelo levantamento das condições de erosão da bacia hidrográfica (uso do solo, desmatamento, tipo e cobertura do solo, inclinação das encostas, etc.), bem como dos postos sedimentométricos existentes ou desativados;
- pela análise dos estudos existentes sobre o tema, para a bacia, e pela coleta de dados hidrológicos e sedimentológicos necessários (séries de vazões líquidas e de descarga sólida total, granulometria do sedimento em suspensão e do leito, etc.).

Os diferentes estudos que poderão ser efetuados incluem:

- estimativas do tempo de assoreamento do reservatório (total e do volume morto);
- avaliação das alturas de depósito no pé da barragem e na soleira da tomada de água, bem como a distribuição de sedimentos no reservatório para períodos de tempo considerados adequados;
- curvas cota x área x volume (Figura 41) originais e com o reservatório assoreado, para vários períodos de tempo, e porcentagem de assoreamento no reservatório para os mesmos períodos;
- quantidade de sedimento depositado no volume para controle de cheias;
- declividade da camada de topo e da camada frontal do depósito do delta adjacente à barragem;
- efeitos das grandes enchentes e o transporte de sedimentos;
- previsão dos efeitos de erosão no canal de jusante da barragem e efeitos ambientais decorrentes;
- remanso do reservatório, considerando o sedimento depositado.

Para o controle do assoreamento de reservatórios podem ser adotadas medidas preventivas, caso o assoreamento seja um problema, dentro do dobro do tempo da vida útil econômica do aproveitamento, assim como medidas corretivas.

As medidas preventivas poderão ser efetivadas, prevendo-se descarregadores de fundo e desarenadores, adequadamente posicionados. O controle corretivo do assoreamento é feito na fase de operação do aproveitamento.

A manutenção da vegetação ciliar do reservatório e dos cursos de água, bem como o reflorestamento e o manejo adequado de solos na agricultura da bacia hidrográfica a montante, além de outras medidas, são muito importantes para o controle do assoreamento do reservatório.

7.4 QUALIDADE DA ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO

A qualidade da água contida num reservatório não é uniforme em profundidade, verificando-se uma estratificação térmica, que corresponde a uma estratificação densimétrica e, também, a uma estratificação da qualidade da água.

De um modo geral, podem ser consideradas nos reservatórios três zonas na distribuição de temperaturas em profundidade, designadamente: uma zona superior (15 a 20 m), onde se faz sentir a influência da luz solar e do ar à superfície (epilímnio), uma zona intermediária de transição (metalímnio); e a zona inferior do fundo do reservatório, onde a influência da luz solar e do ar é praticamente inexistente (hipolímnio).

Na zona superior do reservatório, a temperatura da água acompanha, aproximadamente, as variações sazonais da temperatura do ar, e a água apresenta boa qualidade, devido à aeração a partir da superfície, à elevada concentração de oxigênio dissolvido, à sedimentação das partículas em suspensão, à baixa carga bacteriana, em resultado da penetração da luz solar.

Na zona intermédia, verifica-se uma apreciável variação da temperatura, bem como a redução da velocidade de sedimentação das partículas em suspensão, o que origina um aumento da carga orgânica e de bactérias e uma acentuada redução do oxigênio dissolvido, diminuindo, portanto, a qualidade da água.

Na zona inferior, junto ao fundo do reservatório, não se verificam, praticamente, significativas variações sazonais da temperatura, e não existem condições de reaeração para reposição do oxigênio consumido pela decomposição da matéria orgânica, pelo que os teores de oxigênio são bastante baixos, e a água não tem qualidade adequada para abastecimento público.

Assim, no caso de a água a ser captada se destinar ao abastecimento humano, é conveniente ou mesmo necessário que a captação se efetue na zona superior do reservatório. Para assegurar esta possibilidade, no caso de reservatórios

de maior profundidade, devem ser previstas tomadas de água em diferentes níveis, de modo a que, em qualquer época do ano, se possa captar água com adequada qualidade.

7.5 CADASTRO DA ÁREA DO RESERVATÓRIO

O cadastro da área do reservatório deve ser incluído no projeto, de modo a fornecer os elementos necessários para avaliar o custo das desapropriações, especialmente no caso de se prever a necessidade de reassentamento de populações afetadas.

Do cadastramento, devem constar os seguintes elementos:

- Rede de comunicações (viária), com as respectivas obras de arte (pontes, viadutos, etc.);
- Equipamentos sociais, tais como, escolas, hospitais, quartéis, serviços públicos, igrejas e cemitérios;
- Ocupação agrícola ou industrial;
- Ocupação populacional, isto é, povoações, habitações e outros bens imóveis.

7.6 ÁREA INUNDÁVEL EM CASO DE RUPTURA E PLANEJAMENTO DE EMERGÊNCIA

O projeto deve conter o estudo da área inundável a jusante, em caso de ruptura da barragem, considerando a hipótese de ruptura mais provável, súbita ou progressiva, parcial ou total.

O estudo deve também incluir a caracterização do vale a jusante, de modo a permitir a definição da classe de dano da barragem. Essa definição deve ser feita de acordo com a Resolução do CNRH nº 143/2012, que estabelece critérios gerais de classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e pelo seu volume, em atendimento ao Art. 7 da Lei nº 12.334/2010.

No caso das barragens de dano potencial associado alto e/ou se a entidade fiscalizadora o determinar, o projeto deve incluir o plano de ação de emergência a ser desenvolvido, de acordo com o *Guia de Orientação e Formulários dos Planos de Ação de Emergência*.

8 CONTROLE DE SEGURANÇA

8.1 ASPECTOS GERAIS

O controle da segurança estrutural, ao longo da vida de uma barragem, compreende o conjunto de medidas a tomar, com a finalidade de conhecer bem o estado da barragem, de modo a detectar eventuais anomalias de comportamento em tempo útil para intervir eficazmente e corrigir a situação ou, pelo menos, evitar as mais graves consequências.

O controle da segurança estrutural inicia-se na fase de projeto e prossegue ao longo da vida da obra, incluindo a realização de inspeções de segurança, de ensaios e de monitoramento do comportamento ao longo do tempo, bem como a análise e interpretação dos resultados obtidos e a avaliação das condições de segurança da barragem. A realização de ensaios e o monitoramento do comportamento apoiam-se numa adequada instrumentação da barragem.

O Plano de Monitoramento e Instrumentação deve ser elaborado na fase de projeto, sendo detalhado e complementado, à medida em que se forem obtendo novas informações sobre a obra e seu comportamento. Esse plano será implementado na fase de construção, de modo a poder controlar eficazmente o comportamento, durante o primeiro enchimento do reservatório e ao longo da vida da barragem.

O primeiro enchimento do reservatório é uma das etapas da vida da barragem muito relevante do ponto de vista da segurança, como evidenciado pela experiência, devendo, portanto,

o controle de segurança ser feito com especial cuidado nessa fase.

O Plano de Monitoramento e Instrumentação deve ser reavaliado nas Revisões Periódicas de Segurança da barragem e convenientemente adaptado, sempre que necessário.

O monitoramento e instrumentação das barragens, além de contribuir de forma muito importante para o controle das condições de segurança dessas estruturas (permitindo detectar antecipadamente qualquer eventual anomalia que possa comprometer o seu desempenho ou ameaçar a sua estabilidade), possibilita também a obtenção de informação do maior interesse sobre a aferição dos modelos de comportamento das barragens, com vantagens para a identificação de aspectos que necessitem de estudos e investigações adicionais, e mesmo para o projeto de outras obras.

8.2 PLANO DE MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO

O Plano de Monitoramento e Instrumentação inclui disposições sobre a definição das grandezas a monitorar e sobre os instrumentos a instalar na barragem para esse monitoramento, devendo ser:

- Devidamente justificada a seleção das grandezas a monitorar, associadas às ações, às propriedades das estruturas e aos efeitos que caracterizam o seu comportamento, bem como às eventuais consequências desses efeitos;

- Elaboradas as especificações dos instrumentos a serem instalados e respectivos acessórios utilizados na realização das leituras, incluindo os cuidados em sua instalação e utilização (devendo indicar-se de forma clara, por meio de plantas e seções apropriadas, a localização e os detalhes de instalação dos instrumentos);
- Estabelecidos os procedimentos de coleta, validação, registro e transmissão dos dados e resultados aos responsáveis pela sua análise e interpretação;
- Indicada a frequência de leituras a efetuar nas diferentes fases de vida da barragem, em condições normais de operação;
- Estabelecidos os procedimentos gerais, relativos à manutenção dos instrumentos.

Deve ser estabelecido o esquema de comunicações, assim como os procedimentos relativos ao monitoramento, no caso de eventos extremos.

Devem também ser dadas indicações sobre as qualificações dos técnicos encarregados da instalação, utilização e manutenção dos instrumentos colocados na barragem.

Nos itens seguintes, desenvolvem-se alguns aspectos relativos às atividades de monitoramento e instrumentação de barragens de aterro e de concreto. Informações complementares, relativas a essas atividades, podem ser obtidas nas “Diretrizes para a Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens” deste Manual (Volume VII).

8.2.1 Grandezas a serem monitoradas

Tipo de grandezas

As grandezas a serem monitoradas devem ser definidas de acordo com as características da barragem, tais como com os materiais (aterro, concreto, maciço de fundação), mas também com suas dimensões e com os principais cenários de deterioração, associados à sua construção e operação.

Podem ser consideradas grandezas os aspectos mensuráveis enumerados a seguir, de acordo com o que se quer caracterizar:

- As principais ações — os níveis da água a montante e a jusante da barragem, as temperaturas do ar no local da barragem e da água do reservatório, as quantidades de precipitação e, em algumas obras, as vibrações provocadas por sismos, assim como as características químicas da água do reservatório;
- As propriedades das estruturas e os respectivos materiais da barragem e da fundação — a deformabilidade e a resistência, a permeabilidade, a difusibilidade e o coeficiente de dilatação térmica, entre outros;
- Os efeitos diretos das ações — os fluxos de percolação, subpressões, pressões intersticiais (poropressões), temperaturas do concreto, pressões estáticas e dinâmicas da água, bem como os efeitos associados ao comportamento estrutural da barragem e sua fundação, tais como deslocamentos absolutos, horizontais e verticais, deslocamentos angulares, deslocamentos diferenciais entre os bordos de juntas e fendas, deformações e tensões, resposta a ações dinâmicas.

A observação das grandezas associadas às ações, assim como os deslocamentos, subpressões e vazões de infiltração são, em geral, importantes para os diferentes tipos de barragens.

Para as barragens de concreto é também importante a observação das temperaturas no concreto, devido às variações da temperatura ambiental e, na fase de construção, decorrentes do calor de hidratação do cimento (podendo originar fissuras de origem térmica), assim como o monitoramento de deslocamentos relativos das juntas entre os diferentes blocos. Nas barragens de aterro há, em geral, interesse no monitoramento de recalques e das poropressões no interior do aterro.

As grandezas a serem monitoradas em barragens de aterro e de concreto, respectivamente, assim como os instrumentos mais comuns para sua medição, estão sintetizadas no **Quadro 19** e no **Quadro 20** (ELETROBRAS, 2003).

Quadro 19. Barragens de aterro. Grandezas a monitorar.
(Adaptado de ELETROBRAS, 2003, Tabela 14.2)

Grandeza	Instrumentos mais comuns	Tipo de Estrutura			
		Terra / Enrocamento	Enrocamento com face de concreto	Terra	Terra com galeria enterrada
Pressões neutras no aterro (poropressões)	Piezômetros hidráulicos, pneumáticos e elétricos	X	X	X	X
Recalques do aterro	Medidores de recalque Inclinômetros	X	X	X	X
Deslocamentos superficiais (planialtimétricos)	Marcos geodésicos	X	X	X	X
Subpressões na fundação	Piezômetros de fundação	X		X	X
Vazões de percolação	Medidores de vazão	X	X	X	X
Materiais sólidos carregados pelas águas de percolação	Medidores de turbidez	X	-	X	X
Pressões totais e poropressões nas interfaces	Células de pressão total e piezômetros hidráulicos, elétricos ou pneumáticos	X	-	X	X
Deslocamentos diferenciais da junta perimetral	Medidores triortogonais de juntas	-	X	-	-
Deslocamentos entre lajes na região das ombreiras	Medidores de juntas	-	X	-	-
Tensões internas no concreto	Extensômetros e deformímetros	-	X(*)	-	-
Deflexão da laje de montante	Eletronível	-	X	-	-
Tensões na interface solo-concreto da galeria	Células de pressão	-	-	-	X
Recalques ao longo da galeria	Extensômetros de fundação	-	-	-	X

(*) Barragem de altura superior a 100 m.

Quadro 20. Barragens de concreto. Grandezas a monitorar.
(Adaptado de ELETROBRAS, 2003, Tabela 14.1).

Grandeza	Instrumentos mais comuns	Tipo de Estrutura			
		Gravidade maciça	Gravidade aliviada ou contrafortes	Arco	CCR
Vazões de infiltração	Medidores de vazão	X	X	X	X
Subpressões na fundação	Piezômetros hidráulicos	X	X	X	X
Recalques na fundação	Extensômetros de fundação	X	X	X	X
Tensões	Tensômetros	-	X(*)	X	
Comportamento térmico do concreto	Termômetros	X	X	X	X
Deslocamentos horizontais e verticais	Métodos geodésicos e de nivelamento de precisão Pêndulos diretos e invertidos	X	X	X	X
Deslocamentos diferenciais entre blocos	Medidores triortogonais de junta	X	X	X	X
Deslocamentos diferenciais entre monólitos		-	X	-	-
Abertura de juntas entre blocos		-	X	X	-
Pressão intersticial entre camadas de concretagem	Células de pressão	-	-	-	X

(*) Barragens de altura superior a 70 m.

Número de grandezas e seções-chave

A quantidade de grandezas necessárias para monitorar de forma adequada o comportamento de uma barragem depende do tipo de barragem, nomeadamente, dos materiais utilizados na construção e das etapas previstas para sua construção, do seu porte, do comprimento da crista e altura máxima, das características geológicas da fundação e dos principais cenários de deterioração que lhe estão associados.

As dimensões da barragem são um parâmetro fundamental, dado que às barragens de maior porte estão associados benefícios importantes e, também, consequências significativas, no caso de se desenvolverem eventuais cenários de deterioração.

O comportamento de barragens com características geológicas de fundação muito complexas, envolvendo litologias muito variadas, maciços rochosos muito fraturados ou permeáveis, deve também ser monitorado com mais detalhe do que o comportamento

de barragens similares sobre fundações com maciços resistentes e pouco permeáveis.

Na definição do plano de instrumentação de uma determinada barragem, é recomendável a comparação com a instrumentação utilizada em outras barragens semelhantes.

Em regra, o comportamento da zona central do vale é representado, pelo menos, por uma seção “chave” correspondente à zona de maior altura da barragem. O comportamento de cada uma das margens deve ser representado por seções “chave”, tendo em consideração as características geométricas da estrutura e do vale, bem como as características geológicas e geotécnicas da fundação.

8.2.2 Seleção dos instrumentos

Na seleção dos instrumentos a instalar numa barragem para medição das grandezas utilizadas para seu monitoramento, devem ser consideradas:

- A exatidão, a precisão e o campo de medida adequados às medições a efetuar, visando à avaliação das condições de segurança e operacionalidade da barragem e à verificação dos critérios de projeto;
- A confiabilidade compatível com o período de tempo em que se prevê a utilização dos instrumentos;
- A robustez adequada para suportar as condições de utilização e do meio envolvente, causando perturbações mínimas nesse meio;
- A simplicidade de instalação, de modo a minimizar a interferência nos trabalhos de construção, bem como de operação e manutenção.
- A experiência existentesobre a utilização dos instrumentos em barragens semelhantes;
- A automação da coleta dos dados.

A compatibilização entre a ordem de grandeza do parâmetro a ser medido e a precisão do instrumento é um aspecto fundamental, assim como seu campo de leitura. É necessária uma estimativa precisa da ordem de grandeza dos valores a serem medidos.

Outro fator relevante é a robustez do aparelho, principalmente para instrumentos eletrônicos, que devem ter proteções adequadas para operar em ambientes úmidos, como os existentes na galeria de drenagem de uma barragem. Considerando-se que as barragens são concebidas e construídas para operar ao longo de muitas dezenas de anos, é de relevante importância a seleção de instrumentos robustos, que possam assegurar um comportamento adequado durante um longo período de tempo. Para tal, destacam-se os instrumentos de concepção mecânica, confeccionados em aço inox, fibra de vidro, plásticos ou outros materiais que permitam assegurar uma longa vida útil dos instrumentos.

Os instrumentos selecionados devem preferencialmente ter sido testados previamente em laboratório e em outras barragens, para que se possa ter a certeza de seu desempenho real, pois a concepção de um instrumento e a sua

construção, teste e aperfeiçoamento em condições reais de campo, decorre em regra em um intervalo de alguns anos. Particularmente os instrumentos eletrônicos, que são normalmente empregados em sistemas automatizados de instrumentação, onde os sensores devem permitir a leitura remota dos instrumentos, devem ter sido testados sob condições reais de campo, devendo assegurar uma vida útil de, pelo menos, duas décadas.

8.2.3 Elaboração do projeto de instrumentação

Fases de estudos de viabilidade e projeto básico

O projeto de instrumentação de uma barragem deve ser elaborado, desde as fases de estudos de viabilidade e Projeto Básico do empreendimento, em especial, abrangendo a concepção e o arranjo geral da instrumentação, a definição das grandezas a monitorar e do número e tipo de aparelhos a serem utilizados, de modo a elaborar a lista de materiais de instrumentação necessários.

Na definição do número de instrumentos, deve-se prever alguns instrumentos de reserva, uma vez que durante a execução da barragem, particularmente após o exame das reais características geológicas da fundação, tendo por base as escavações para assentamento das estruturas, é comum a constatação de novas feições geológicas ou anomalias que requerem uma revisão do plano de monitoramento e instrumentação.

A decisão sobre a automação da instrumentação deve ser tomada, também, nesta fase, visto que assim será possível se prever sensores adequados para os instrumentos da barragem, além do fato de possibilitar a integração entre os sistemas de transmissão dos dados dos instrumentos civis com os eletromecânicos.

Fases de projeto executivo e construção

Durante o projeto executivo será elaborado o detalhamento da instrumentação da barragem, procedendo-se à elaboração das especificações técnicas, contendo os procedimentos

básicos para a instalação e operação dos vários tipos de instrumentos, assim como dos desenhos, contendo os detalhes de locação e instalação. É importante que, durante a instalação, seja elaborado relatório com os registros das principais ocorrências e com o perfil de instalação do instrumento, muito úteis na análise posterior dos resultados.

Nessa fase é usual se proceder à complementação da lista de materiais de instrumentação com novos instrumentos em locais específicos da barragem ou em blocos ou seções transversais, localizados em trechos com características geológicas especiais ou de relevante interesse.

Devem-se elaborar, também nesta fase, os procedimentos básicos a serem seguidos nos testes de laboratório ou de campo para calibração ou aceitação dos instrumentos, particularmente, quando forem utilizados novos instrumentos ainda não testados em outros empreendimentos similares.

Particular atenção deve ser dada aos instrumentos elétricos ou eletrônicos, especialmente, àqueles a serem instalados nos maciços de terra-enrocamento, onde a ocorrência de descargas atmosféricas poderá provocar grande perda de instrumentos. Daí a importância de se prever o aterramento apropriado, tanto dos cabos que fazem a conexão dos instrumentos com a caixa seletora (ou de sua blindagem), como da própria caixa seletora.

8.2.4 Critérios de operação, processamento e análise de dados e resultados

As grandezas a monitorar e as frequências de leitura da instrumentação devem levar em consideração as principais preocupações do controle de segurança nas diferentes fases de vida das barragens.

Assim, na fase de construção, interessa assegurar uma boa qualidade da obra e, durante o primeiro enchimento do reservatório, que constitui um ensaio de carga fundamental, deve ser assegurado um adequado controle de segurança da barragem, assim como

durante os primeiros anos da fase de operação. O primeiro enchimento do reservatório e o monitoramento durante os primeiros anos de operação permitem testar os modelos que representam adequadamente o comportamento da barragem. Esses modelos permitem estimar os resultados de algumas grandezas do sistema de monitoramento, em função das variações das ações associadas à operação e ao ambiente e, desta forma, enquadrar e simplificar o monitoramento da obra em condições normais de operação.

Quando os valores das grandezas monitoradas deixarem de se enquadrar nas previsões dos modelos, deve ser verificado, em primeiro lugar, se não se trata de erro de observação e, não sendo o caso, proceder à análise do comportamento da obra e definição dos novos modelos de comportamento.

A definição das grandezas a monitorar e as respectivas frequências de leitura, nas diferentes fases de vida da barragem, é difícil de estabelecer, de forma geral, dado que depende de diversos fatores, entre outros, das características da barragem, seu porte, dimensão do reservatório e principais cenários de deterioração identificados para a barragem em estudo.

Nas “*Diretrizes para a Elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens*” (Volume VII), no qual se estabelecem procedimentos gerais para a elaboração do Plano de operação, manutenção e instrumentação, são detalhadas mais informações sobre as grandezas a monitorar, a frequência de leitura dos instrumentos, a leitura e validação dos dados e, por fim, informações sobre o processamento, apresentação e arquivo dos dados e resultados.

8.2.5 Manutenção do sistema de instrumentação

Para assegurar o bom funcionamento dos instrumentos, sua manutenção deve ser feita de forma sistemática pelos técnicos da equipe de segurança da barragem, ou contratada externamente, dependendo do tipo de trabalho e sua especificidade ou complexidade.

A manutenção deve ser mantida, independentemente da frequência das leituras, e deve ser avaliada nas inspeções de segurança especiais e constar do respectivo relatório.

8.3 INSPEÇÕES DE SEGURANÇA

As inspeções de segurança têm por objetivo essencial a detecção de sinais ou evidências de deterioração, comportamento anômalo ou sintomas de envelhecimento das estruturas. Essas inspeções permitem, também, identificar anomalias da instrumentação instalada na barragem.

São previstos dois tipos de inspeção de segurança, a saber, regulares e especiais. Para a realização da inspeção de segurança regular e especial e o respectivo preenchimento das fichas de inspeção, poderá ser seguido o “*Guia de Orientação e Formulários para Inspeções de Segurança de Barragens*” (Volume II) .

8.4 ANÁLISE GLOBAL DA INSTRUMENTAÇÃO E INSPEÇÃO DE SEGURANÇA

8.4.1 Atividades de controle de segurança

As inspeções de segurança, regulares e especiais, os ensaios e o monitoramento do comportamento da barragem, ao longo do tempo, originam a obtenção de um conjunto de informações que, devidamente analisado e interpretado, permite realizar o controle das condições de segurança da obra, ao longo da sua vida útil.

As inspeções de segurança regulares e o monitoramento da barragem, em condições normais de operação, constituem o primeiro nível do controle das condições de segurança da barragem. No relatório das inspeções de segurança regulares devem não só constar os resultados das observações e medições realizadas, mas também uma comparação desses resultados com os valores de referência previamente estabelecidos. Essa análise dos resultados, realizada durante a inspeção de segurança regular,

podrá indicar a necessidade de um reforço das atividades de manutenção ou de pequenos trabalhos de reparação das estruturas ou dos equipamentos, ou mesmo a necessidade de uma inspeção especial.

As inspeções de segurança especiais devem ter lugar sempre que forem detectadas anomalias, consideradas graves ou desvios significativos do comportamento, em relação aos comportamentos previamente estabelecidos, assim como durante períodos de grandes e rápidas variações das ações, tais como o primeiro enchimento do reservatório ou no caso de rebaixamentos rápidos do nível da água no reservatório, ou em resultado da ocorrência de outros eventos adversos.

O relatório dessas inspeções de segurança especiais incluirá, além da análise dos resultados da própria inspeção, a análise dos relatórios das inspeções regulares anteriores e dos registros das grandezas da instrumentação, de modo a fundamentar uma avaliação do comportamento da barragem, bem como de eventuais propostas de medidas corretivas, no âmbito da operação ou do monitoramento, ou mesmo de trabalhos de reparação.

Todo esse conjunto de informação deve ser avaliado, de forma completa e sistemática, na revisão periódica de segurança de barragem. Nessa revisão, a ser elaborada com a periodicidade indicada pela entidade fiscalizadora, deve ser feita a revisão do projeto, uma inspeção especial, e a reavaliação dos procedimentos de operação, manutenção, instrumentação e monitoramento, permitindo, assim, uma avaliação do comportamento da barragem e o estabelecimento de um eventual plano de ação de melhoria e cronograma de implantação das ações.

8.4.2 Modelação do comportamento

Um aspecto importante da revisão periódica de segurança de barragem consiste numa reavaliação dos modelos de comportamento da estrutura.

Esses modelos permitem generalizar e correlacionar as diferentes grandezas do

monitoramento associadas às ações, às propriedades estruturais e aos efeitos, que caracterizam a resposta da estrutura (efeitos diretos das ações e efeitos estruturais), assim como interpretar os resultados associados das inspeções, em particular, à observação das eventuais consequências ou efeitos permanentes provocados nas estruturas (por exemplo, vazões de infiltração e percolação e materiais carreados, deslocamentos permanentes, absolutos e diferenciais, recalques, entre outros sinais de degradação dos materiais e das propriedades das estruturas).

Após devidamente calibrados com os resultados do monitoramento e das inspeções realizadas, em geral, em condições normais de operação, os modelos de comportamento permitem realizar estudos de simulação de cenários associados a situações extremas e avaliar a segurança das estruturas, face a esses cenários. Os modelos de comportamento constituem, assim, uma ferramenta do maior interesse para apoiar a interpretação dos resultados do monitoramento das barragens e para avaliar as condições de segurança dessas obras (PEDRO, 1999).

A análise dos modelos pode ser realizada de forma direta, estabelecendo, como “input”, os valores das grandezas do monitoramento da barragem, que caracterizam as ações e as suas propriedades estruturais e obtendo, como “output”, os respectivos efeitos. Esses efeitos estimados devem ser confrontados com os efetivamente observados na obra, o que permite avaliar a fiabilidade dos modelos de comportamento estabelecidos.

A análise pode, no entanto, ser efetuada, também, de forma inversa, como por exemplo no estudo de processos expansivos nas barragens, estabelecendo como “input” as grandezas representativas das propriedades estruturais e dos efeitos observados na barragem e estimando como “output”, as ações que originaram esses efeitos.

Em geral, os modelos de comportamento utilizados para justificar as soluções de projeto (eventualmente calibrados para as ações da construção, nomeadamente, o peso próprio, e

durante o primeiro enchimento do reservatório, para as ações da água), são utilizados nas fases iniciais da vida das barragens para balizar os valores das grandezas selecionadas para o seu monitoramento e para as avaliações de segurança. No entanto, as informações que se vão acumulando sobre o efetivo comportamento de uma determinada barragem permitem uma melhor calibração dos modelos de comportamento iniciais (modelos designados como determinísticos), ou mesmo, o desenvolvimento de modelos apoiados essencialmente nos resultados do monitoramento (designados como modelos estatísticos).

8.4.3 Valores de referência para a instrumentação

Dispondo de modelos calibrados do comportamento da barragem, podem ser definidos, para os diferentes instrumentos de monitoramento das estruturas, valores de referência, de modo a permitir a futura comparação com os valores medidos e, assim, facilitando a pronta detecção de eventuais anomalias de comportamento.

Esses valores de referência podem ser determinados, fundamentalmente, com base:

- Em critérios de projeto, tais como, por exemplo, as subpressões medidas pelos piezômetros de fundação, que devem ser mantidos dentro dos limites estabelecidos no projeto;
- Em estudos dos modelos, para as diferentes grandezas, consideradas no monitoramento, por exemplo, para deslocamentos, deformações, etc.

Salienta-se que os valores de referência, apoiados em estudos de modelos de comportamento das obras, devem ser reavaliados, à medida em que se aperfeiçoam esses modelos. Uma reavaliação dos diferentes tipos de modelos de comportamento, efetuada a intervalos regulares de tempo, em especial, durante as revisões periódicas de segurança, é também recomendável.

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, R.M.. **Hidrogeotecnia nas Barragens. Método de Análise.** ENGEVIX, Março, 1984.

ANNANDALE, G.W.. **Reservoir Sedimentation.** Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V, 1987.

AUTORIDADE NACIONAL DE PROTEÇÃO CIVIL E INSTITUTO DA ÁGUA (Portugal). **Guia de orientação para elaboração de planos de emergência internos de barragens.** Lisboa, Portugal: Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC) e Instituto da Água (INAG), 2009.

BISHOP, A.W.. **The Use of Slip Circle in the Stability of Slopes,** Proc. of the Europ. Conf. On the Stability of Earth Slopes. Vol. 1, Session 1/1, 1954.

BOSS DAMBRK. **User's Manual.** Boss Corporation. USA: 1991.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens.** Brasília: Ministério da Integração Nacional. Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica. Pro-Água / Semi-Árido – UGGO. Departamento de Projetos e Obras Hídricas – DPOH, 2002.

CARVALHO, N. O.. **Hidrossedimentologia Prática.** Rio de Janeiro: CPRM/ELETOBRÁS, 1994.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS. **Auscultação e Instrumentação de Barragens no Brasil.** Belo Horizonte, MG: Comitê Brasileiro de Grandes Barragens, II Simpósio Sobre Instrumentação de Barragens, Vol. I, 1996.

CIVIL ENGINEERING RESEARCH ASSOCIATION (Reino Unido). **Civil Engineering Research Association,** Research Report No.4, 1966.

COMITÉ FRANÇAIS DES BARRAGENS ET RÉSERVOIRS (França). **Justification des Barrages-Poids.** Paris, France: Comité Français des Barrages et Réservoirs, 2006.

COMITÉ FRANÇAIS DES BARRAGENS ET RÉSERVOIRS (França). **Recommandations pour la Justification de la Stabilité des Barrages-Poids.** Paris, France: Comité Français des Barrages et Réservoirs, 2002.

CHOW, Ven Te, MAIDMENT, D., R., MAYS, L.W.. **Applied Hydrology.** McGraw-Hill Book Company, International Editions, 1988.

CHOW, Ven Te. **Open-Channel Hydraulics.** McGraw-Hill Book Company, International Editions, 1983.

CINS,1968 P.G., S-1, INSTITUTO GEOGRÁFICO Y CADASTRAL. **Boletim Oficial del Estudio**, Comisión Interministerial de Normas Sismorresistentes, 1968.

COMISSÃO NACIONAL PORTUGUESA DE GRANDES BARRAGENS. **Large Dams in Portugal**. Lisbon: Portuguese National Committee on Large Dams, 1992.

COLORADO DIVISION OF WATER RESOURCES (Estados Unidos). **Rules and Regulations for Dam Safety and Dam Construction**. State of Colorado. Department of Natural Resources. Division of Water Resources. Office of the State Engineer Dam Safety Branch. Denver, Colorado, US, 2007.

CRUZ, P. T.. **100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto**. 2. ed. São Paulo-SP: Oficina de Textos, FAPESP, 2004.

CRUZ, P.T., MATERÓN, B., FREITAS, M.. **Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. (Concrete Face Rockfill Dams)**.São Paulo-SP: Oficina de Textos, 2009.

ELETROBRÁS (Brasil). **Avaliação da Segurança de Barragens Existentes**. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation. Centro da Memória da Eletricidade no Brasil, Rio de Janeiro, 1987.

ELETROBRAS (Brasil). **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Centrais Elétricas S.A., 2003.

ESPAÑA. Ministerio de Obras Publicas, Transportes Y Medio Ambiente. Real Decreto 9/2008.

ESPAÑA. Ministerio de Obras Publicas, Transportes Y Medio Ambiente. **Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses**, 1996.

FANELLI, M.. **Models and Methods of Analysis**. In **“Arch Dams: Designing and Monitoring for Safety**. (Ed. J. O. Pedro, Course nº.367, International Centre for Mechanical Sciences, Udine) Springer Wien New York, 1999.

GORDON, J. L.. **Determination of Generator Inertia: Eastern Zone Meeting**, Hydraulic Power Section. Halifax: Canadian Electrical Association, 1961.

GRAHAM, W.J.. **Estimating loss of life due to dam failure**. Denver, EUA: Bureau of Reclamation, 1998.

GSHAP. **Global Seismic Hazard Assessment Program**. (<http://www.seismo.ethz.ch/static/GSHAP/>)

HARTFORD, D.N.D., KARTHA, C.V.. **Dam breach inundation and consequence evaluation. How safe is your dam? Is it safe enough? An introduction to risk-based dam safety evaluation**. Report nº MEP11-5. B.C. Hidro. Canada, 1995.

INSTITUTO DA ÁGUA (Portugal). **Curso de Exploração e Segurança de Barragens**. Lisboa: Instituto da Água, 2001.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Hydraulic Design of Flood Control by High Head Grated Outlets: 9th Congress**. Istanbul: International Commission On Large Dams, 1967.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Position Paper on Dams and Environment**. Paris: International Commission on Large Dams, 1967.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Technical Dictionary on Dams**. Paris: International Commission on Large Dams, 1978.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **World Register of Dams**. Paris: International Commission on Large Dams, 1988.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS, **Dam Design Criteria - The Philosophy of Their Selection**. Bulletin 61, Paris, International Commission on Large Dams, 1988.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Sedimentation Control of Reservoirs: Guidelines**. Paris: International Commission on Large Dams, 1989.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Rockfill Dams with Concrete Facing: State of the Art**. Bulletin 70. Paris: International Commission on Large Dams, 1989a.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Selecting Seismic Parameters for Large Dams: Guidelines**. Bulletin 72. Paris: International Commission on Large Dams, 1989b.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Spillways. Shockwaves and Air Entrainment: Review and Recommendations**. Bulletin 81. Paris: International Commission on Large Dams, 1992.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Embankment Dams Upstream Slope Protection: Review and Recommendation**. Bulletin 91. Paris: International Committee on Large Dams, 1993.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Use of Granular filters and Drains in Embankment Dams**. Bulletin 95. Paris: International Commission on Large Dams, 1994.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Dam break flood analysis. Review and recommendations: Bulletin 111**, Paris: International Commission on Large Dams, 1998.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Dam Foundations: Geologic Considerations. Investigation Methods. Treatment. Monitoring**. Bulletin 129. Paris: International Commission on Large Dams, 2005.

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS. **Concrete Face Rockfill Dams: Concepts for Design and Construction**. Bulletin 141, Paris: International Committee on Large Dams, 2010.

INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS. **Commission on Rock Grouting (report)**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 33 nº 8. Great Britain: Elsevier Science Ltd., 1996.

JAEGER, C.. **Hydraulique Technique**. Paris: Ed. Dunod, 1954.

LECLERC, M.; LÉGER, P.; TINAWI, R.. **CADAM User's Manual: version 1.4.3**. Montréal: École Polytechnique de Montréal, 2001.

LENCASTRE, A., FRANCO, F. M.. **Lições de Hidrologia**. 3ed. Caparica, Portugal: Fundação Armando Lencastre, 2003.

LENCASTRE, A.. **Hidráulica Geral**. 3 ed. Lisboa: Edição do Autor, 1996.

MARANHA DAS NEVES, E.. **Comportamento de Barragens de Terra-Enrocamento**, Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Geotecnia – Mecânica dos Solos. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, UNL, 1991.

MARTINS, R.. **A Folga em Barragens**: Memória Nº828. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, 2002.

MATERÓN, B.. **State of Art of Compacted Concrete Face Rockfill Dams (CFRD'S)**. Lisbon: 5th International Conference on Dam Engineering, 2007.

MEER, J. W. Van Der; JANSSEN, J. P. F. M.. **Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes and Revetments**. Emmeloord: Delft Hydraulics, 1994.

PORTUGAL. Ministério Defesa Nacional, da Administração Interna, da Agricultura, da Indústria e Energia, das Obras Públicas, Transportes e Comunicações e do Ambiente e Recursos Naturais. **Normas de Projecto de Barragens**: Anexo à Portaria nº 846/93 de 10 de Setembro, Ministério da Defesa Nacional, da Administração Interna, da Agricultura, da Indústria e Energia, das Obras Públicas, Transportes e Comunicações e do Ambiente e Recursos Naturais. Lisboa, Portugal: Diário da República, 1993.

OLIVEIRA, R., PIMENTA, L., CARRETO, J.. **O Plano de Observação e a Análise do Comportamento da Barragem do Iraí**. Lisboa: VIII Congresso Nacional de Geotecnia, 2002.

OLIVEIRA, R., VAZQUEZ, J., PIMENTA, L.. **Análise de Segurança e Projecto de Recuperação da Barragem de Jaburu I**. Fortaleza, Ceará: XXIV Seminário Nacional das Grandes Barragens, 2001.

OLIVEIRA, R.. **A Concrete Dam Foundation in a Karstic Zone**. Hannover, Alemanha: Anais do Simpósio Internacional sobre Problemas de Geologia de Engenharia em Rochas Solúveis, 1973.

OLIVEIRA, R.. **Arch Dam on a Highly Asymmetrical Deformable Foundation**: Q 53. Rio de Janeiro, Brasil: XIV International Congress of Large Dams, 1982.

OLIVEIRA, R.. **Cabril Dam – Control of Gout Effectiveness by Geophysical Seismic Tests**. Melbourne, Austrália: Anais do V Congresso da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, 1983.

OLIVEIRA, R.. **Consolidação do Maciço Rochoso da Fundação da Barragem de Cambambe (Angola)**. Lausanne, Suíça: XV Congresso da “International Conference on Large Dams (Versão Portuguesa na revista “Geotecnia” nº 45), 1985.

OLIVEIRA, R.. **Geologia de Engenharia e Mecânica das Rochas**: Conceitos Fundamentais. Metodologia de Estudos de Maciços Rochosos. Porto Alegre, Brasil: II Simpósio Sul-Americano de Mecânica das Rochas, 1986.

OLIVEIRA, R.. **Probabilistic Approach for the Assessment of Foundation Properties**. Relato do Painel do Tema 3, Appropriate Foundations. Coimbra, Portugal: International Workshop on Arch Dams, 1987.

OLIVEIRA, R.. **Rock Foundations and Criteria for Design**. San Francisco: International Congress of Large Dams, 1988.

OLIVEIRA, R.. **Segurança em Fundações e Barragens**. Búzios, Rio de Janeiro: Congresso COBRAMSEG, 2008.

OOSTHUIZEN, C.. **Risk-based dam safety assessment in South Africa**. Beijing, China: Proceedings of the 20th International Congress on Large Dams, 2000.

PEDRO, J. O., MARANHA DAS NEVES, E., MATIAS RAMOS, C.. **Activity of the Laboratório Nacional de Engenharia Civil in the field of Large Dams**: Memória n.º 788. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1992.

PEDRO, J. O.. **Safety and Performance of Arch Dams**, in “Arch Dams: Designing and Monitoring for Safety”, (Ed. J.O. Pedro, Course no. 367, International Centre for Mechanical Sciences, Udine, Italy), Springer Wien New York, 1999.

PEDRO, J.O.. **Segurança Estrutural, Hidráulico-operacional e Ambiental das Barragens**. Rio de Janeiro: 1º Congresso sobre Aproveitamentos e Gestão de Recursos Hídricos em Países de Idioma Português, abril 2000.

PEDRO, J.. **Dimensionamento das Barragens Abóbada pelo Método dos Elementos Finitos**: Tese, concurso para obtenção do grau de Investigador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Memória n.º 479. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 1977.

PEDRO, J.. **Safety and Performance of Arch Dams**. In “Arch Dams: Designing and Monitoring for Safety.” (Ed. J. O. Pedro, Course n.º.367, International Centre for Mechanical Sciences, Udine) Springer Wien New York, 1999.

QUINTELA, A.. **Hidráulica**. 6 ed. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 1998.

ROCHA, G. S. C.. **Desvio de Rios para a Construção de Barragens**. São Paulo: Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do Título de Mestre em Engenharia, 2006.

ROCHA, M.. **Analysis and Design of the Foundations of Concrete Dams**. Rio de Janeiro: General Report, Symposium on Rock Mechanics Applied to Dam Foundations, 1978.

RSB. **Regulamento de Segurança de Barragens**. Decreto-Lei nº 344/2007, Lisboa, Portugal, 2007.

SANCHES, R.; PEDRO, J. O.. **Alqueva. Empreendimento de Fins Múltiplos**. Portugal: EDIA - Empresa de Desenvolvimento e Infra-estruturas do Alqueva, S.A., 2006.

SERAFIM, J. L.. **Concepções Estruturais de Barragens de Betão**. Lourenço Marques (Maputo) – Luanda: 3^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, 1971.

SERAFIM; J. L.; CLOUGH, R. W.. **Arch Dams**. Rotterdam: Balkema, 1987.

SEVERN, R. T.. **Dynamic Behavior of Arch Dams**. In “Arch Dams: Designing and Monitoring for Safety.” (Ed. J. O. Pedro, Course n.º.367, International Centre for Mechanical Sciences, Udine) Springer Wien New York, 1999.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., E TALBOT, J.R.. **Basic Properties of Sand Gravel Filters**, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, June, 1984a.

SHERARD, J.L., DUNNIGAN, L.P., E TALBOT, J.R.. **Filters for Silts and Clays**, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, June, 1984b.

SHERARD, J.L., DUNNINGAN, L.P.. **Critical Filters for Impervious Soils**. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, N.º7, July, 1989.

SHERARD, J.L., DUNNINGAN, L.P.. **Filters and Leakage Control in Embankment Dams**. Proceedings of the Symp. On Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, ASCE, May, 1985.

SILVEIRA, A. F.. **Some Criteria Followed in Portugal in the Design of Arch Dams.** International Workshop on Arch Dams. Coimbra, 1987.

STRAND, R.. **Design of Small Dams: Sedimentation.** (Appendix H). Washington D.C.: Bureau of Reclamation, 1974.

TAYLOR, K., V.. **Slope Protection on Earth and Rockfill Dams.** Madrid: ICOLD Congress, 1973.

TEIXEIRA, WILSON [et. al] (org.). **Decifrando a Terra.** São Paulo: Companhia Editora Nacional, 2008.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Arch Dam Design:** EM 1110-2-2201. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 1994.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Design and Construction of Levees:** EM 1110-2-1913. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 2000.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Earth and Rock-Fill Dams:** General Design and Construction Considerations. US Department of the Army, Corps of Engineers, EM-1110-2-2300, July, 1994.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **General Design and Construction for Earth and Rock-Fill Dams:** EM 1110-2-2300. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 2004.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Gravity Dam Design:** EM 1110-2-2200, Washington, D.C.: US. Army Corps of Engineers, June, 1995.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Hydraulic Design Criteria:** Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi: US Army Corps of Engineers, 1988.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Hydraulic Design of Reservoir Outlet Works:** EM 1110-2-1602. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 1980.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Hydraulic Design of Spillways:** EM 1110-2-1603. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 1990.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Instrumentation of Embankment Dams and Levees:** EM 1110-2-1908. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 1995.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Roller-Compacted Concrete:** EM 1110-2-2006. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 2000.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Standard Practice for Concrete for Civil Works Structures:** EM 1110-2-2000, Washington, D-C.: US. Army Corps of Engineers, March, 2001.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). **Test Quarries and Test Fills:** EM 1110-2-2301. Washington, D.C.: US Army Corps of Engineers, 1994.

U. S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (Estados Unidos). <http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/>, 2002

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams:** Monograph no. 19. Denver: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation Engineering, 1977.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Design of Small Dams.** United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington, D.C.: Bureau of Reclamation, 1973.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Design Standards No. 13: Embankment Dams. Chapter 5: Protective Filters.** US Department of Interior, Bureau of Reclamation, May, 1987.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Design Standards No. 13: Embankment Dams. Chapter 6: Freeboard.** US Department of Interior, Bureau of Reclamation, May, 2012.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Discharge Coefficients for Irregular Overfall Spillways.** Engineering Monograph nº 9, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1952.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Freeboard criteria and guidelines for computing freeboard allowances for storage dams.** U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1992.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Policy and Procedures for Dam Safety Modification Decision-making.** Denver: U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation Engineering, 1989.

U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION ENGINEERING (Estados Unidos). **Selecting Hydraulic Reaction Turbines:** Engineering Monograph no. 20, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1976.

U.S. DEPARTMENT OF AGRICULTURE, SOIL CONSERVATION SERVICE (Estados Unidos). **Soil Mechanics Note No.1.** Guide for Determining the Gradation of Sand and Gravel Filter. U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, January, 1986.

VEIGA PINTO, A.. **Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento,** Tese para especialista, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, 1983.

VIEIRA DE LEMOS, J.. **Modelling the Failure Modes of Dams' Foundations.** In MIR 2012 - Nuovi metodi di indagine, monitoraggio e modellazione degli amassi rocciosi (Eds. G. Barla, M. Barla, A.M. Ferrero, T. Rotonda), Politecnico di Torino (Italy), 2012.

LD METEOROLOGICAL ORGANIZATION - No1045. **Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PM).** Geneve, Switzerland: World Meteorological Organization, 2009.

ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R., ZHU, J.Z.. **The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals.** London: Elsevier, 2005.



Ministério do
Meio Ambiente



Agência Brasileira do ISBN
ISBN 978-85-8210-041-7



9 788582 100417