

AGEING OF DAMS AND APPURTENANT WORKS

Review and recommendations

VIEILLISSEMENT DES BARRAGES ET DES OUVRAGES ANNEXES

Synthèse et recommandations

Bulletin 93



1994

Couverture : Olivier Magna - Dessin original : Loïc Dronneau

AGEING OF DAMS AND APPURTENANT WORKS

Review and recommendations

VIEILLISSEMENT DES BARRAGES ET DES OUVRAGES ANNEXES

Synthèse et recommandations

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 40 42 67 33 - Téléx : 641320 ICOLD F - Fax : (33-1) 40 42 60 71

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

Les informations, analyses et conclusions auxquelles cet ouvrage renvoie sont sous la seule responsabilité de leur(s) auteur(s) respectif(s) cité(s).

Les informations, analyses et conclusions contenues dans cet ouvrage n'ont pas force de Loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux réglementations officielles imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public de Professionnels Avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée et à en appliquer avec précision les recommandations à chaque cas particulier.

Malgré tout le soin apporté à la rédaction de cet ouvrage, compte tenu de l'évolution des techniques et de la science, nous ne pouvons en garantir l'exhaustivité.

Nous déclinons expressément toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles (y compris les dommages éventuels en résultant ou liés) du contenu de cet ouvrage.

En poursuivant la lecture de cet ouvrage, vous acceptez de façon expresse cette condition.

NOTICE – DISCLAIMER :

The information, analyses and conclusions referred to herein are the sole responsibility of the author(s) thereof.

The information, analyses and conclusions in this document have no legal force and must not be considered as substituting for legally-enforceable official regulations. They are intended for the use of experienced professionals who are alone equipped to judge their pertinence and applicability and to apply accurately the recommendations to any particular case.

This document has been drafted with the greatest care but, in view of the pace of change in science and technology, we cannot guarantee that it covers all aspects of the topics discussed.

We decline all responsibility whatsoever for how the information herein is interpreted and used and will accept no liability for any loss or damage arising therefrom.

Do not read on unless you accept this disclaimer without reservation.

COMMITTEE ON DAM AGEING
COMITÉ DU VIEILLISSEMENT DES BARRAGES
(1986-1993)

Chairman/Président
Portugal/Portugal

J. O. PEDRO

Sub-committee on concrete and masonry dams
Sous-comité des barrages en béton et en maçonnerie

France/France J. COMBELLES
(co-ordinator/coordonateur)

Finland/Finlande P. LEHTINEN

Germany/Allemagne E. ANDER
G. DIETZ

Iran/Iran H. JALALI

Italy/Italie R. PAOLINA

Switzerland/Suisse F. WITTMANN

Sub-committee on earth and rockfill dams
Sous-comité des barrages en terre et en enrochement

USA/États-Unis R. W. KRAMER
(co-ordinator/coordonateur)

Austria/Autriche W. BRAUNER
M. FENZ

Czechoslovakia/Tchécoslovaquie M. SIMEK

Germany/Allemagne K. H. IDEL
P. RISSLER

Sweden/Suède K. CEDERWALL

Switzerland/Suisse M. BALISSAT

Sub-committee on appurtenant works
Sous-comité des ouvrages annexes

Canada/Canada M. DESROCHERS
(co-ordinator/coordonateur)

Great Britain/Grande-Bretagne G. P. SIMS

Japan/Japon M. IWATA

Spain/Espagne J. L. ALLENDE
G. GOMES LAÀ

SOMMAIRE

- AVANT-PROPOS
1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES
 2. BARRAGES EN BÉTON ET EN MAÇONNERIE
 3. BARRAGES EN REMBLAI
 4. OUVRAGES ANNEXES
 5. RÉFÉRENCES
- ANNEXE : Cas de vieillissement répertoriés

CONTENTS

- FOREWORD
1. GENERAL CONSIDERATIONS
 2. CONCRETE AND MASONRY DAMS
 3. EARTH AND ROCKFILL DAMS
 4. APPURTENANT WORKS
 5. REFERENCES
- APPENDIX : Case histories

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	11
1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES	12
1.1. La détérioration des barrages et des ouvrages annexes	12
1.2. Le vieillissement : une catégorie de détérioration	12
1.3. Les scénarios de vieillissement	18
1.4. La détection et la mesure du vieillissement	18
1.5. L'évaluation du vieillissement	26
2. BARRAGES EN BÉTON ET EN MAÇONNERIE	30
2.1. Introduction	30
2.2. Scénarios principaux concernant la fondation	32
2.2.1. Faiblesse au regard des actions prolongées ou répétées	32
2.2.2. Érosion et dissolution	38
2.2.3. Vieillissement des rideaux d'injection et des réseaux de drainage	44
2.3. Scénarios principaux concernant le corps du barrage	50
2.3.1. Réactions chimiques conduisant à un gonflement	50
2.3.2. Retrait, fluage ou réaction conduisant à une contraction du matériau	60
2.3.3. Dégradation due à une réaction entre les composants et le milieu	66
2.3.4. Faiblesse de la structure vis-à-vis des actions prolongées ou répétées	76
2.3.5. Faible résistance au gel-dégel	84
2.4. Autres scénarios de vieillissement	90
2.4.1. Vieillissement des joints de structure	90
2.4.2. Vieillissement des revêtements amont	94
2.4.3. Vieillissement d'organes précontraints	96
2.5. Recommandations	98
2.5.1. Recommandations générales	98
2.5.2. Recommandations spécifiques	100
3. BARRAGES EN REMBLAI	108
3.1. Introduction	108
3.2. Scénarios principaux concernant la fondation	108
3.2.1. Déformation	108
3.2.2. Perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification de l'état de contrainte	112

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	11
1. GENERAL CONSIDERATIONS	13
1.1. Deterioration of dams and appurtenant works	13
1.2. Ageing as a class of deterioration	13
1.3. Ageing scenarios	19
1.4. Detection and measurement of ageing	19
1.5. Ageing evaluation	27
2. CONCRETE AND MASONRY DAMS	31
2.1. Introduction	31
2.2. Major ageing scenarios concerning the foundation	33
2.2.1. Loss of strength under permanent and repeated actions	33
2.2.2. Erosion and solution	39
2.2.3. Ageing of grout curtains and drainage systems	45
2.3. Major ageing scenarios concerning the dam body	51
2.3.1. Chemical reactions resulting in swelling	51
2.3.2. Shrinkage, creep and reaction leading to contraction	61
2.3.3. Degradation due to chemical reactions of materials with the environment	67
2.3.4. Loss of strength under permanent and repeated actions	77
2.3.5. Poor resistance to freezing and thawing	85
2.4. Other ageing scenarios	91
2.4.1. Ageing of structural joints	91
2.4.2. Ageing of upstream facings	95
2.4.3. Ageing of prestressed structures	97
2.5. Recommendations	99
2.5.1. General recommendations	99
2.5.2. Specific recommendations	101
3. EARTH AND ROCKFILL DAMS	109
3.1. Introduction	109
3.2. Major ageing scenarios concerning the foundation	109
3.2.1. Deformation	109
3.2.2. Loss of strength, uplift pressure increase and change in the state of stress	113

3.2.3. Érosion interne	124
3.2.4. Dégradation de la fondation	128
3.3. Scénarios principaux concernant le remblai	136
3.3.1. Déformation	136
3.3.2. Perte de résistance	140
3.3.3. Augmentation des pressions interstitielles	144
3.3.4. Érosion interne	148
3.3.5. Dégradation du remblai	152
3.3.6. Érosion superficielle	156
3.4. Autres scénarios de vieillissement	162
3.4.1. Fuites à travers des barrages en enrochement à masque amont d'étanchéité en béton	162
3.4.2. Modification de la perméabilité	164
3.4.3. Dégradation du raccordement entre remblai et ouvrages en béton ...	166
3.4.4. Vieillessement des matériaux organiques de synthèse	168
3.5. Recommandations	170
4. OUVRAGES ANNEXES	176
4.1. Introduction	176
4.2. Principaux scénarios de vieillissement liés au débit d'eau	178
4.2.1. Affouillement local	178
4.2.2. Érosion par abrasion	186
4.2.3. Érosion par cavitation et dissipation d'énergie	192
4.2.4. Obstruction par des solides transportés par le courant	198
4.2.5. Défaillance des vannes et autres matériels	204
4.2.6. Débit exceptionnel	210
4.3. Recommandations	214
4.3.1. Recommandations générales	214
4.3.2. Recommandations spécifiques	216
5. RÉFÉRENCES	220
ANNEXE - Cas de vieillissement répertoriés	225

3.2.3. Internal erosion	125
3.2.4. Foundation degradation	129
3.3. Major ageing scenarios concerning the embankment	137
3.3.1. Deformation	137
3.3.2. Loss of strength	141
3.3.3. Pore pressure increase	145
3.3.4. Internal erosion	149
3.3.5. Embankment degradation	153
3.3.6. Surface erosion	157
3.4. Other ageing scenarios	163
3.4.1. Seepage through concrete faced rockfill dams	163
3.4.2. Permeability change	165
3.4.3. Loss of bond between concrete structures and embankment	167
3.4.4. Ageing of synthetic polymer materials	169
3.5. Recommendations	171
4. APPURTENANT WORKS	177
4.1. Introduction	177
4.2. Major ageing scenarios related to flow	179
4.2.1. Local scour	179
4.2.2. Erosion by abrasion	187
4.2.3. Erosion by cavitation and energy dissipation	193
4.2.4. Obstruction by solids carried by the flow	199
4.2.5. Problems with gates and other discharge equipment	205
4.2.6. Excessive flow	211
4.3. Recommendations	215
4.3.1. General recommendations	215
4.3.2. Specific recommendations	217
5. REFERENCES	220
APPENDIX - Case histories	225

LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES

- Tableau I.1. – Le vieillissement des barrages : une catégorie de détérioration.
- Tableau I.2. – Classement des ouvrages pour l'étude du vieillissement.
- Tableau I.3. – Principaux scénarios de vieillissement des barrages en béton et en maçonnerie.
- Tableau I.4. – Principaux scénarios de vieillissement des barrages en terre et en enrochement.
- Tableau I.5. – Principaux scénarios de vieillissement des ouvrages annexes associés aux écoulements.
- Tableau I.6. – Types d'essais et variables d'auscultation.
- Tableau I.7. – Modèles des structures pour l'étude des scénarios du vieillissement.
-
- Fig. II.1. – Barrage de Varosa. Résultats de la surveillance.
- Fig. II.2. – Barrage de Venda Nova. Quelques résultats d'auscultation.
- Fig. II.3. – Barrage de Pracana. Effets de l'expansion du béton.
- Fig. II.4. – Barrage de Laouzas. Résultats de la surveillance.
- Fig. II.5. – Barrage de Giacopiane. Travaux de réparation.
- Fig. II.6. – Barrage de Harjavalta. Travaux de réparation.
- Fig. III.1. – Barrage de San Luis. Glissement amont et réparation.
- Fig. III.2. – Barrage de Brodhead Creek Watershed. Dolines et travaux de réparation.
- Fig. III.3. – Digée de Quail Creek. Mécanisme possible de rupture.
- Fig. III.4. – Barrage de Sveg. Les effets du gel et de la glace sur la protection du talus amont contre l'érosion.
- Fig. IV.1. – Barrage de Black Canyon. Béton ajouté au pied du déversoir.
- Fig. IV.2. – Barrage du Lake Waco. Coupe transversale de la zone des réparations.
- Fig. IV.3. – Barrage de Ilha Solteira. Érosion par abrasion.
- Fig. IV.4. – Barrage du Chambon. Ancienne et nouvelle vidange de fond.
- Fig. IV.5. – Barrage de Picote. Incident à une vanne segment de l'évacuateur de crue.

LIST OF TABLES AND FIGURES

- Table I.1. – Ageing of dams as a class of deterioration.
- Table I.2. – Classification of structures for ageing studies.
- Table I.3. – Major ageing scenarios for concrete and masonry dams.
- Table I.4. – Major ageing scenarios for earth and rockfill dams.
- Table I.5. – Flow related major ageing scenarios for appurtenant works.
- Table I.6. – Tests and monitoring variables.
- Table I.7. – Models of structures for analysis of ageing scenarios.
- Fig. II.1. – Varosa dam. Monitoring results.
- Fig. II.2. – Venda Nova dam. Some monitoring results.
- Fig. II.3. – Pracana dam. Effects of the concrete swelling.
- Fig. II.4. – Laouzas dam. Monitoring results.
- Fig. II.5. – Giacopiane dam. Repair works.
- Fig. II.6. – Harjalvalta dam. Repair works.
- Fig. III.1. – San Luis dam. Upstream slide and repair.
- Fig. III.2. – Brodhead Creek Watershed dam. Sinkholes and repair works.
- Fig. III.3. – Quail Creek Dike. Possible failure mechanism.
- Fig. III.4. – Sveg dam. Frost and ice effects on the erosion protection.
- Fig. IV.1. – Black Canyon dam. Concrete added at the spillway toe.
- Fig. IV.2. – Lake Waco dam. Cross section of the repaired zone.
- Fig. IV.3. – Ilha Solteira dam. Erosion by abrasion.
- Fig. IV.4. – Chambon dam. Old and new bottom discharge.
- Fig. IV.5. – Picote dam. Incident with a radial gate of the spillway.

AVANT-PROPOS

Le vieillissement est une catégorie très importante de détérioration des barrages et des ouvrages annexes, et les soucis qu'il occasionne vont croissant à mesure que le temps passe. Ce Bulletin vise à apporter une contribution pour une meilleure compréhension des principaux phénomènes liés au vieillissement, à indiquer des méthodes appropriées pour leur détection, leur analyse et leur évaluation, et à suggérer des mesures de réparation simples. Le but est de faire progresser la prévention, le contrôle et la lutte contre les effets du vieillissement.

Les barrages présentés comme exemples des différents phénomènes de vieillissement ont été choisis, soit en raison de la qualité de la documentation les concernant, soit parce qu'il s'agissait de phénomènes particulièrement caractéristiques, soit encore parce qu'ils étaient bien connus des auteurs.

Le Bulletin s'adresse à tous ceux qui sont concernés par la conception, la construction et l'exploitation des barrages et de leurs ouvrages annexes, particulièrement à ceux qui sont responsables de leur sécurité et de leur fiabilité.

Le Bulletin a été préparé par le Comité du Vieillissement des Barrages de la CIGB. Que les membres du Comité, les ingénieurs et différentes organisations ayant apporté une contribution précieuse à la préparation du Bulletin soient vivement remerciés.

J.O. Pedro
Président,
Comité du Vieillissement des Barrages

FOREWORD

Ageing is a major class of deterioration in dams and appurtenant works and will be a matter of increasing concern as time goes by. It is the purpose of this Bulletin to contribute to a better understanding of the major ageing phenomena, to indicate appropriate methods for their detection, investigation and evaluation, and to suggest simple remedial measures. The aim is to improve the prevention, control and mitigation of ageing.

The dams used as illustrations for the various ageing phenomena were selected because the documentation of the problems was thorough and the data available were particularly relevant, or because the contributing author's familiarity with the dams.

The Bulletin is addressed to those who are involved in design, construction and operation of dams and appurtenant works, especially those responsible for their safety and performance.

The Bulletin has been prepared by the ICOLD Committee on Dam Ageing. Members of the Committee, engineers and organizations who have given valuable help in the preparation of the Bulletin deserve our best appreciation.

J.O. Pedro
Chairman,
Committee on Dam Ageing

1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

1.1. LA DÉTÉRIORATION DES BARRAGES ET DES OUVRAGES ANNEXES

La dégradation des barrages et de leurs ouvrages annexes est un souci pour les projeteurs, les constructeurs et les exploitants. Cette préoccupation concerne toute la vie des ouvrages, depuis leur construction jusqu'à leur abandon ou leur démolition.

L'objectif des responsables de barrages est de garantir la sécurité des ouvrages (prévenir les accidents) et leur fonctionnement normal (éviter les incidents). Cet objectif doit être atteint avec un coût acceptable en ce qui concerne tant la construction que l'exploitation et l'entretien, et dans le respect de l'environnement. Les méthodes d'assurance-qualité sont ainsi un outil fondamental pour l'établissement des projets, l'exploitation et l'entretien des ouvrages, ainsi que pour l'organisation du contrôle de la sécurité, en ce qui concerne tant les barrages eux-mêmes que les ouvrages annexes. Les propriétés des matériaux qui supportent les ouvrages, comme de ceux qui les constituent, sont sujettes à modification dans le temps. On doit donc porter attention à de telles altérations éventuelles pendant toute la durée de vie des ouvrages.

On aurait pu approcher la question du vieillissement par l'analyse d'ouvrages ayant été exploités avec succès pendant de nombreuses années. Cette option a été écartée au profit de l'étude d'ouvrages ayant au contraire subi des dommages; on a ainsi pu identifier les processus de vieillissement et les moyens de le contrôler, voire si possible de le prévenir.

A la CIGB, les problèmes de sécurité et de détérioration ont été longuement étudiés par des Comités Techniques [voir références I à V, VII à XI], notamment le Comité pour la Détérioration des Barrages et Réservoirs (CDBR, 1972-84). Ce Comité a collationné 1 105 études de cas de détérioration, recueillis à partir d'un échantillon de 14 700 installations de 33 pays. Cette étude est une excellente mine d'information sur la détérioration des barrages, et elle a été utilisée pour le présent travail, conjointement avec d'autres exemples plus récents.

En matière de remèdes contre le vieillissement, on envisage ici seulement quelques mesures correctives simples et d'usage courant, à l'exclusion des interventions importantes, lesquelles dépendent par trop de chaque cas particulier et sortent de l'objectif assigné au présent bulletin.

1.2. LE VIEILLISSEMENT : UNE CATÉGORIE DE DÉTÉRIORATION

Le Tableau I.1 schématise la vie d'un barrage et met en évidence le concept de vieillissement tel qu'il est compris dans le présent bulletin. Une dégradation peut survenir à n'importe quelle période de la vie de l'aménagement, dès la construction

1. GENERAL CONSIDERATIONS

1.1. DETERIORATION OF DAMS AND APPURTENANT WORKS

Deterioration of dams and appurtenant works is of concern to those involved in design, construction and operation. This concern extends over the entire life of the structures, from construction until the safe abandonment or demolition.

It is the goal of dam engineering to ensure that the structures be safe (prevent accidents) and meet their performance specifications (avoid incidents). This has to be achieved while not threatening the environment and at acceptable cost in terms of construction, operation and maintenance. Methods of quality assurance must thus be applied to the design, construction, operation, maintenance and safety control programs of dams and appurtenant works. These structures are made of, and founded on, materials whose properties change with time. It is appropriate therefore to consider these changes throughout the life of the structures.

It may be useful to analyse structures that have survived for many years. However, this route has not been followed. Instead, the features of deteriorated structures have been analysed and the processes at work have been identified as well as the ways in which deterioration may be controlled and perhaps prevented.

Long a preoccupation of ICOLD, safety and deterioration have been studied by Technical Committees (see references [I] to [V], [VII] to [XI]), namely by the Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs (CDDR, 1972-1984). This Committee reported on 1105 case studies collected from a sample of 14700 projects from 33 countries. That study provides an excellent database on the deterioration of dams and appurtenant works and was used for this report together with other recent case histories.

Once deterioration has been detected, remedial measures will have to be taken. Only simple remedial measures will be dealt with in this report. Complex rehabilitation works involving a full re-evaluation of the project are not included in the scope of the report.

1.2. AGEING AS A CLASS OF DETERIORATION

Table I.1 shows schematically the life of a dam project and serves to illustrate the concept of ageing used in this report. Deterioration may occur over the entire life of the project from the beginning of construction to the completion of

Tableau I.1
Le vieillissement des barrages : une catégorie de détérioration

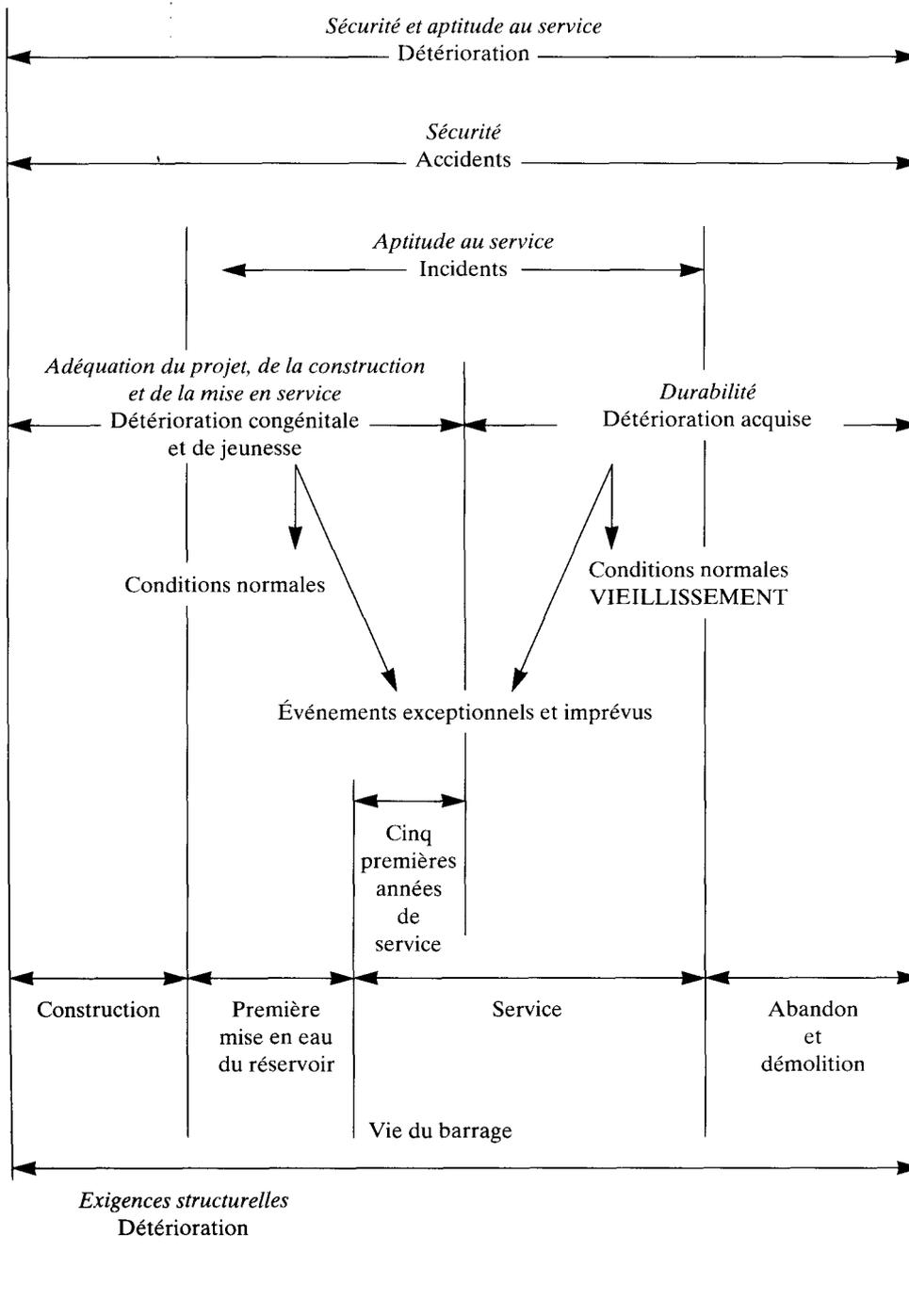
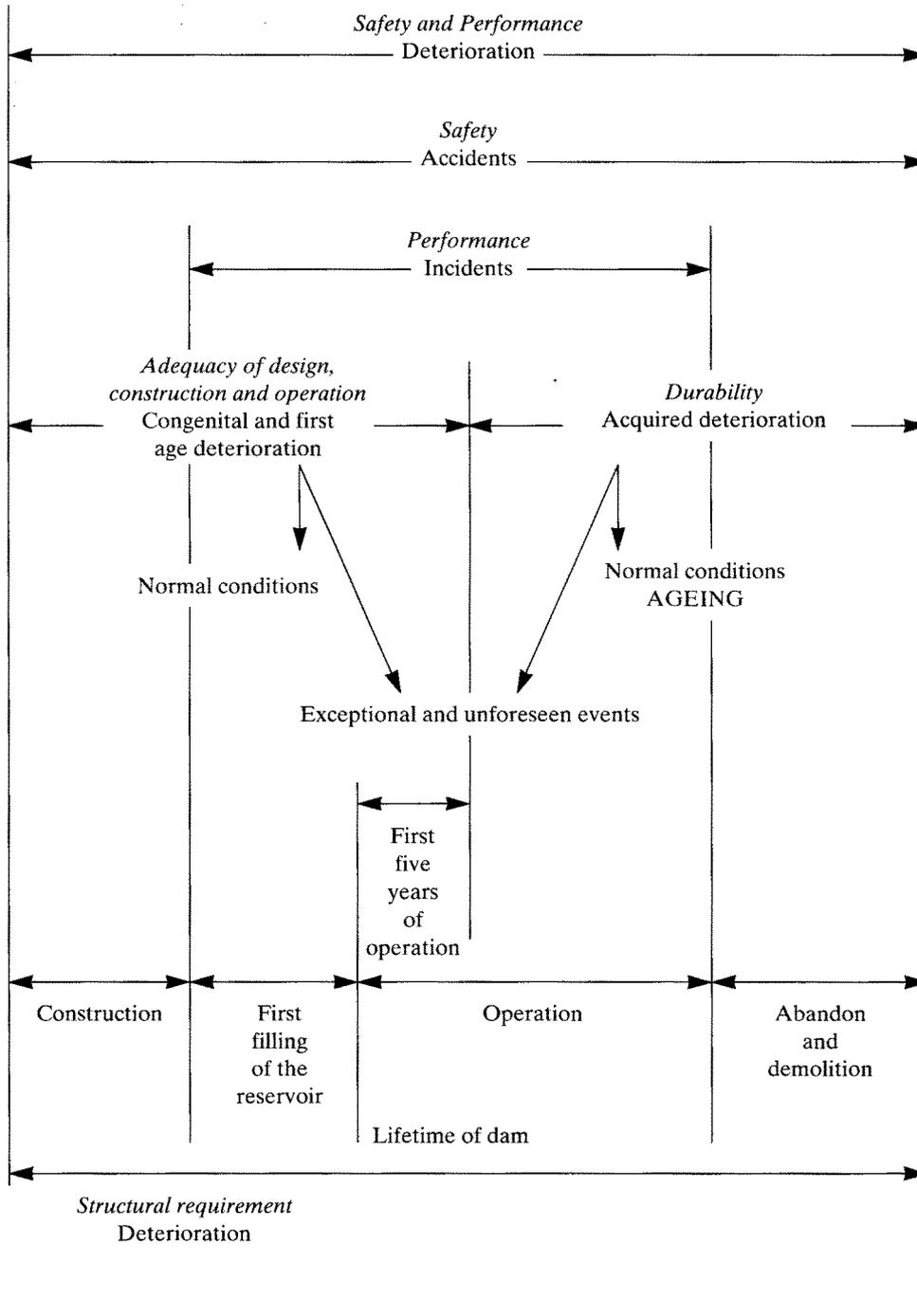


Table I.1
Ageing of dams as a class of deterioration



et jusqu'à la phase d'abandon et de démolition. On considère ici que le vieillissement est lié aux détériorations qui surviennent après les cinq premières années d'exploitation. Les détériorations qui se produisent avant cette période sont jugées comme étant des maladies de jeunesse qui ont leur origine dans des insuffisances relatives au projet, à la construction, ou aux opérations de mise en service.

Pour les objectifs du présent bulletin, le vieillissement est donc défini comme une catégorie de détérioration associée aux altérations, aux cours du temps, des propriétés des matériaux et des structures. Les effets d'événements exceptionnels sont exclus. Dans les conditions normales d'exploitation des ouvrages, le vieillissement commencera en principe par affecter l'aptitude au service, puis il pourra se répercuter sur la sécurité si des mesures correctives ne sont pas prises.

Le Registre Mondial des Barrages [VI] classe les barrages selon les types suivants : barrages-poids, barrages à contreforts, barrages-voûtes, barrages à voûtes multiples, barrages en terre et barrages en enrochement. Le Tableau I.2 présente le classement des ouvrages tel qu'il a été choisi pour le présent travail. On a exclu de ces ouvrages : les retenues, les défenses de berges à l'aval, et les ouvrages de coupure provisoire des rivières. En dehors du type d'ouvrage, les facteurs importants en matière de vieillissement sont essentiellement : les conditions d'environnement, les dimensions des ouvrages, les spécifications relatives au projet et à la construction, les conditions d'exploitation et d'entretien, les défauts congénitaux et de jeunesse.

Tableau I.2
Classement des ouvrages pour l'étude du vieillissement

Barrages en béton et en maçonnerie et leurs fondations	Barrage-poids : massifs, évidés, à partie déversante, mobiles
	Barrages-voûtes : poids-voûte, voûte épaisse, voûte mince, double courbure
	Contreforts et voûtes multiples : têtes massives, têtes polygonales, voûtes multiples, voûtes multiples à grande portée
Barrages en terre et en enrochement et leurs fondations	Barrages en terre : homogènes, zonés
	Barrages en enrochement : à noyau d'argile, à masque amont en béton de ciment ou en béton bitumineux, à écran interne d'étanchéité en béton bitumineux
Ouvrages annexes, leurs fondations et leurs équipements	Exploitation : centrales hydrauliques et leurs circuits hydrauliques, tours de prise d'eau, galeries et autres ouvrages souterrains, conduites forcées, organes de protection et de restitution, canaux, écluses de navigation, passes à poissons, matériels hydrauliques et électromécaniques
	Sécurité : évacuateurs de crue, évacuateurs de surface et de fond, dissipateurs d'énergie (bassins de dissipation, tremplins noyés, bassins d'amortissement), équipements hydrauliques et électromécaniques

demolition or abandonment. In this report ageing is defined as deterioration that occurs more than 5 years after the beginning of operation. Deterioration occurring before this cut off is attributed to inadequacy of design, construction or operation.

For the purposes of this report therefore, ageing is defined as a class of deterioration associated with time-related changes in the properties of the materials of which the structure and its foundation are constructed. Excluded are the effects of exceptional events. Under normal conditions during the operation of structures ageing will usually affect the performance requirements, and then later affect safety if corrective measures are not taken.

The World Register [VI] classifies dams as : gravity, buttress, arch, multiple arch, earthfill or rockfill. Table I.2 shows the classification of structures used in this report. Reservoirs, downstream slopes and temporary works were excluded from the terms of reference. Besides the type of structure, other factors significant to the ageing studies are the environmental conditions, dimensions, design and construction standards used, nature of operation and maintenance, and congenital and early age deterioration of structures.

Table I.2
Classification of structures for ageing studies

Concrete and masonry dams and their foundations	Gravity - massive, hollow, overflow, gated
	Arch - arch-gravity, thick arch, thin arch, double curvature arch
	Buttress and multiple arch - solid head, diamond head, multiple arch, large span multiple arch
Earth and rockfill dams and their foundations	Earthfill - homogeneous, zoned
	Rockfill - with clay core, with asphaltic concrete or concrete facing, membrane or diaphragm, with asphaltic concrete core wall
Appurtenant works, their foundations and equipment	Operation - power station and associated hydraulic circuits, intake towers, penstocks, tunnels and other underground works, protection devices and restitution, channels, navigation and fish locks, hydraulic and electromechanical equipments, logways
	Safety - spillways, surface and bottom outlets, energy dissipators (stilling basins, roller buckets, plunge pools), hydraulic and electromechanical equipments

1.3. LES SCÉNARIOS DE VIEILLISSEMENT

Pour bien comprendre les processus de vieillissement, il convient d'établir les enchaînements de causes et d'effets qui conduisent à la dégradation des caractéristiques et propriétés des barrages et ouvrages annexes. Ces chaînes d'événements sont appelés ici scénarios. Les différentes causes induisent sur les ouvrages des actions et influent sur leurs propriétés. Ces causes peuvent se diviser en causes primitives (liées aux conditions locales, au projet ou à la construction) et en causes immédiates (liées à l'exploitation et à l'entretien). Leurs effets (fuites, déplacements, contraintes, etc.) peuvent avoir des conséquences sur l'intégrité des ouvrages (érosion interne, glissements, fissures, etc.). Ces effets peuvent se faire sentir seulement après des années d'exploitation, alors que les exploitants ont un faux sentiment de sécurité.

Le CDBR [I à V] a procédé à un classement des processus de détérioration des barrages et de leurs ouvrages annexes (50 concernant les barrages en béton, 41 les barrages en maçonnerie, 61 les barrages en terre et en enrochement, et 57 les ouvrages annexes). On peut distinguer, dans les processus de détérioration, pour chaque type d'ouvrage : d'une part, ceux qui sont liés aux actions imprévues ou exceptionnelles, ou encore à des pannes du matériel; d'autre part ceux qu'on peut associer à une dégradation des matériaux de la fondation ou des ouvrages, ou des structures elles-mêmes. Le second groupe de processus de dégradation, en particulier ceux liés aux événements survenus après plus de 5 années après le début de l'exploitation, sont ceux qui concernent le vieillissement.

Les scénarios de vieillissement principaux qui figurent aux Tableaux I-3, I-4 et I-5 ont été identifiés d'après les études du CDBR, complétées par des données tirées d'autres publications [VII à XI] et d'autres sources [VI,1]. Chacun de ces scénarios est discuté plus en détail dans les chapitres 2 et 4 ci-après.

Dans ce bulletin 979 cas de détérioration de barrages et ouvrages annexes sont étudiés. Ces cas sont indiqués dans l'Annexe pour chaque scénario. A peu près 49 % des scénarios concernent les barrages en béton et en maçonnerie; 32 % les barrages en terre et en enrochement; et 19 % les ouvrages annexes (Tableaux I.3, I.4 et I.5).

1.4. LA DÉTECTION ET LA MESURE DU VIEILLISSEMENT

La détection et la mesure sont les éléments principaux de la maîtrise des scénarios de vieillissement. Cette maîtrise suppose une connaissance constamment tenue à jour du barrage, afin que tout comportement anormal soit décelé en temps utile, pour corriger la situation ou en tous cas éviter toute conséquence dommageable [XII, XIII].

Les inspections, les essais et l'auscultation des ouvrages sont les méthodes utilisées pour obtenir la connaissance nécessaire à un contrôle efficace. Une évaluation directe du vieillissement est possible par l'analyse des altérations subies par les propriétés des structures; une évaluation indirecte peut être effectuée par l'auscultation des effets et des conséquences de ces altérations, et des actions qui les produisent.

1.3. AGEING SCENARIOS

To understand the ageing deterioration it is necessary to establish the relationships between causes and effects leading to the degradation in structural properties of the dam and appurtenant structures. Such processes are known as scenarios. The causes originate actions on the structures and may influence their structural properties; they may be divided into primary (related to local conditions, design and construction) and immediate (related to operation and maintenance conditions). The effects (leakage, displacement, stress, etc.) may have consequences on the structural properties, (internal erosion, sliding, cracking, etc.). These consequences, sometimes, are only observed after some years of operation, when the dam supervisors have a false sense of security.

The CDDR [I to V] has identified deterioration scenarios for dams and appurtenant structures. Fifty of these relate to concrete dams, 41 to masonry dams, 61 to earth and rockfill dams and 57 to appurtenant works. The deterioration scenarios for each type of structure can be broadly divided into those associated with unforeseen or exceptional actions and malfunction of equipment on the one hand, or degradation of structural materials and foundations on the other. The second category of deterioration scenario, in particular those relating to events occurring more than 5 years after the beginning of operation, are those that relate to ageing.

The major ageing scenarios summarized on Tables I.3, I.4 and I.5 have been identified in this way from the CDDR supplemented by additional published data [VII to XI] and by other data [VI,1]. Each is discussed in detail in later parts of this report.

The case histories on ageing of dams and appurtenant works considered in this work, amount to 979. These case histories are listed in the Appendix, for each scenario; about 49 % of them concern concrete and masonry dams, 32 % concern earth and rockfill dams and 19 % concern appurtenant works (Tables I.3, I.4 and I.5).

1.4. DETECTION AND MEASUREMENT OF AGEING

Detection and measurement are at the heart of the control of the ageing scenarios. Such control is achieved by having an upto-date knowledge of the dam so that anomalous behaviour is detected in sufficient time to allow appropriate intervention to correct the situation or to avoid serious consequences [XII, XIII].

Inspection, testing and monitoring of the works are the methods used to obtain the knowledge required to exercise control. A direct evaluation of ageing is possible by monitoring changes in structural properties; an indirect evaluation is available by monitoring the effects and consequences of these changes and of the actions causing them.

Tableau I.3
Principaux scénarios de vieillissement des barrages
en béton et en maçonnerie

Fondation (Massif rocheux) (72 études de cas)	<ul style="list-style-type: none"> - Faiblesse au regard des actions prolongées ou répétées (37) - Érosion et dissolution (11) - Vieillissement des rideaux d'injection et des réseaux de drainage (24)
Corps du barrage (Béton, ou mortier et pierre) (372 études de cas)	<ul style="list-style-type: none"> - Réactions chimiques conduisant à un gonflement (45) - Retrait, fluage ou réaction conduisant à une contraction du matériau (23) - Dégradation due à une réaction entre les composants et le milieu (142) - Faiblesse de la structure vis-à-vis des actions prolongées ou répétées (75) - Faible résistance au gel et dégel (87)
Autres (38 études de cas)	<ul style="list-style-type: none"> - Vieillissement des joints de structure (9) - Vieillissement des revêtements amont (26) - Vieillissement d'organes précontraints (3)
(482) - Total des études de cas de vieillissement repertoriées dans l'Annexe.	

Tableau I.4
Principaux scénarios de vieillissement des barrages en terre et en enrochement

Fondation (Sol ou massif rocheux) (111 études de cas)	<ul style="list-style-type: none"> - Déformation (11) - Perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification de l'état de contrainte (24) - Érosion interne (64) - Dégradation de la fondation (12)
Corps du barrage (Matériaux de remblai) (185 études de cas)	<ul style="list-style-type: none"> - Déformation (31) - Perte de résistance (18) - Augmentation des pressions interstitielles (20) - Érosion interne (28) - Dégradation du remblai (32) - Érosion superficielle (56)
Autres (20 études de cas)	<ul style="list-style-type: none"> - Fuites à travers des barrages en enrochement à masque amont d'étanchéité en béton (7) - Modification de la perméabilité (1) - Dégradation du raccordement entre remblai et ouvrages en béton (12) - Vieillissement des matériaux organiques de synthèse (-)
(316) - Total des études de cas de vieillissement répertoriées dans l'Annexe	

Tableau I.3
Major ageing scenarios for concrete and masonry dams

Foundation (Rock mass) (72 case histories)	<ul style="list-style-type: none"> - Loss of strength under permanent or repeated actions (37) - Erosion and solution (11) - Ageing of grout curtains and of drainage systems (24)
Dam body (Concrete or mortar and stone) (372 case histories)	<ul style="list-style-type: none"> - Chemical reactions resulting in swelling (45) - Shrinkage, creep and reaction leading to contraction (23) - Degradation due to chemical reactions of materials with environment (142) - Loss of strength under permanent and repeated actions (75) - Poor resistance to freezing and thawing (87)
Other (38 case histories)	<ul style="list-style-type: none"> - Ageing of structural joints (9) - Ageing of upstream facings (26) - Ageing of prestressed structures (3)
(482) - Number of case histories listed in the Appendix.	

Table I.4
Major ageing scenarios for earth and rockfill dams

Foundation (Soil or rock mass) (111 case histories)	<ul style="list-style-type: none"> - Deformation (11) - Loss of strength, uplift pressure increase and change in state of stress (24) - Internal erosion (64) - Foundation degradation (12)
Dam body (Embankment materials) (185 case histories)	<ul style="list-style-type: none"> - Deformation (31) - Loss of strength (18) - Pore pressure increase (20) - Internal erosion (28) - Embankment degradation (32) - Surface erosion (56)
Other (20 case histories)	<ul style="list-style-type: none"> - Seepage through concrete faced rockfill dams (7) - Permability change (1) - Loss of bond between concrete structures and embankment (12) - Ageing of synthetic polymer materials (-)
(316) - Number of case histories listed in the Appendix.	

Tableau I.5
Principaux scénarios de vieillissement
des ouvrages annexes associés aux écoulements

Fondations, corps de l'ouvrage et matériels électromécaniques (Massif rocheux, terre, béton, acier et autres matériaux)	<ul style="list-style-type: none"> - Affouillement local (30) - Érosion par abrasion (35) - Érosion par cavitation et dissipation d'énergie (29) - Obstruction par des solides transportés par le courant (6) - Défaillance des vannes et autres matériels (37) - Débit exceptionnel (44)
(181) - Total des études de cas de vieillissement répertoriées dans l'Annexe	

Tableau I.6
Types d'essais et variables d'auscultation

Propriétés et caractéristiques des ouvrages	<ul style="list-style-type: none"> - Échantillonnage et essais de laboratoire - Analyse aux rayons X et par diffractométrie - Essai de vibration forcée - Essais de sonométrie
Actions	<ul style="list-style-type: none"> - Analyse chimique de l'eau du réservoir - Niveau de la retenue - Température de l'eau et de l'air - Vent - Humidité - Précipitations - Séismicité - Envasement
Effets directs des actions	<ul style="list-style-type: none"> - Débit du cours d'eau - Niveaux phréatiques - Turbidité de l'eau des fuites - Débits des fuites - Composition chimique de l'eau des fuites - Sous-pressions - Pressions interstitielles - Pression de l'eau - Température du béton - Gel
Effets mécaniques indirects	<ul style="list-style-type: none"> - Déplacements horizontaux - Déplacements verticaux - Déplacements angulaires - Ouvertures des joints et fissures - Déformations - Contraintes - Réponse dynamique

Table I.5
Flow related major ageing scenarios for appurtenant works

Foundation, structure and equipments (Rock mass, soil, concrete, steel and other materials)	<ul style="list-style-type: none"> - Local scour (30) - Erosion by abrasion (35) - Erosion by cavitation and energy dissipation (29) - Obstruction by solids carried by flow (6) - Problems with gates and other discharge equipment (37) - Excessive flow (44)
(181) - Number of case histories listed in the Appendix.	

Table I.6
Tests and monitoring variables

Structural properties	<ul style="list-style-type: none"> - Sampling and laboratory test - X-ray and diffraction analysis - Applied vibration test - Sounding investigation
Actions	<ul style="list-style-type: none"> - Chemical analysis of reservoir water - Water level - Air and water temperature - Wind - Moisture - Rainfall - Seismicity - Silting
Direct Effects of the actions	<ul style="list-style-type: none"> - Water flow - Phreatic level - Turbidity of seepage water - Percolation and seepage - Chemical analysis of seepage water - Uplift - Pore pressure - Water pressure - Concrete temperature - Freezing
Structural indirect effects	<ul style="list-style-type: none"> - Horizontal displacement - Vertical displacement - Angular displacement - Joint and crack movement - Strains - Stresses - Dynamic response

Les inspections visuelles et les mesures de fuites sont des moyens efficaces de détection du vieillissement. Les inspections pourront avoir lieu soit périodiquement, soit à la suite de circonstances exceptionnelles, comme un séisme ou une crue importante. Les essais en laboratoire et *in situ*, l'auscultation à long terme, sont utilisés pour mesurer les variations des propriétés des ouvrages, des actions et de leurs effets, des effets mécaniques et des conséquences. Quelques essais et variables de contrôle couramment utilisés sont indiqués au Tableau I-6.

Les moyens suivants permettent d'améliorer l'efficacité du contrôle : 1) la programmation correcte des différentes activités; 2) l'installation, dans les ouvrages, d'un appareillage d'auscultation aussi simple et robuste que possible, et bien adapté aux variables de contrôle; 3) la pratique d'un processus systématique de recueil, contrôle et traitement de données d'auscultation et d'informations en provenance des inspections et essais, durant toute la vie des installations; 4) l'analyse soignée de toutes les données ainsi rassemblées, pour l'évaluation de l'état des ouvrages au cours de leur existence, périodiquement et à la suite d'événements exceptionnels.

Le vieillissement étant caractérisé par les détériorations qui surviennent après les 5 premières années d'exploitation, il sera judicieux d'établir un rapport de synthèse sur l'état des ouvrages au bout d'un délai d'exploitation de l'ordre de 5 ans.

En raison de la grande longueur de la période de mesures, il sera avantageux d'utiliser des méthodes simples et des appareils rustiques et durables. Dans certains cas on pourra automatiser les mesures, ce qui aura le double avantage d'éviter des erreurs humaines et de faciliter le traitement d'un grand nombre de données. Il sera souvent intéressant d'assurer une redondance dans le système de recueil de données.

Les pannes les plus fréquentes des appareils d'auscultation sont liées à l'obstruction de trous et tubes, au descellement des repères de nivellement et triangulation, à la corrosion et aux pannes électriques. Ces effets devront être pris en considération dans le projet, ainsi que la facilité de réparation et de remplacement des appareils.

Les phénomènes d'obstruction diminuent la capacité des drains et par conséquent faussent les résultats des mesures de fuites. Dans les barrages en béton et en maçonnerie, l'obstruction est souvent provoquée par des dépôts de carbonate de calcium dans les drains. Par ailleurs, dans les barrages en remblai et dans les fondations de barrages, l'obstruction est souvent provoquée par des accumulations de boues ferro-bactériennes. Les travaux de réparation (injection) pourront aussi obstruer les drains.

Les mesures de déplacement et de déformation dépendent de la qualité du scellement des repères de nivellement et triangulation. Dans les barrages en béton et en maçonnerie, les parements qui supportent les repères pourront être altérés par suite des cycles de température ou de gel-dégel, spécialement sur les piliers près de la crête. Des effets semblables pourront affecter les piliers de mesures d'alignement de crête, l'extrémité supérieure des pendules, des points de référence à proximité du barrage, et des repères topographiques de barrages en remblai.

Visual inspections and seepage measurements are very important detection methods. Inspections are either of a routine nature, or may follow such unusual occurrences as earthquakes or large floods. Laboratory and *in situ* tests and long term monitoring are used to measure changes in structural properties, actions and their effects, mechanical effects and consequences. Some of the tests and monitoring variables in current use are summarised on Table I.6.

Surveillance of deterioration will be greatly assisted by the following : 1) timely planning of the activities; 2) installation of appropriate instruments, the simpler and more robust the better, provided that they are effective; 3) systematic collection, validation, and storage of the data, both from the instruments, and as a result of inspections and tests, during the life of the project; and 4) analysis of the data gathered to assess the condition of the works during their lifetime.

Since ageing has been defined as deterioration detected 5 or more years after the beginning of operation, it will be helpful if a thorough review is made of the condition of the structures at that time (age 5 years).

In view of the long period of time over which measurements will be made, there will be advantages in using methods and equipment that are simple in concept and durable in practice. It may be possible to automate some of the data collection with the twin benefits of avoiding human error together with the better management of a large volume of data. It will frequently be convenient to ensure redundancy in the data gathering system.

The most frequent failures of monitoring devices are related to clogging of holes and pipes, loosening of bench marks, corrosion and electrical failures. These effects should be considered in the design, as well as the feasibility of repair or replacement of devices.

Clogging phenomena decrease the capacity of drains and therefore falsify the results of seepage measurements. At concrete and masonry dams clogging is often caused by calcium carbonate deposits in drains. At embankment dams and sometimes in dam foundations clogging is caused by ochre (commonly, oxidized iron in association with bacterial slimes). Repair works (grouting) may also clog the drains.

Displacement and deformation measurements depend on the anchoring quality of the bench marks. At concrete and masonry dams, facing zones bearing bench marks may be loosened due to temperature or freeze-thaw cycles, especially at pillars near the crest. Similar effects may disturb pillars for alignment measurements on the crest, the upper end of pendulums, datum points in the surroundings of the dam, and surface measurement points on embankments dams.

La corrosion peut se manifester dans tous les appareils métalliques exposés à l'humidité, surtout quand des métaux différents sont en contact, soit dans un même élément, soit entre deux éléments homogènes distincts.

Les appareils électriques et les réseaux de télécommunication pourront avoir des pannes électriques, provoquées par la corrosion, par des conditions atmosphériques extrêmes ou par la foudre. Des problèmes à long terme pourront aussi surgir par suite de dérives diverses dans les caractéristiques des circuits.

1.5. L'ÉVALUATION DU VIEILLISSEMENT

Une fois le vieillissement détecté, il faut l'analyser afin de déterminer au mieux sa consistance et de décider les mesures correctives appropriées. Bien qu'en cette matière les critères courants de projet soient applicables [XIV], l'intervention d'ingénieurs expérimentés est alors nécessaire.

On cherche en premier lieu à apprécier les conséquences du vieillissement sur l'aptitude au service et sur la sécurité des ouvrages. A cette fin on utilise des modèles dans lesquels on fait entrer toute l'information disponible. Deux types de modèles sont considérés (Tableau I-7) : 1) un modèle des actions, qui lie les actions et les caractéristiques des structures aux effets et conséquences directs de ces actions; 2) un modèle du comportement structurel des ouvrages, qui lie les caractéristiques mécaniques des ouvrages et les effets directs aux effets mécaniques indirects et conséquences correspondantes.

En fonction de leur variation au cours du temps, les actions, leurs effets directs, et les effets mécaniques peuvent être classés en permanents (ou à variation lente) et répétitifs (approximativement cycliques). Les effets permanents ou à variation lente sont composés d'une part réversible et d'une part irréversible; c'est cette dernière qui est associée au vieillissement. Sur les effets cycliques, le vieillissement peut se traduire par une modification dans le temps des effets d'actions identiques.

Les études sur modèles mathématiques pourront être menées selon les deux méthodes suivantes (Tableau I-7) : 1) en se donnant l'évolution des actions et des caractéristiques des structures, et en calculant l'évolution des effets dans le temps (on tiendra compte des modifications possibles des caractéristiques des structures); 2) en divisant la période à analyser en intervalles successifs à l'intérieur de chacun desquels on se donnera les actions et leurs effets directs, ainsi que leurs effets mécaniques indirects, puis on calculera en retour les caractéristiques moyennes des structures pour chaque intervalle. Le premier type d'analyse convient pour des ouvrages pour lesquels on dispose de peu de données. On l'a utilisé dans des études aux éléments finis, aux différences finies, aux méthodes intégrales [XV], ainsi que dans des études aux éléments distincts [15]. Le second type d'analyse est adapté au cas d'ouvrages pour lesquels un grand nombre de données est disponible. On l'a souvent utilisé pour des barrages en béton sous l'appellation de méthodes inverses (analyse rétrospective, optimisation, déconvolution, etc.).

Il convient d'observer que, dans certains cas, les caractéristiques des structures d'un des modèles (Tableau I-7) changent avec les effets correspondant à l'autre modèle. Il faut donc avoir recours à une analyse couplée des deux modèles.

Corrosion may occur at all metallic devices exposed to humidity, especially, when different metals or, in case of the same metal, components of different composition are in contact.

Electrical devices and telecommunication networks may experience electrical failures, caused by corrosion, extreme weather conditions, and lightning. Long-term problems may arise also from a shifting of the reference system.

1.5. AGEING EVALUATION

Once ageing has been detected it is necessary to assess how far it has developed in order to decide on appropriate corrective measures. Such a decision, although based on current design criteria [XIV], requires experience and sound engineering judgement.

The ageing assessment of structures is based on the evaluation of their safety and performance conditions. The models used should incorporate all information available. Two types of models are considered (Table I.7) : 1) models of the actions, relating the actions and the structural properties with the corresponding effects and consequences; 2) structural models, relating the mechanical properties of the structures, and the direct mechanical effects of the actions with the corresponding indirect effects and consequences.

According to their variation with time, the actions, the direct effects of the actions and the mechanical indirect effects may be classified as permanent or slowly variable, and repeated (approximately periodic). The permanent or slowly variable term of the effects may be further split into a recoverable part and a non-recoverable one, the latter being associated with ageing; the repeated term of the effects shows that ageing is occurring when there is a change of the effects for the same actions.

The analysis of the models may be made (Table I.7) : 1) by defining the evolution of the actions and of the structural properties with time, in order to evaluate the evolution with the time of the effects (possible changes in the structural properties with these effects being taken into account); and 2) by dividing the period of time under analysis into intervals, defining the actions, the effects of the actions and the mechanical effects for each interval, in order to evaluate therefrom the structural properties for each time interval. The first type of analysis is appropriate for the study of structures for which the available data are scarce; finite element, finite difference and boundary element techniques [XV] as well as finite distinct elements [15] have been used. The second type of analysis is appropriate for the study of structures for which a large number of data have been assembled; it has been applied for concrete dams under the names of quantitative interpretation, identification of parameters or back analysis.

It should be emphasized that, for some problems, the structural properties in one of the models (Table I.7) change with the effects corresponding to the other model, and therefore a coupled analysis has to be made.

Tableau I.7
Modèles des structures pour l'étude des scénarios du vieillissement

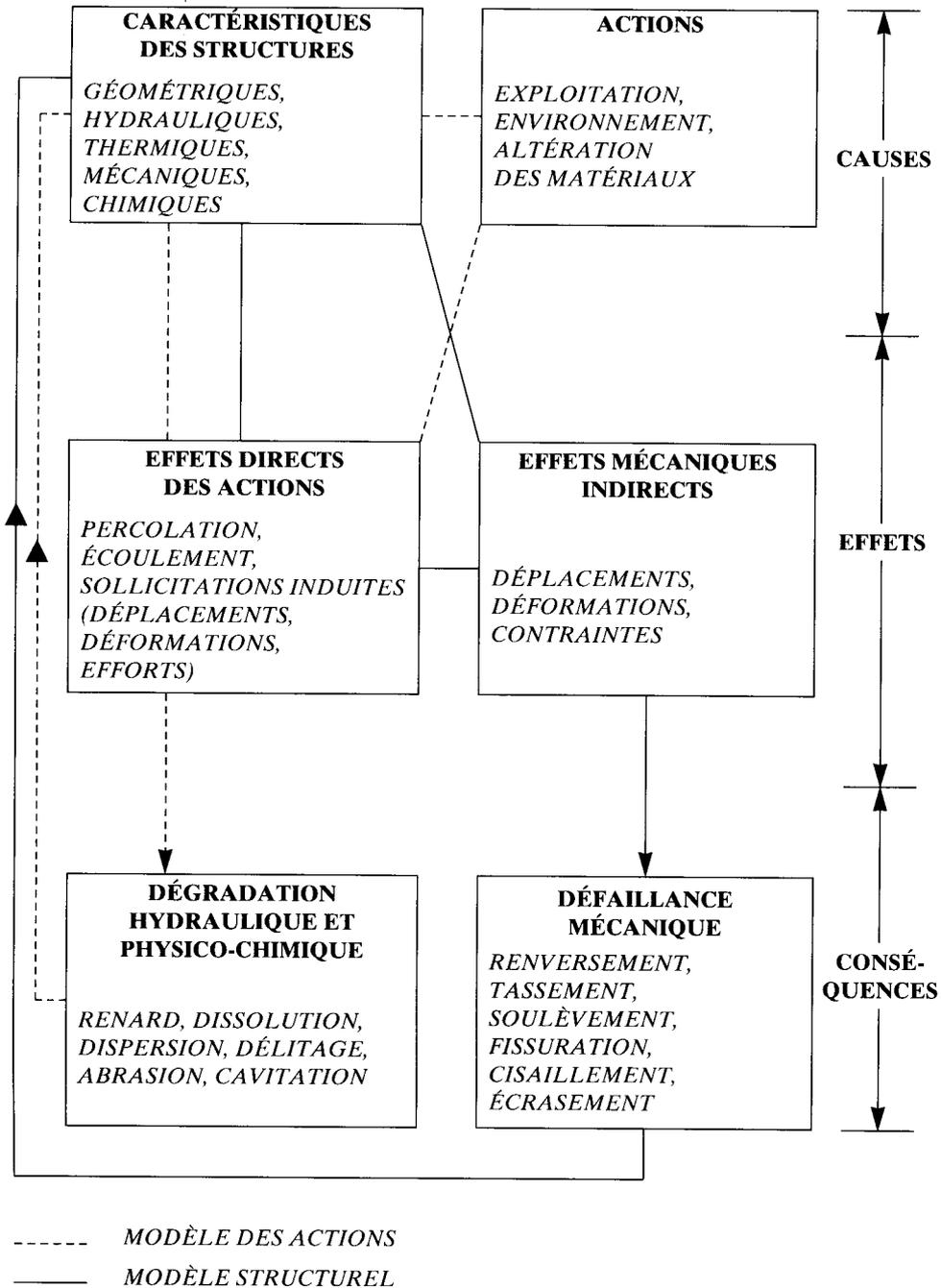
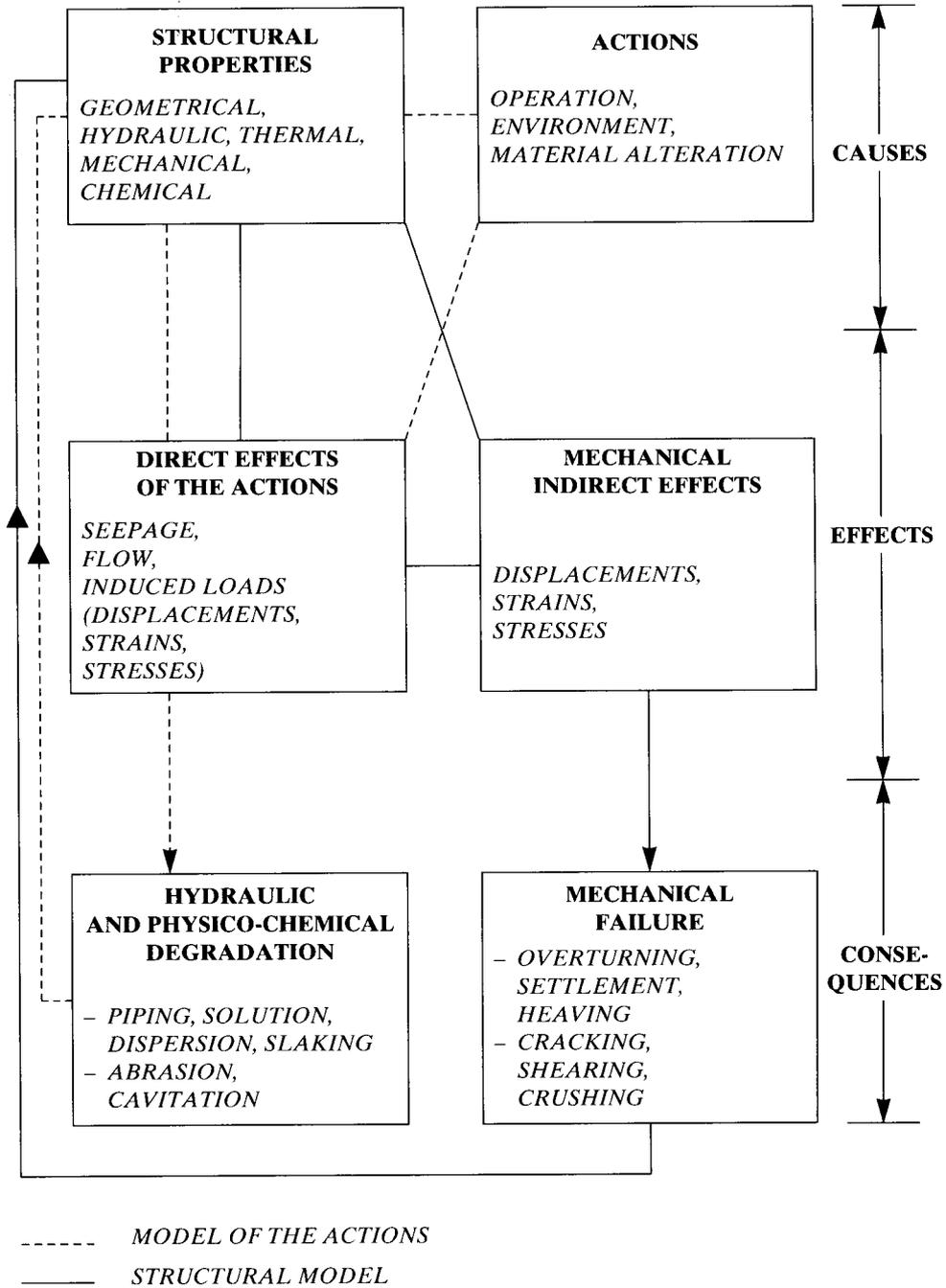


Table I.7
Models of structures for analysis of ageing scenarios



2. BARRAGES EN BETON ET EN MAÇONNERIE

2.1. INTRODUCTION

La méthode suivie et les données utilisées pour l'identification des scénarios de vieillissement principaux des barrages en béton et en maçonnerie sont présentées au présent chapitre 2.1. L'illustration et la description de ces scénarios sont ensuite exposées aux chapitres 2.2. et 2.3., respectivement pour les fondations et pour le corps des barrages; chaque scénario est présenté selon un plan commun comprenant une introduction générale, un ou des exemples illustratifs, ses causes et son processus, son développement et ses conséquences, et quelques commentaires sur la prévention, le contrôle et la maîtrise du scénario. Certains autres scénarios importants, qui ne sont pas spécifiques des fondations ni du corps du barrage, sont évoqués au chapitre 2.4. Des recommandations relatives à la prévention, au contrôle et à la limitation des effets des principaux scénarios de vieillissement sont enfin présentés au chapitre 2.5.

Les données de base utilisées pour identifier les scénarios de vieillissement principaux concernant les barrages en béton et en maçonnerie [I à X , 1], sont présentées dans la deuxième partie de l'Annexe. Le nombre total d'exemples étudiés est de 482, dont 72 concernent les fondations, 372 le corps des barrages, et 38 d'autres scénarios. L'échantillon correspondant n'est pas nécessairement représentatif de la population mondiale des barrages en béton et en maçonnerie, et de son vieillissement. Chaque pays a en effet ses propres critères pour fournir sa documentation, de sorte que les différentes contributions peuvent ne pas être homogènes. D'autre part, la plupart des données relatives au vieillissement sont très brièvement rapportées, avec peu de détails techniques. On a néanmoins considéré que l'échantillon disponible était suffisant pour sélectionner sans biais les scénarios principaux de vieillissement des barrages en béton et en maçonnerie.

Chacun des exemples répertoriés a été imputé à un scénario de vieillissement, selon la liste du Tableau I-3. En fait deux ou plusieurs processus peuvent parfois intervenir ensemble, comme la réaction entre des composants des matériaux et l'environnement, associée à l'action des cycles gel-dégel : dans ce cas, la dissolution du liant diminue la résistance mécanique du béton ou de la maçonnerie, et accélère de ce fait la détérioration due au gel; d'autre part, la fissuration due au gel augmente la perméabilité du matériau, et facilite la circulation de l'eau dans le béton, donc la dissolution du liant. L'action conjuguée de ces phénomènes conduit à une dégradation très rapide du béton ou de la maçonnerie.

2. CONCRETE AND MASONRY DAMS

2.1. INTRODUCTION

The method and data used in the identification of the major ageing scenarios for concrete and masonry dams are presented in Section 2.1. Illustration and description of these scenarios are presented in Section 2.2, for the foundation and in Section 2.3 for the dam body. These Sections have the same format: an introduction, illustrative examples, the causes and processes, the development and consequences, and some comments on the prevention, monitoring and control measures. Other major ageing scenarios, not specific to the foundation and dam body materials, are described in Section 2.4. Recommendations concerning prevention, monitoring, and mitigation of the major ageing scenarios are presented in Section 2.5.

The main data used in selecting the major ageing scenarios for concrete and masonry dams [I to X,1] is summarised in Section 2 of the Appendix. Four hundred and eighty two ageing cases were studied, of which 72 concern the foundation, 372 the dam body and 38 other scenarios. These cases do not necessarily represent ageing of concrete and masonry dams all over the world. Each country had criteria of its own when supplying the information and a different perspective is inevitable. Moreover, most data related to ageing cases comprise few technical details. Nevertheless, the sample contains sufficient data to be suitable for selecting the major ageing scenarios of concrete and masonry dams.

Each case history was attributed to a major ageing scenario and these are summarised on Table I.3. Some processes are coupled as for example, those concerning the reactions between materials and the environment, and the deterioration due to freezing and thawing. Here the solution of the binder reduces the mechanical strength of the concrete or masonry, thus accelerating the deterioration due to frost; equally, cracking due to frost-thaw cycles increases the permeability of the material, hence the volume of water flowing into the concrete and the resulting solution of the binder. The coupled action of these phenomena increases the rate of degradation of concrete and masonry.

2.2. SCÉNARIOS PRINCIPAUX CONCERNANT LA FONDATION

2.2.1. Faiblesse au regard des actions prolongées ou répétées

La faiblesse des fondations a été la cause d'accidents graves, notamment lors de premiers remplissages de réservoirs (exemples de St Francis et de Malpasset [III-2]), mais elle peut ne se manifester que plus tardivement en exploitation.

Parmi les exemples de vieillissement analysés, 37 (environ 8%) concernent le scénario qui nous intéresse ici.

Illustration

L'incident survenu sur la fondation du barrage de Varosa [4, 5, 6] illustre bien le présent scénario. Le barrage de Varosa, situé dans le nord du Portugal et achevé en 1976, est une voûte mince de 75 m de haut, avec un rapport « corde en crête/ hauteur » de 2,5 environ. Il est fondé sur du granite, dont le degré d'altération est différent selon qu'on le regarde en fond de vallée ou sur les versants. La résistance de la matrice rocheuse est élevée, mais la résistance au cisaillement des joints du rocher est médiocre.

Des injections de ciment ont été exécutées pour améliorer les propriétés mécaniques et hydrauliques, le long du contact béton-rocher et dans le rocher lui-même jusqu'à 20 m de profondeur environ. On a en outre réalisé un écran étanche de 60 m de profondeur à partir de la galerie de drainage du barrage.

Le dispositif d'auscultation du barrage comprend des pendules directs et inversés, des extensomètres locaux et à longue base, des mesures de déformation, des contrôleurs de joints, des thermomètres et des piézomètres. L'auscultation, commencée pendant la construction, s'est poursuivie durant le premier remplissage et les premières années d'exploitation. Dans l'ensemble, les résultats furent conformes aux prévisions élaborées à l'aide des modèles mathématiques et physiques utilisés pour le projet et le contrôle de la sécurité de l'ouvrage.

En avril 1983, le réservoir étant plein, les fuites au pied du barrage augmentèrent pour atteindre des valeurs jamais vues jusqu'alors (Fig II.1). Des mesures furent prises immédiatement, à savoir un abaissement du niveau maximum d'exploitation et la mise en œuvre d'un programme d'observation intensif.

Des essais de perméabilité réalisés dans les drains des plots centraux montrèrent des absorptions d'eau à peu de profondeur sous le contact béton-rocher. Des analyses chimiques indiquèrent un faible enrichissement de l'eau des fuites en sels minéraux au cours de son passage dans la fondation, et une décroissance de cet enrichissement avec l'augmentation des débits, ce qui était l'indice d'une percolation rapide avec un trajet court dans le rocher. Diverses observations permirent de localiser la zone incriminée, qui se limitait au fond de la vallée. Les dégradations étaient dues à des contraintes de traction au pied amont, qui avaient conduit à une ouverture des joints du rocher et à une rupture concomitante du rideau d'injection.

2.2. MAJOR AGEING SCENARIOS CONCERNING THE FOUNDATION

2.2.1. Loss of strength under permanent or repeated actions

Loss of strength of the rock mass foundations of concrete and masonry dams has been the cause of major accidents. This scenario may occur at the beginning of the operation phase (cases of Saint Francis dam and Malpasset dam [III, 2]) or its effects may only be observed after some years of operation.

Thirty seven of the case histories assembled for concrete and masonry dams (about 8 %) concern this scenario.

Illustration

An incident involving the foundation of Varosa dam [4, 5, 6] illustrates this scenario. The dam, in Northern Portugal, completed in 1976, is a thin 75 m high arch dam, with a span-height ratio of about 2.5. The dam is founded on granite with different degrees of weathering in the bottom of the valley and in the abutments. The rock is strong but the shear strength along the joints is low.

Cement grouting was carried out to improve the mechanical and hydraulic properties of the foundation along the dam-foundation interface and inside the rock mass down to a depth of about 20 m. A grout curtain up to 60 m deep was formed from the drainage gallery of the dam.

The instrumentation of the dam and foundation includes direct and inverted pendula, rockmeters, strain gauges, deformeters, joint meters, thermometers, and piezometers. Monitoring of the dam behaviour began during the construction and continued through the first filling of the reservoir and into the initial operation period. The observations agreed generally with those predicted by mathematical and physical models.

In April 1983, with the reservoir full, the seepage through the bottom of the dam increased to values never recorded before (Fig. II.1). Immediately the reservoir was lowered and an intensive observation programme implemented.

Permeability tests conducted at the drains of the central blocks indicated that the water entered through the rock mass a few meters below the dam foundation. Chemical analysis of the seepage water showed not only a low concentration of dissolved salts but that the concentration decreased with increasing seepage, pointing to a short path and rapid seepage within the foundation. Observations made it possible to locate the damaged zones of the foundation at the bottom of the valley. The problem was due to excessive tensile stress at the upstream heel, which caused the joints to open with consequent distress to the grout curtain.

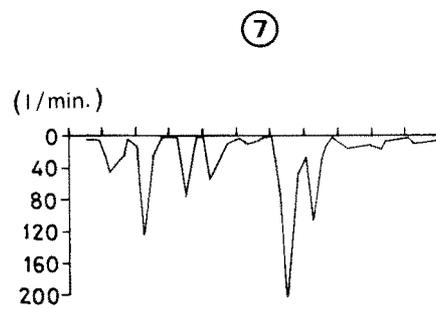
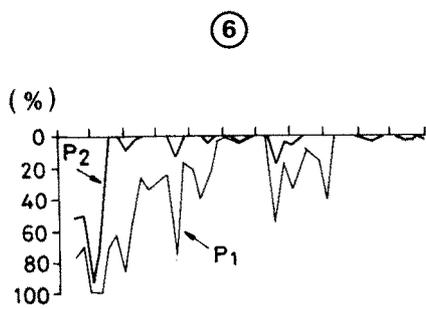
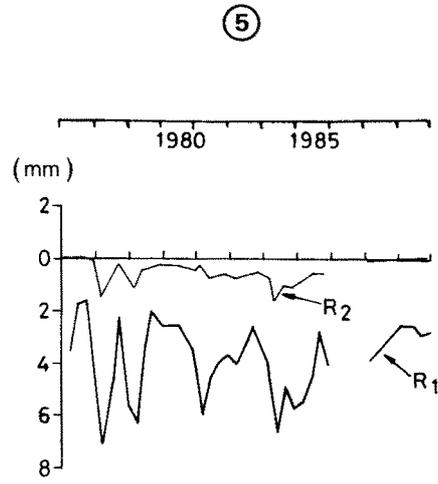
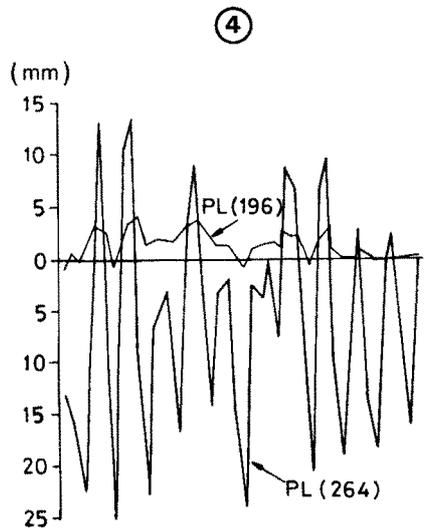
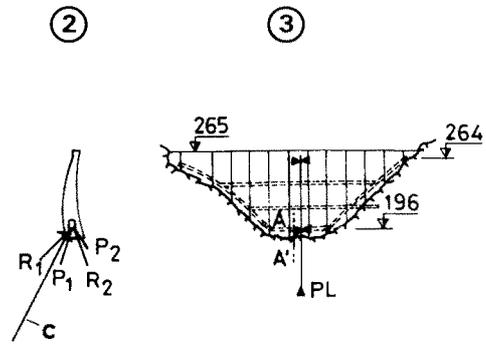
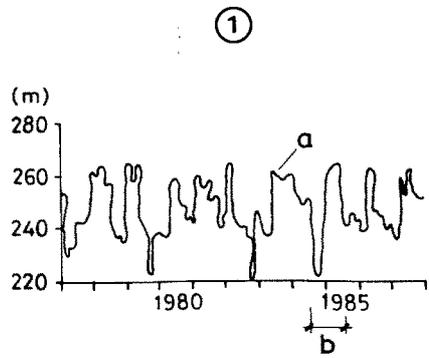


Fig. II.1

Varosa dam. Monitoring results [5]

Barrage de Varosa. Résultats de la surveillance [5]

- | | |
|--|---|
| 1) Reservoir water level (a) and date of the remedial measures (b) | 1) Niveau de l'eau dans le réservoir (a) et date des mesures correctives (b) |
| 2) Grout curtain (c), rockmeters (R_1 , R_2) and piezometers (P_1 , P_2) | 2) Rideau d'injection (c), extensomètres de fondation (R_1 , R_2) et piézomètres (P_1 , P_2) |
| 3) Downstream elevation : inverted plumb-line (PL) and cross-section AA | 3) Vue aval : pendule inversé (PL) et section transversale AA |
| 4) Radial displacements measured by the inverted plumb line (PL) (+ towards downstream) | 4) Déplacements radiaux mesurés par le pendule inversé (PL) (+ vers l'aval) |
| 5) Radial displacements (+ upwards) measured by the rockmeters (R_1 , R_2) at cross-section AA (8 m beneath the gallery) | 5) Déplacements radiaux (+ vers le haut) mesurés par les extensomètres de fondation (R_1 , R_2) dans la section transversale AA (8 m sous la galerie) |
| 6) Uplift pressures measured by the piezometers (P_1 , P_2) at cross-section AA | 6) Sous-pressions mesurées par les piézomètres (P_1 , P_2) dans la section transversale AA |
| 7) Total seepage in the foundation | 7) Fuites totales dans la fondation |

Causes, effets et conséquences

Il apparaît que les causes principales à incriminer sont les sollicitations alternées liées à des gradients hydrauliques élevés. Ces sollicitations concernent surtout les variations du niveau du réservoir, les effets thermiques ayant peu d'influence directe sur la fondation. Les contraintes alternées entraînent des déformations significatives de la fondation, des mouvements des joints du rocher, et même l'ouverture et la propagation de fissures. Ce processus peut aussi être accompagné et amplifié par le jeu de l'imbibition puis de la dessiccation des produits de remplissage des joints du rocher.

Ce scénario de vieillissement est principalement observé sous les ouvrages minces, avec des contraintes et des gradients hydrauliques élevés, dont les fondations sont moins confinées que celles d'ouvrages épais. Les zones où ce scénario de vieillissement se manifeste le plus sont les pieds amont et aval des barrages-voûtes: c'est au pied amont qu'on a le plus de chances d'observer des décollements de joints dus aux grandes variations de sollicitations, et on y mesure souvent des pressions égales à la charge de la retenue; au pied aval, le rocher peut être soumis à des efforts de compression et de cisaillement importants, particulièrement dans le cas de vallées larges.

En général, ces évolutions dans la masse rocheuse conduisent à un nouvel état d'équilibre au bout de quelques années d'exploitation. Mais dans certains cas une dérive irréversible peut persister dans le long terme, ou apparaître après une période de comportement réversible prolongée. Une telle évolution irréversible (qui se produit habituellement dans les zones de fondation à fort gradient hydraulique) correspond à une amplification des mouvements des joints, ou au délavage de ces joints; elle s'accompagne d'un déplacement d'ensemble de la fondation, ou d'une augmentation de l'amplitude des mouvements réversibles de cette fondation. A ces manifestations mécaniques s'ajoutent en général des augmentations spectaculaires des débits de fuites et des sous-pressions: l'eau sait admirablement bien exploiter les faiblesses de la masse rocheuse et du dispositif d'étanchéité. Ce processus peut aboutir finalement aux conséquences suivantes: renard; instabilité de zones étendues soumises aux sous-pressions, et redistribution des contraintes dans la fondation, avec risque de ruptures locales, notamment par cisaillement.

En ce qui concerne plus particulièrement le pied amont des barrages-voûtes, l'expérience montre qu'on peut parfaitement tolérer que des parties étendues de la fondation soient décomprimées et exposées à la sous-pression totale. Mais alors la vigilance s'impose, car cette décompression peut s'accompagner d'une fissuration du rideau d'injection avec augmentation inadmissible des débits de fuite; d'autre part, l'augmentation des contraintes dans la partie aval de la fondation peut conduire à des cisaillements excessifs, et aussi à une perturbation des percolations avec augmentation des sous-pressions dans cette zone de la fondation.

On citera ci-après quelques autres processus possibles:

1) Dans certains calcaires ou grès poreux, le remplissage de la retenue provoque un relèvement de la nappe, avec contournement « au large » de la fondation du barrage. Le phénomène peut prendre plusieurs années, voire plusieurs décennies, et le réseau de drainage n'a qu'une influence locale. Le nouveau régime d'écoulement peut amener une modification de l'équilibre des masses rocheuses, la nature et la géométrie des discontinuités étant alors des paramètres essentiels.

Causes, effects and consequences

The main causes of this ageing scenario seem to be related to alternating stresses in the foundations linked with the variations in hydraulic gradients experienced when the reservoir level changes. Thermal effects have little direct impact on the foundation. The alternating stresses lead to foundation deformations, to movements of rock joints, and to initiation and propagation of cracks. This process may also be accompanied and amplified by soaking and drying of joint fillings.

This ageing scenario is mainly observed in thin structures, highly stressed and with high hydraulic gradients, for which the foundation is less constrained than for thick structures. Evidence of this ageing scenario is often found at the heel and downstream toe of arch dams : upstream joints tend to open due to the stress and water pressure under full reservoir level; downstream, the rock may be subjected to large compression and shear stress particularly for dams sited in wide valleys.

In general, the rock mass is strong enough to adopt a new equilibrium state after several years of operation. However, in some cases, permanent deformation accumulates with time or may occur after an extended period of stabilized behaviour. This irreversible evolution is often associated with a high fluctuating hydraulic gradient. Such conditions encourage significant joint movements and the washing out of the joint fillings and may cause permanent deformation of the dam foundation, or an increase in the amplitude of the reversible movements. These structural changes may be accompanied by spectacular increases in seepage and uplift pressure (water has an exceptional ability to exploit the weakness of the rock mass foundations and of the waterproofing systems). This may result in piping, large scale instability in faulted rock masses subjected to uplift pressure, and stress redistributions in the foundation (these in turn can lead to local failure particularly by shearing).

In arch dams, experience shows that it is acceptable for the upstream part of the foundation to be under no compressive stress and to be exposed to the full uplift pressure from the reservoir. However, care is required, as this lack of contact pressure may be accompanied by cracking in the grout curtain and to unacceptable leakage; and the increase of stress in the downstream part of the foundation may lead to excessive shear stresses thereby impeding drainage, with a consequential increase in the uplift pressure.

Other processes that may also occur, are listed below :

- 1) In porous limestone or sandstone foundations, filling of the reservoir raises the ground water level in the reservoir banks and around the dam foundation. The ground water level may take several years or decades to stabilize and the effect of the dam drainage system is limited. The new water level may modify the equilibrium of the rock mass, depending on the nature and geometry of faults and joints.

2) Des mouvements différentiels dans la fondation rocheuse peuvent être provoqués par des phénomènes extérieurs comme un drainage en grand par des travaux souterrains [7], ou une exploitation minière.

3) Certaines roches peuvent être altérées sous l'influence de la mise en eau du barrage, soit par transformation chimique, soit par action physique de l'eau. Ces phénomènes peuvent avoir de graves conséquences, à savoir affaiblissement du rocher, renard ou subsidence. Par exemple, l'anhydrite peut se transformer en gypse, bien qu'une telle hydratation soit exceptionnelle dans les roches superficielles; ou encore, l'imbibition peut altérer certaines marnes et argiles, ou des remplissages de failles.

4) Pour le cas exceptionnel de barrages en béton construits sur fondation meuble, les risques principaux sont la formation de renard et les glissements de terrain.

Détection et contrôle du vieillissement

Le contrôle du présent scénario repose principalement sur l'observation des fuites à travers la fondation. Les paramètres importants sont le débit et la nature des eaux, notamment la présence de particules solides dans les fuites et l'apparition de taches humides à l'aval. L'efficacité des mesures est améliorée si on sépare les fuites de la fondation de celles du corps du barrage, et si on divise celles de la fondation en plusieurs zones. Si l'accès au pied aval du barrage n'est pas possible, des artifices doivent être trouvés pour collecter et mesurer les débits correspondants (drains équipés de captages collectés, déversoirs auxiliaires, etc).

Les mesures de sous-pressions sont un complément utile aux mesures de fuites, surtout pour les barrages-poids et les barrages-voûtes, tant pour la détection du vieillissement que pour l'appréciation de son influence sur la stabilité des ouvrages. De telles mesures doivent être faites dans les zones de la fondation où des problèmes particuliers ont pu être détectés. Des essais périodiques en sondages peuvent permettre de déceler une évolution des propriétés mécaniques de la roche.

La mesure des déplacements de la fondation, par topographie optique, par pendules inversés ancrés en profondeur dans le rocher, et par rocmètres, peut aussi être utilisée. Au moyen de telles mesures, on peut déterminer les parts irréversibles de ces déplacements, et les modifications dans le temps du comportement réversible de la fondation.

Une fois décelés, de tels problèmes requièrent le recours à des experts, bien que les remèdes soient parfois assez simples. Les plus fréquemment utilisés sont le renforcement des rideaux d'injection, et aussi des tapis étanches disposés à l'amont du barrage.

2.2.2. Érosion et dissolution

L'érosion des fondations se présente principalement sous la forme de dissolution et d'entraînements de matériaux, provenant soit de la roche elle-même, soit du remplissage des discontinuités, soit de fondations meubles, soit des rideaux d'injection. Ces phénomènes sont souvent associés à une faiblesse de la fondation telle

2) Differential displacements of the dam-foundation interface may be induced by movements of the rock mass foundation due to external phenomena, such as large scale drainage [7] and mining.

3) Chemical and physical alteration of rocks may occur under the new conditions induced by the reservoir and this may lead to weakening of the rock, piping or subsidence. Examples include: the change of anhydrite into gypsum, although such hydration is exceptional in foundation rock masses, and physical processes due to the effect of water on certain marls and clays, or joint fillings.

4) The risk of sliding or piping cannot be excluded for concrete or masonry dams on weak rocks and soil foundations.

Monitoring and control of ageing

The fundamental means of monitoring this ageing scenario is by assessment of seepage through the dam foundation. Important are observations of the quantity and nature of the seepage flow, particularly the existence of solid matter in the water and damp patches downstream. The efficiency of the seepage flow measurements is improved by separating the leaks coming from the foundation and from the dam body, and by using a zoned collecting system on the foundation surface. If there is no access to the downstream toe of the dam, appropriate means are required to collect and measure the leaks discharged downstream (drains with a collecting system, auxiliary sills, etc.).

Measurement of uplift pressure is a useful complement to seepage measurement, particularly for gravity and arch dams. It may help in the detection of ageing and provide worthwhile data for assessing the stability of the structures. Uplift should be measured at points in the foundation where problems have been identified. Periodic borehole tests are sometimes useful in detecting changes in the mechanical properties of the rock mass.

Measurements of foundation displacements may be made by geodetic methods, by inverted plumb lines anchored deep in the foundation rock, and by rockmeters. The irreversible component of the displacement, and the change with time of the reversible behaviour can be detected in this way.

Once damage is detected, the problem must be brought to the attention of experts. However simple remedial measures for this ageing scenario are sometimes appropriate. These include reinforcement of the foundation by strengthening the grout curtain or by adding an impervious apron to the foundation upstream of the dam.

2.2.2. Erosion and solution

The scenario of foundation erosion arises mainly from dissolution and piping phenomena in fault and rock joint fillings, soluble rocks, soil foundations, and consolidation grouting. These phenomena are often associated with the foundation weakness referred to in scenario 2.2.1. A well known case of piping failure in an

que celle évoquée au scénario objet du paragraphe 2.2.1. Le désastre du barrage de Puentes, survenu en 1802, 11 ans après son achèvement, est un exemple de rupture par renard dans la fondation alluviale de fond de vallée d'un barrage-poids en maçonnerie [III, 2]. Bien que cet accident ne corresponde pas à notre définition du vieillissement, puisqu'il survint lors du premier remplissage de la retenue, il constitue une bonne illustration du phénomène.

Parmi les exemples analysés, 11 seulement (environ 3 %) se rapportent au processus envisagé ici (Annexe).

Illustration

Un début de dissolution et de débouillage du matériau de remplissage des joints de la roche de fondation est montré par l'exemple du barrage de Venda Nova [5, 6]. Ce barrage poids-voûte d'environ 100 m de haut fut construit en 1951 sur le Rabago (Portugal) (Fig. II.2). La fondation de Venda Nova est principalement constituée de granite; des schistes affleurent dans la partie haute de la rive droite. La masse rocheuse est coupée par des séries de diaclases et de failles localisées, généralement garnies d'argile et de mylonite. Le traitement de fondation d'origine comprenait des injections du contact béton-rocher, et un rideau d'injection de 50 m de profondeur environ. Des résurgences s'étant produites lors du premier remplissage de la retenue, et ayant persisté après la première période d'exploitation, un nouveau traitement de fondation, semblable au premier, fut réalisé en 1964, concurremment avec l'aménagement d'un réseau de drainage.

Un système d'auscultation fut installé, comprenant un réseau de topographie optique et de nivellement, des pendules, des contrôleurs de joints, des extensomètres locaux et des piézomètres. Les résultats des mesures indiquèrent un comportement normal, cohérent avec les prévisions du projet. Cependant, les fuites importantes signalées ci-dessus ne furent pas supprimées par les travaux de 1964, et on observa au contraire une augmentation des sous-pressions; ces phénomènes étaient liés à une ouverture des discontinuités subhorizontales de la fondation, notamment dans le versant rive gauche et en fond de vallée. En 1968, de nouveaux drains furent percés, et bien qu'on n'ait plus observé de sous-pressions inquiétantes par la suite, le débit des fuites augmenta (Fig. II.2). Cette augmentation était liée à un délavage et à une dissolution des matériaux de remplissage des discontinuités de la masse rocheuse (argile, mylonite, mais aussi coulis d'injection). Confirmation en fut donnée par des analyses des dépôts recueillis à la sortie des drains par diffractométrie aux rayons X, et par l'analyse chimique des eaux des fuites et de la retenue: la teneur de l'eau de la retenue en sels minéraux était de 22 mg par litre, tandis que celle de l'eau des fuites était considérablement supérieure (Fig II.2).

Des réparations furent exécutées en 1984-85 en vue d'améliorer le comportement hydraulique de la fondation. Ces travaux, consistant essentiellement en une consolidation et un étanchement de la fondation (à l'aide de résines acryliques) se sont avérés efficaces.

Causes, effets et conséquences

La circulation de l'eau dans une fondation rocheuse fissurée peut provoquer des dissolutions et des érosions de la masse rocheuse elle-même, des matériaux de remplissage des joints, et des coulis d'injection de traitement du terrain. Ces phénomènes entraînent des mouvements dans la fondation et peuvent provoquer

alluvium zone at the bottom of the valley is the major accident of Puentes masonry gravity dam [III, 2]. This accident occurred in 1802, 11 years after the construction of the dam, and although not fitting our ageing definition (occurred during the first filling of the reservoir), is a good illustration of the phenomena.

Only 11 of the case histories analysed (2.3 %) are related to these processes.

Illustration

The initial process of washing out and solution of the gouge filling joints in the rock mass is well illustrated by the Venda Nova dam [5, 6]. This arch-gravity dam is about 100 m high, and was built on the Rabago river (Portugal), in 1951 (Fig. II.2). The foundation of the dam is mainly a granite, with schistous rocks occurring on the right bank at higher elevations. The rock mass is crossed by several sets of joints and local faults, generally clay and mylonite-filled. The initial treatment of this foundation consisted of consolidation grouting at the dam-foundation interface, and waterproofing by a vertical grout curtain, down to a depth of about 50 m. Seepage of water was noticed after the first filling of the reservoir, and remained after the initial operation phase. Therefore further foundation treatment, similar to the initial treatment, and a drainage system were carried out in 1964.

A monitoring system was installed in the dam, including a geodetic network and levelling devices, plumb-lines, joint meters, strain gauges and piezometers. The monitoring indicated normal behaviour, in agreement with the predictions of the model analysis. However, the water seepage in the foundation remained after 1964, and the uplift pressure increased. These phenomena were related to opening of faults and subhorizontal joints at the left bank and bottom of the valley. In 1968 new drains were drilled and, though no significant uplift pressures were recorded subsequently, the seepage continued to increase (Fig. II.2). This increase was associated with the washing out and dissolution of the materials filling the faults and joints. These fillings include clay, mylonite and also cement grout. This was confirmed by X-ray diffraction identification of the materials washed out from the rock mass and deposited at the outlet of the drains, and by chemical analysis of the seepage and reservoir water. The dissolved salts in the reservoir water totaled 22 mg/l, while the seepage water contained much more than this (Fig. II.2).

Repair works were carried out in 1984-85 to improve the hydraulic behaviour of the foundation. Consolidation and watertightening of the foundation by means of an acrylic resin have proved an efficient repair.

Causes, effects and consequences

The flow of water through a jointed rock foundation can dissolve and erode the rock itself, joint infill or grouts. This in turn leads to movements of the rock mass resulting in undesirable stresses in the dam above. The permeability, deformability and strength of the foundation may be affected (see 2.2.1. and 2.2.3.).

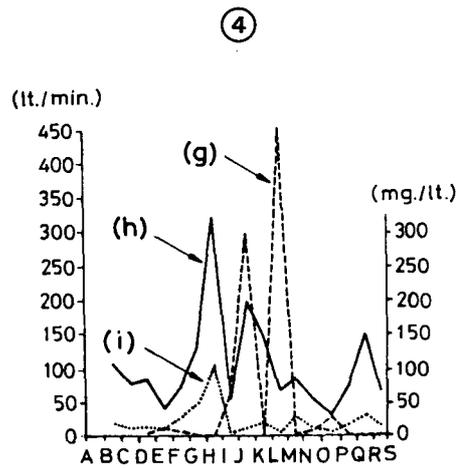
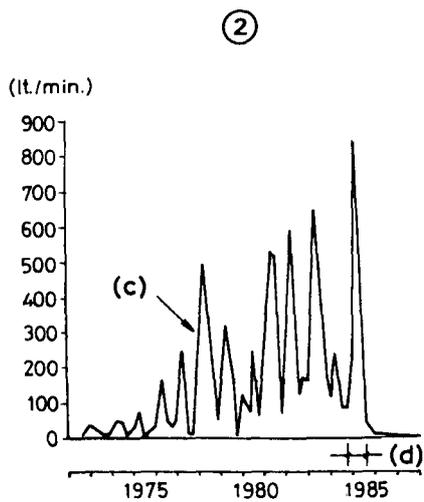
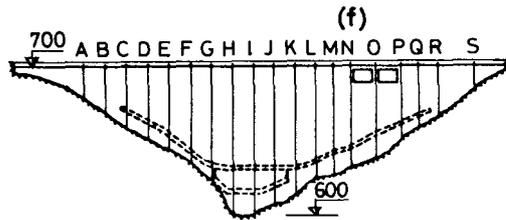
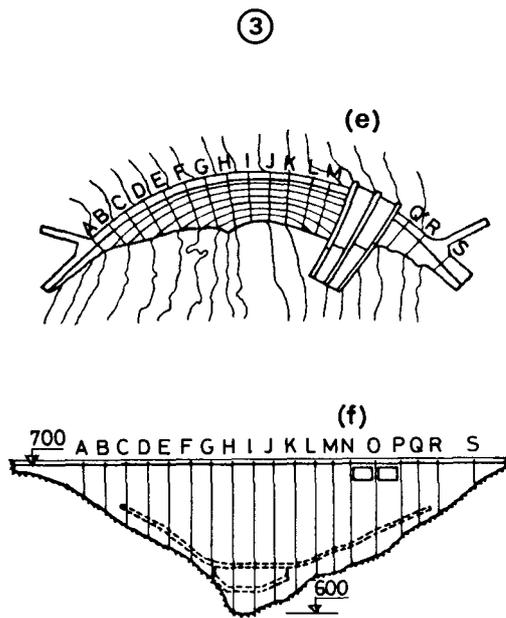
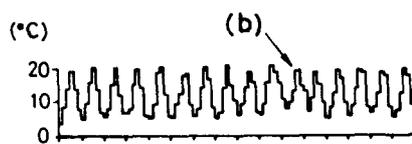
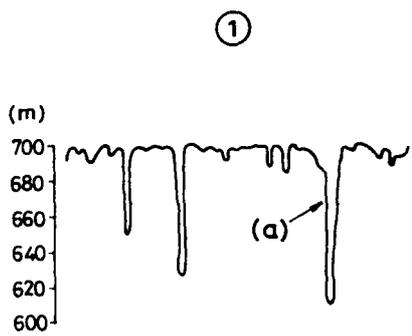


Fig. II.2.

Venda Nova dam. Some monitoring results [5]

Barrage de Venda Nova. Quelques résultats d'auscultation [5]

- | | |
|--|---|
| 1) Reservoir water level (a) and annual air temperature wave (b) | 1) Niveau de l'eau dans le réservoir (a) et variations annuelles de la température de l'air (b) |
| 2) Total seepage in the foundation (c) and date of the treatment works (d) | 2) Fuites totales dans la fondation (c) et date des travaux de traitement (d) |
| 3) Plan (e) and downstream elevation (f) | 3) Vue en plan (e) et élévation aval (f) |
| 4) Seepage per block (g), total dissolved salts (h) and dissolved calcium salts (i) (1983 March) | 4) Fuites par plot (g), total des sels dissous (h) et sels de calcium dissous (i) (Mars 1983) |

dans le barrage des contraintes indésirables. La perméabilité, la déformabilité et la résistance de la fondation peuvent être affectées (voir 2.2.1 et 2.2.3). L'érosion interne des fondations meubles peut aboutir au renard. Dans le cas de barrages en béton, ce type de vieillissement est exceptionnel pour deux raisons: d'une part les barrages en béton sur fondations meubles sont peu nombreux et de hauteur modérée, d'autre part les instabilités potentielles des fondations meubles se manifestent en général lors du premier remplissage de la retenue.

Détection et contrôle

Le processus de dissolution peut être détecté et suivi par l'observation de l'évolution de la teneur de l'eau des fuites en sels dissous, et par la comparaison de cette teneur avec celle des eaux de la retenue. La dissolution des roches solubles peut provoquer une subsidence de la fondation, des fuites, et une fissuration du barrage, qui peuvent être observés par inspection visuelle et à l'aide d'un nivellement.

L'érosion interne et la dissolution des matériaux de remplissage des discontinuités, des fondations meubles et des matériaux injectés sont principalement détectés par la variation des débits de fuites. Une fois les problèmes détectés, des dispositifs de décantation doivent être installés pour retenir les matériaux entraînés. La présence des particules solides dans les fuites doit toujours requérir l'intervention immédiate d'un spécialiste; l'analyse minéralogique et chimique des dépôts recueillis et l'analyse chimique de l'eau des fuites sont des éléments d'appréciation importants de la situation.

2.2.3. Vieillissement des rideaux d'injection et des réseaux de drainage

Le but des rideaux d'injection et autres dispositifs d'étanchéité, tapis parafouilles ou diaphragmes, est de maîtriser les fuites. Comme les barrages en béton sont en général construits sur du rocher, la principale méthode pour maîtriser leurs fuites est le rideau d'injection; les percolations se produisent alors essentiellement par les discontinuités de la roche. Le plus souvent, le matériau utilisé est le ciment, les propriétés du coulis étant habituellement améliorées par des additifs minéraux tels que la bentonite, les cendres volantes, les pouzzolanes, le laitier de haut-fourneau. Des injections de silicates et de résines acryliques ont également été utilisées.

Les systèmes de drainage consistent en réseaux de drains forés, galeries de pied de barrage et galeries au rocher. Dans les petits barrages, les coursiers de déversoirs, et les bassins de tranquillisation, le drainage est obtenu par un système de collecte superficiel au contact béton-rocher.

La dégradation des rideaux d'injection et des réseaux de drainage est souvent liée aux scénarios 2.2.1. et 2.2.2.; les 24 cas de la liste de l'annexe (5 % de l'échantillon) sont spécifiques du présent scénario. Les défauts des rideaux d'injection et des réseaux de drainage peuvent affecter le fonctionnement des ouvrages et même leur sécurité; parmi les exemples évoqués ci-dessus, figure un cas de rupture.

Piping can occur in soil foundations but this is not a common situation for concrete and masonry dams: first, because the number of concrete and masonry dams founded on soil is very small and they are small structures; second, because problems with soil foundations are usually revealed on first filling of the reservoir.

Monitoring and control of ageing

The evolution of the concentration of dissolved salts in the seepage water, and its comparison with that in the reservoir water will reveal whether solution or erosion of the foundation rock mass is occurring. Severe consequences are observed through visual inspection and levelling, such as subsidence of the foundation, important loss of reservoir water and cracking of the dam.

Distress of joint infill, soil and consolidation grout is mainly detected by variation in the seepage flow. Once a problem is detected, devices to decant leakage and trap solid matter must be set up. The presence of solid matter in the leaking water always requires the immediate intervention of an expert, as well as mineralogical and chemical analyses of the solid matter, and chemical analysis of the water.

2.2.3. Ageing of grout curtains and drainage systems

Grout curtains, impervious blankets, cutoff walls and diaphragms are used to control seepage. Grouting is the most commonly used seepage control method for concrete dams. These structures are usually founded on rock where the leakage occurs mainly through discontinuities. Cement is the most common grouting material, its properties often being improved by mineral additives such as bentonite, fly ash, pozzolan, and ground blast furnace slag. Grouts of silicates and acrylic resins have also been used.

Drainage systems generally include curtains, galleries in the dam body and tunnels in the rock mass. In small dams, spillway chutes and stilling basins, the drainage is carried out through a horizontal channel system at the structure-foundation interface.

Degradation of grout curtains and drainage systems often occurs associated with scenarios 2.2.1 and 2.2.2. The 24 cases listed in the Appendix (5 % of the sample), are specific to this scenario. The damage to grout curtains and drainage systems may affect the performance and even the safety of structures. One failure is reported among the deterioration cases.

Illustration

L'incident survenu au barrage de Place-Moulin [8] illustre le présent scénario. Cet ouvrage d'Italie du nord, achevé en 1964, est un barrage poids-voûte de 155 m de haut, avec un rapport « corde en crête/hauteur » de 3,1.

Le rocher de fondation, constitué de schistes cristallins compacts, reçut le traitement de consolidation, étanchéité et drainage suivant : un rideau d'injection de ciment, d'une profondeur de 90 à 120 m, réalisé avant le bétonnage; des injections de collage après bétonnage, intéressant une épaisseur de 20 m; des injections de ciment de consolidation du rocher, réalisées en 2 phases; le forage d'un réseau de 150 drains, à l'aval du rideau d'injection, fonctionnant soit comme piézomètres, soit comme drains; une galerie radiale de drainage dans le rocher de fondation.

Au début le comportement du barrage s'est avéré normal. Mais une zone d'extension s'est développée au pied amont du barrage en fond de vallée, au contact béton-rocher et dans le rocher lui-même. La partie supérieure du rideau d'injection s'est dégradée, des sous-pressions ont envahi la zone décomprimée, et les drains ont été alimentés directement avec une forte augmentation de leur débit. Ce comportement est apparu en 1967 lors du premier remplissage, puis 10 et 19 ans plus tard, lors de montées rapides du plan d'eau.

De récents calculs sur modèle ont montré que la sécurité de l'ouvrage n'était pas menacée.

A l'origine, l'auscultation de la fondation reposait sur les mesures de fuites et de sous-pressions. Après détection des anomalies, 3 extensomètres à longue base furent installés pour mesurer l'ouverture du contact béton-rocher et la décompression de la couche supérieure de rocher, jusqu'à une profondeur de 30 m. Un nouveau réseau de drainage fut aménagé à l'aval du réseau initial, puis des micro-mètres glissants ont été installés.

Le rideau d'étanchéité fut réparé par injection de ciment en 1967-68. La partie supérieure du rideau fut réinjectée 10 ans plus tard, avec 2 rangées de trous injectées au ciment encadrant une rangée centrale injectée avec une résine acrylique élasto-plastique. Mais cette résine n'est pas pérenne, et on envisage de procéder à une nouvelle injection avec un ciment fin.

Causes, effets et conséquences

Le vieillissement des rideaux d'injection est le plus souvent la conséquence d'un défaut de conception ou de réalisation. Des problèmes particuliers ont été rencontrés en raison: 1) de méthodes d'injections inappropriées; 2) de contraintes et déformations dans la fondation, entraînant des mouvements des joints du rocher et la formation de fissures nouvelles; 3) de l'érosion ou la dissolution du coulis d'injection, sous l'action de l'eau de percolation; 4) d'une attaque chimique par l'eau.

La détérioration conduit habituellement à une augmentation des fuites et des sous-pressions, et à des entraînements de fines. Si les fuites sont très importantes, les conséquences économiques par perte d'eau peuvent devenir excessives. Dans les régions froides, la formation de glace peut gêner la circulation dans les galeries. Dans certains barrages voûtes, une perte totale d'efficacité de la partie supérieure

Illustration

The damage to the grout curtain and drainage system at Place Moulin dam [8] illustrates the scenario. Place Moulin dam, completed in 1964 (Northern Italy), is an arch-gravity structure, 155 m high, with a span-height ratio of about 3.1.

Comprehensive treatment of the stiff crystalline schists of the bedrock consisted of consolidation, waterproofing and drainage. A cement grout curtain, from 90 m to 120 m deep was installed before concreting. This was followed by contact grouting, down to 20 m, after concreting. Consolidation grouting was done in two phases. A network of 150 holes was then drilled downstream of the grout curtain to operate either as piezometers or drains. Finally one radial drainage gallery was provided in the bottom rock mass.

The dam initially behaved normally. However, a tensile area has been detected in the upstream part of the concrete-rock contact and in the adjacent rock, at the bottom of the valley. The upper part of the grout curtain degraded, uplift pressure developed in the tensile area, and the drains were directly fed, their discharge increasing. This occurred for the first time in 1967, during the first total filling of the reservoir, and subsequently after 10 and 19 years, during rapid increases in the reservoir level.

Recent model analyses confirm that the structure is safe.

The foundation monitoring system was initially based on uplift and seepage measurements. After detection of the deterioration, 3 vertical long-base extensometers were installed to measure both the opening of the rock-concrete interface and of the adjacent rock mass, down to a depth of 30 m. A new network of drains was drilled downstream of the existing network, and sliding-micrometers were installed later.

Rehabilitation of the grout curtain was carried out in 1967-68 by cement grouting. The upper curtain was re-grouted 10 years later, 2 rows of holes being injected with cement, and the intermediate row being injected with an elasto-plastic acrylic resin. However, the resin is lost in time, and therefore further injections with finely ground cement are scheduled.

Causes, effects and consequences

Grout curtains may deteriorate with time if they are inadequately designed and constructed. Particular problems have been reported due to: 1) inadequate grouting techniques; 2) stress and deformation in the dam foundation, inducing movements of rock joints and rock fracture; 3) erosion or solution of grout by seepage water; and 4) chemical aggression of the water.

Deterioration usually leads to increased seepage, higher uplift or washing phenomena. If the seepage is particularly large, the economic value of the lost water may be significant. In cold climates the frozen seepage water can cause access difficulties to inspection galleries. In some arch dams failure of the upper part of the grout curtains may occur, whereupon water directly leaks into the drainage

du rideau peut se produire, avec alimentation directe du réseau de drainage. Des chutes de blocs à l'aval du barrage ont parfois été causées par une étanchéité et un drainage insuffisants.

En ce qui concerne les systèmes de drainage des barrages et des ouvrages annexes, les causes principales de dégradation sont: 1) un projet inadéquat, l'utilisation de matériaux de filtre ou de tuyaux inadaptés, et la mauvaise qualité de l'exécution; 2) le climat; 3) le colmatage des forages, tuyaux et puits de drainage.

Les drains forés peuvent être colmatés par des particules d'argile ou de silt transportées par l'eau de percolation, par de la calcite provenant du coulis ou du béton, et précipitée en dépôts durs (dans les fondations calcaires, l'accumulation de dépôts de calcite peut être très rapide), ou par des ions provenant des eaux souterraines, comme les ions fer, qui se déposent lorsqu'ils s'oxydent à l'air. L'obturation des drains par de tels dépôts demande en général de nombreuses années. On a pourtant observé des cas où 50 % de la longueur des drains était colmatée en 10 ans.

Une importante conséquence du vieillissement des dispositifs de drainage est l'augmentation des sous-pressions, qui peut compromettre la stabilité des ouvrages. Dans certains cas, une telle augmentation a provoqué l'apparition de fuites au pied et sur le parement aval du barrage. Par ailleurs, sous les climats froids, le gel peut causer un soulèvement des dalles de coursiers d'évacuateurs de crue et une ouverture des joints de ces dalles; l'eau peut ensuite circuler sous les dalles et par les joints ouverts, d'où une augmentation des risques de renard, d'érosion de la fondation, de destruction du système de drainage.

Prévention, détection et contrôle

Les caractéristiques géologiques et chimiques de la fondation des barrages doivent être étudiées avec soin lors de l'élaboration du projet; notamment les discontinuités, hétérogénéités et autres points faibles de la masse rocheuse. Lors de l'étude des injections, les déformations et la fissuration des fondations doivent être prises en compte; il est bon de contrôler l'étanchéité du rideau d'injection par des essais d'eau et des prélèvements de carottes. Il est opportun de réserver la possibilité de réinjections ultérieures, en aménageant des galeries d'injection appropriées.

L'entretien ultérieur des dispositifs de drainage doit être pris en compte lors du projet, de telle façon que la vérification, le nettoyage et le reforage des drains soient ensuite faciles à réaliser. Dans les régions froides, une attention particulière doit être portée à l'action du gel, surtout lorsque les drains sont peu enterrés.

Les augmentations de fuites ont souvent été détectées par observation visuelle; mais des mesures quantitatives permettent une meilleure appréciation du développement des percolations. Les variations des sous-pressions dans le corps du barrage et la fondation, ainsi que les mouvements du rocher, sont également des paramètres importants. Des concentrations d'écoulements souterrains peuvent être détectés à l'aide de radars. Les augmentations brusques de débits de fuites, surtout si elles s'accompagnent de transports de particules solides, doivent faire immédiatement l'objet d'un examen attentif. Pour contrôler l'action du gel, des indicateurs de gel doivent être installés dans les zones où sont implantées des tuyauteries peu enterrées.

system. Rockfalls downstream of dams have also been caused by inadequate grouting and drainage.

The 3 main causes of deterioration of drainage systems of dams and appurtenant works include : 1) inadequate design, use of unsuitable pipe and filter materials, and poor quality of construction; 2) climatic conditions; 3) clogging of drain holes, pipes and wells.

Blockage of drain holes may be by silt or clay particles transported by the groundwater; by free lime, leached from concrete or grout, that hydrates inside the drain holes, and from hard plugs which, particularly in limestone foundations, can accumulate rapidly; by ions in the groundwater, such as iron ions, which deposit when oxidized. It usually takes several years for drains to become blocked. However, there are reports in which 50 % of the total length of drain holes were filled with deposits in 10 years.

An important consequence of the ageing of the drainage systems of dams and appurtenant works is increase in uplift pressure, that further endangers the stability of the structures. Sometimes, rising groundwater has seeped from the toe and on the downstream face of dams. In cold climates, frost action causes heaving of spillway slabs and opening of slab joints; in time, the water follows alternative paths under the slabs or through the opened joints; it may then initiate piping, erosion of foundation material, displacement and breaking of drain pipes, followed by failure of the eroded foundation.

Prevention, monitoring and control of ageing

Initially a good understanding is required of the geology of the foundation rock, particularly on discontinuity, heterogeneity and weakness. In designing the grout curtain, deformation and cracking of the dam foundation must be considered. The effectiveness of grouting should be assessed by specifying water pressure testing and removal of test cores. Provision should be made for carrying out additional grouting from galleries within the dam.

Maintenance of drainage systems is an important consideration in design. It must be a straight forward operation to clean or re-drill drains. In cold climates, attention must be paid to the effects of frost action, especially where the drains are not deeply buried.

Increased leakage has usually been detected by visual inspection. A more reliable understanding of the development of seepage can be reached by quantitative measurements. Variation of uplift pressure in the dam body and foundation, as well as rock mass deformation measurements and the detection of invisible seepage concentrations by radar are also important. Sudden increase in leakage must always be carefully studied, especially those leakages carrying solid matter. For monitoring of frost action frost indicators should be installed on the areas of buried drainage pipes.

Une diminution des débits collectés par le dispositif de drainage et au pied du barrage, est le premier indice d'un colmatage des drains. Une telle évolution, parfois décelable par simple visite, est facilement mise en évidence avec des mesures de débits et de sous-pressions. L'état des drains (longueur libre et dépôts éventuels) peut être contrôlé par sondage, de préférence à intervalles réguliers.

Un des remèdes les plus efficaces pour réduire les fuites consiste en injections complémentaires; les trous d'injection sont percés à partir de galeries, ou forés à travers le barrage.

Lorsqu'on veut améliorer un réseau de drainage, les méthodes les plus utilisées sont le nettoyage et le reforage des drains. Le nettoyage s'est parfois heurté à de grosses difficultés en raison de la dureté des dépôts, même si on utilisait des mélanges d'eau, de sable et d'air comprimé; le reforage est donc la méthode la plus sûre pour rendre aux drains leurs dimensions d'origine. En cas d'insuccès du nettoyage et du reforage des drains existants, il est toujours possible de percer des drains supplémentaires.

2.3. SCÉNARIOS PRINCIPAUX CONCERNANT LE CORPS DU BARRAGE

2.3.1. Réactions chimiques conduisant à un gonflement

L'eau joue un rôle important dans ces réactions, qui appartiennent à deux types principaux : l'alcali-réaction et l'action des sulfates sur les bétons et mortiers. Dans ce dernier cas, la dégradation du béton peut être très rapide, car le gonflement s'accompagne d'une perte très importante des performances mécaniques du matériau.

Le présent scénario peut affecter n'importe quel type de barrage en béton ou maçonnerie, aussi bien que des ouvrages annexes. Dans l'Annexe, 45 exemples (9,3 % de l'échantillon) ont été identifiés.

Illustrations

Le déversoir du barrage de Kamburu [9] est un exemple d'ouvrage victime de l'alcali-réaction. L'aménagement hydroélectrique de Kamburu est situé sur la rivière Tana, à 160 km au nord-est de Nairobi (Kenya); construit entre 1970 et 1974, il comporte une centrale de 94 MW qui turbine l'eau accumulée derrière un barrage en enrochement de 56 m de haut à masque amont en béton bitumineux. L'évacuateur de crue est aménagé dans un chenal de 50 m de large et 30 m de profondeur taillé dans le rocher, et consiste en un seuil massif en béton qui supporte quatre piles en béton encadrant trois vannes segment carrées. L'ouvrage est flanqué de deux aires de stockage de batardeaux.

En 1982, environ 8 ans après la construction du déversoir, un mouvement différentiel fut constaté entre la pile 1 et l'aire à batardeaux adjacente (rive gauche). Ce mouvement fut mesuré pendant 3 ans jusqu'en 1985, date à laquelle on constata un coincement de la vanne 1. La vitesse du mouvement avait tendance à augmenter lors des variations importantes du niveau de la retenue. Un examen du déversoir en 1985 révéla une fissuration considérable de la pile 1, avec un écaillage du béton et des fuites d'eau. La plus grande déformation, 4 mm, coïncidait avec la plus grande épaisseur du béton.

Decrease in seepage in galleries, channels and in the toe of dams, is the first indication of blockage of the drain holes. This phenomenon, sometimes detected visually, is easily sensed by seepage and uplift pressure measurements. Regular sounding is the best method for checking the capacity of the drain holes with regard to their active length and the existence of blockage.

One of the most effective measures to reduce seepage through an existing grout curtain or other system, is additional grouting. Grout holes may be drilled from galleries and tunnels or through the dam.

The most common methods of improving the capacity of drainage systems are the cleaning and redrilling of holes : cleaning has proved to be difficult where the hardened deposit cannot be easily washed out even with mixtures of water, crushed stone chips, and pressured air; redrilling is then the most effective method of recovering the initial dimensions of the drainage holes. If the capacity of the drainage system is not satisfactory after cleaning and redrilling of the existing holes, additional holes must be drilled.

2.3. MAJOR AGEING SCENARIOS CONCERNING THE DAM BODY

2.3.1. Chemical reactions resulting in swelling

Water plays an important role in this scenario which has two main origins : alkali-aggregate reaction, and the action of sulphates on concrete and mortar. Particularly when the latter phenomenon occurs, the degradation of the concrete may be very rapid, as the swelling is accompanied by a significant loss of material strength.

This scenario occurs in concrete and masonry structures of dams and appurtenant works. In the Appendix are 45 case histories (9.3 % of the sample).

Illustration

As an example of this scenario, the alkali-silica reaction that occurred in the spillway of Kamburu Hydroelectric Scheme, may be referred to [9]. This scheme is sited on the Tana river, some 160 km N E of Nairobi (Kenya); it was built between 1970 and 1974, and comprises a 94 MW power station, using water impounded behind a 56 m high asphaltic concrete faced rockfill dam. The spillway structure is set in a 30 m deep and 50 m wide channel cut in the rock, and consists of a massive concrete roadway supporting four concrete piers between which there are three square radial gates. The structure is flanked by two stoplog storages.

In 1982, some 8 years after the construction of the spillway, relative movement was observed between pier 1 and the adjacent (left bank) stoplog storage. This movement was monitored for 3 years until, in 1985, it was found that gate 1 had become jammed. The rate of displacement tended to increase at times of large changes in the reservoir water level. Examination of the spillway in 1985 revealed extensive cracking on pier 1 together with water seepage and concrete "pop outs". The greatest structural distortion, up to 4 mm, coincided with the greater thickness of concrete.

Le rocher de Kamburu est un gneiss du socle kénian qui présente un litage très marqué. Au niveau de la fondation de l'évacuateur, le gneiss est altéré de façon légère, voire discontinue, avec quelques zones faillées où l'altération est plus profonde. On trouve d'autre part des veines de quartz, et des inclusions de rhyolite avec de minces veines d'opale, orientées de façon systématique parallèlement aux lits du gneiss. Deux systèmes de joints, obliques par rapport à la tranchée de l'évacuateur, constituent un cheminement potentiel pour les infiltrations à travers la berge rive-gauche.

Des examens de laboratoire, pratiqués sur des carottes de béton provenant de zones représentant les différentes compositions de béton utilisées, différents régimes hydrauliques et les différentes vitesses apparentes de la réaction soupçonnée, ont confirmé la présence de l'alcali-réaction, mais montré qu'en dehors de ce phénomène, la densité et la compacité observées étaient celles d'un béton de bonne qualité. La plupart des carottes présentaient des auréoles humides d'allure résineuse autour de granulats, provenant de la saturation de la pâte de ciment par un gel siliceux. Les granulats du béton venaient des excavations du chenal de l'évacuateur, de l'usine et des tunnels. Le ciment était du ciment Portland normal contenant 0,72 % d'« équivalent Na_2O ». Il n'a pas été fait usage d'addition de pouzzolane. Les essais de gonflement réalisés sur les carottes ont montré que les dilatations les plus importantes étaient exclusivement le fait de particules d'opale, bien que d'autres formes de silicates potentiellement réactifs fussent présentes dans le gneiss. C'est donc l'opale qui est la cause de la majorité des fissures et des dégâts constatés sur l'évacuateur de crues.

L'alcali-réaction se développe lorsque le milieu est franchement humide. Pour remédier à la situation, on a donc orienté les interventions vers des actions propres à soustraire à l'action de l'eau les zones affectées par l'alcali-réaction : renforcement des rideaux d'injection, dispositifs d'étanchéité supplémentaires sur les joints de construction, percement de trous de drainage dans les rives de l'évacuateur, amélioration de l'écoulement des eaux de ruissellement. Des tirants de 1 500 kN au nombre de 24 ont été mis en place dans le rocher d'appui, tendus à l'origine à 600 kN seulement afin de leur donner une marge pour les évolutions ultérieures.

Les ouvrages ainsi renforcés sont contrôlés à l'aide d'inclinomètres, de piézomètres à mesure de niveau et à corde vibrante, et d'extensomètres en sondage et en surface.

Le barrage de Pracana [I, 10, 11] est un autre exemple de gonflement de corps de barrage. C'est un barrage à contreforts à têtes massives de 60 m de haut (Fig. II.3), achevé en 1951 sur un affluent rive-droite du Tage, à environ 200 km au nord-est de Lisbonne (Portugal). Le barrage fait partie d'un aménagement hydro-électrique qui comporte une centrale de 15 MW, et un déversoir en puits de 1 650 m³/s de capacité. Le rocher de fondation est principalement constitué de phyllites et de métagrauwacke présentant différents degrés d'altération; le traitement de la fondation consistait essentiellement en un rideau d'injection sous le parafouille. Le dispositif d'auscultation comportait, entr'autres, des mesures de déplacement par topographie optique et pendules, et de déformations par extensomètres à corde vibrante.

Les inspections faites après le premier remplissage lors de l'hiver 1951-52, et périodiquement par la suite, montrèrent le développement d'une fissuration qui

The bedrock at Kamburu comprises leucogneiss of the Kenyan Basement system which exhibits a fairly strong mineral lineation. The gneiss is faintly to slightly weathered at the level of spillway excavation with local zones of deeper weathering penetration associated with faults. Quartz veins, felsite dykes and associated thin opal veins are also present, typically running parallel to the main mineral lineation. Two sets of joints, striking obliquely to the spillway cut provide a potential path for seepage of water through the left abutment.

Laboratory examination of concrete cores from areas representing different concrete mixes, hydraulic environments and apparent severities of reaction, confirmed alkali-silica reaction. Otherwise, the density and paucity of air and water voids was consistent with good concrete practice. Most of the cores exhibited persistent damp resinous patches on the surface around aggregate particles resulting from saturation of the cement paste with silica gel. The aggregate used was principally crushed gneiss, derived from the excavation of the spillway cut and from the underground power station and tunnels. The cement was ordinary Portland cement, supplied with a mean alkali content of 0.7 % Na₂O equivalent. No pozzolanic additive was used. Whilst other forms of potentially alkali-reactive silica were present in the gneiss, the expansion testing, carried out on cores, demonstrated that the larger expansions were caused exclusively by opal particles within the core, and that this mineral caused the majority of the cracking and consequent damage to the spillway.

Alkali-silica reaction thrives in an environment with a plentiful supply of moisture. Thus emphasis was placed during remedial works on directing water away from the affected concrete, by means of reinforcing the grout curtains, installing water inhibiting devices on construction joints, installing drainage holes into the spillway abutments and by improving surface water drainage. In addition 24 × 1 500 kN rock anchors were installed into the abutment rock and stressed to only 600 kN, to allow for future adjustment.

Monitoring of the remedial works is done by inclinometers, standpipes and vibrating wire piezometers, and by regular surveys with tape extensometers and borehole extensometers.

Another example of dam body swelling is the case of Pracana dam [I, 10, 11]. Pracana (Fig. II.3) is a massive head buttress dam, 60 m high, completed in 1951 on a right bank tributary of the Tagus river, about 200 km NE of Lisbon (Portugal). The dam is part of a hydroelectric scheme, including a powerhouse and a shaft spillway with a capacity of 1 650 m³/s. The foundation consists mainly of phyllite and metagreywacke with varying degrees of weathering. A grout curtain has been installed below the cut-off wall. The monitoring system includes measurement of displacements by plumb lines geodetical surveys and measurement of strains by acoustical strain gages.

Inspections made after the first filling of the reservoir in the winter of 1951-52, and periodically thereafter, revealed the development of cracks, both in the webs

affectait les contreforts et la face amont des têtes. Par ailleurs, les déplacements mesurés sur le barrage (Fig. II.3) présentaient une part irréversible vers l'aval et vers le haut, qui augmentait avec le temps; au bout de 25 ans d'exploitation, le total de ces déplacements irréversibles atteignait 4 à 5 fois les valeurs explicables par le fluage. Le gonflement du matériau fut confirmé par des mesures de déformations locales et de contraintes, à savoir : par des mesures de déformations sur des témoins isolés au sein du béton (qui montrèrent un gonflement, jugé non homogène, avec une plus grande intensité dans les têtes); par des mesures de contraintes, réalisées en 1973, retenue vide, avec des méthodes de compensation des contraintes (elles montrèrent des extensions verticales d'environ 2 MPa sur la face amont, et une compression horizontale de rive à rive de 3 MPa). La cohérence des résultats exposés ci-dessus fut confirmée par un calcul aux éléments finis (Fig. II.3).

On a procédé à des essais de laboratoire sur des carottes (résistance, déformabilité et gonflement) ainsi que sur l'eau des fuites et de la retenue. Ils ont montré la présence d'ettringite dans le béton des têtes de contreforts, une agressivité modérée de l'eau de la retenue, et l'existence de sulfates dans l'eau des fuites.

Le réservoir fut retiré de l'exploitation en 1980, en raison de la dégradation progressive du barrage, et aussi en raison de l'insuffisance de capacité reconnue de l'évacuateur de crue. L'aménagement fut réétudié, le projet comprenant des travaux confortatifs sur le barrage, l'adjonction d'un nouveau groupe de 25 MW, et la construction d'un déversoir complémentaire capable de 860 m³/s. Les travaux sur le barrage consistaient en une injection des fissures du béton, la construction d'un masque étanche sur le parement amont, et un traitement de consolidation et d'étanchement de la fondation [11].

Causes, effets et conséquences

Parmi les phénomènes chimiques qui provoquent un gonflement du béton, l'alcali-réaction est un des plus importants. Elle a fait l'objet d'études approfondies, notamment dans un récent bulletin de la CIGB [IX]; il ne sera question ici que de ses manifestations et de ses conséquences sur le comportement des ouvrages.

L'alcali-réaction dépend de la nature du ciment et des granulats, et nécessite la présence d'eau. Les cycles d'imbibition-dessiccation sont également un facteur important. Dans une structure non confinée ou partiellement confinée, le gonflement met les granulats en compression et la pâte de ciment autour d'eux en tension. Cette pâte finit par se fissurer, de sorte que les contraintes de gonflement ne peuvent pas dépasser une certaine limite [1].

Le gonflement résultant de l'alcali-réaction n'est pas homogène à l'intérieur d'un barrage, et il est fortement influencé par le confinement auquel l'ouvrage est soumis; ce confinement donne naissance à des contraintes de compression et conduit à un ralentissement, voire à l'arrêt du gonflement dans les directions confinées, tandis que le gonflement augmente dans les directions non-confinées. Dans un barrage, le gonflement est habituellement confiné dans la direction de l'axe de l'ouvrage. La vitesse du gonflement dû à l'alcali-réaction est extrêmement variable, même à l'intérieur d'un barrage donné; on a pu observer des valeurs très élevées (de l'ordre de 10⁻⁴ par an), se traduisant par une surrection de la crête de plusieurs millimètres par an.

and at the upstream face of the buttresses. The axial and vertical displacements observed in the dam (Fig. II.3) show that large permanent components, towards downstream and upwards, increased with time. After 25 years of operation, these permanent displacements amounted to 4-5 times the estimated creep effect. The swelling of the dam material was confirmed by non-stress strain gauges embedded into the concrete. Stress measurements by compensation methods, carried out in 1973 with the reservoir empty, showed a vertical tensile stress of about 2 MPa at the upstream face, and a horizontal compression of the dam against the valley slopes of about 3 MPa. The consistency of these data was confirmed by finite element analysis (Fig. II.3).

Expansion, strength, deformability and petrographic tests were carried out on concrete samples and the reservoir and seepage water were analysed. These analyses indicated the existence of ettringite in the concrete of the buttress heads, moderate aggressiveness of the reservoir water, and the existence of sulphates in the seepage water.

The reservoir was put out of operation in 1980, owing to the progressive degradation of the dam, and because the spillway has insufficient capacity. A re-analysis of the project was then made, which led to repair of the dam, installation of a new 25 MW turbine, and construction of an additional spillway with 860 m³/s capacity. The repair works included grouting of the concrete cracks, construction of an impermeable membrane on the upstream face, and consolidation and waterlightening of the foundation [11].

Causes, effects and consequences

Among the chemical processes responsible for concrete swelling, alkali-aggregate reaction is one of the most important. This process has been the subject of several studies, for example a recent ICOLD bulletin [IX]. Discussion here is limited to the consequences of the reaction on the behaviour of dams and hydraulic structures.

Alkali-aggregate reaction depends on the nature of the cement and aggregate in the concrete, and an ample supply of water. The cycles of saturation and drying of concrete are also an important factor. In a non-confined or partially confined structure aggregates are compressed due to swelling and the cement paste around them is radially tensioned. As a result cracking will occur, limiting the swelling-induced stresses [1].

The swelling resulting from the reaction varies throughout the dam body and is strongly influenced by the confinement experienced by the structure. This confinement leads to compressive stresses and to the slowing down or even to the stopping of swelling in the confined directions, whereas the swelling continues in the non-confined directions. The swelling is usually confined along the axial horizontal direction. The amount of swelling due to the alkali-aggregate reaction varies a great deal, even inside the same dam. Very large expansions have been reported (about 10⁻⁴/year), which cause raising of the dam crest in the order of several mm/year.

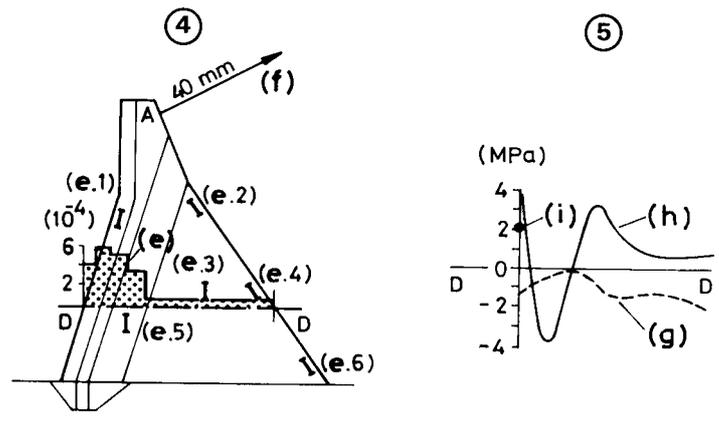
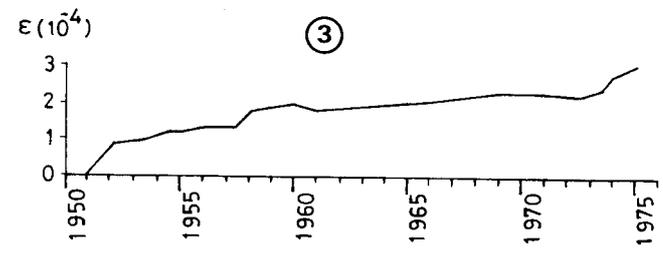
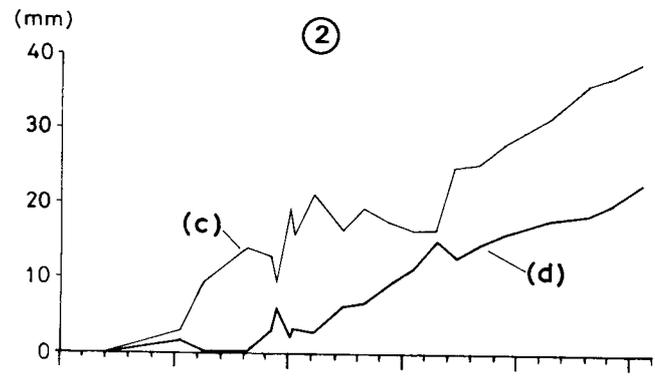
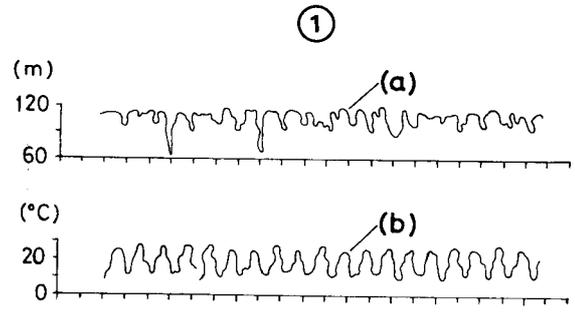


Fig. II.3

Pracana dam. Effects of the concrete swelling [10]

Barrage de Pracana. Effets de l'expansion du béton [10]

- 1) Reservoir water level (a) and annual air temperature wave (b)
 - 2) Displacements at point A (see 4): towards downstream (c) and upwards (d)
 - 3) Concrete swelling (average of the values given by non-stress strain gauges e.1 to e.6 - see 4)
 - 4) Bottom of valley buttress - effects of swelling and creep (1973 November): non-homogeneous swelling at section DD (e); permanent displacement of point A (f)
 - 5) Normal stresses at section DD (see 4): at the beginning of the operation phase (g-computed) and after 25 years of operation (1973 November) (h-computed and i-measured)
- 1) Niveau de l'eau dans le réservoir (a) et variations annuelles de la température de l'air (b)
 - 2) Déplacements du point A (voir 4): vers l'aval (c) et vers le haut (d)
 - 3) Expansion du béton (moyenne des valeurs données par les extensomètres correcteurs e.1 à e.6 - voir 4)
 - 4) Contrefort de la partie centrale de la vallée - effets de l'expansion et du fluage (Novembre 1973): expansion différentielle dans la section DD (e); déplacement irréversible du point A (f)
 - 5) Contraintes normales dans la section DD (voir 4): au début de l'exploitation (g-calculées) et après 25 années (Novembre 1973) (h-calculées et i-mesurées)

Les conséquences du gonflement sur le comportement d'un barrage donné dépendent fortement de son type et de sa géométrie :

1) On considérera d'abord le cas d'un plot isolé de barrage poids rectiligne affecté par un gonflement homogène; il se produira un déplacement en crête vers le haut et vers l'amont, correspondant approximativement à un état sans contrainte. Mais le gonflement étant d'autant plus rapide que le béton est plus humide et que la circulation d'eau est plus active, la zone amont du barrage est donc la plus exposée, et il peut arriver que le déplacement en crête soit dirigé vers le haut et vers l'aval, avec des contraintes de compression dans la zone la plus « gonflante » et des contraintes d'extension dans les zones voisines; une fissuration peut se produire à l'amont et à l'aval de la zone gonflante, les fissures amont favorisant la pénétration de l'eau et l'action des sous-pressions. En définitive, le déplacement en crête sera toujours dirigé vers le haut, l'orientation vers l'amont ou l'aval dépendant, elle, des conditions locales.

Si maintenant on considère l'ensemble du barrage-poids, le gonflement des plots va conduire à la fermeture des joints entre plots et à l'apparition de contraintes de confinement, l'ensemble du barrage étant soumis à une étreinte latérale. Ce confinement peut avoir des effets secondaires, notamment les suivants : i) ralentissement et même arrêt du gonflement dans la direction du confinement; ii) apparition de contraintes de traction et de fissures le long des puits de drainage situés dans le champ des contraintes de compression; iii) compression latérale de l'appui rocheux, qui, bien qu'ayant un certain effet stabilisateur, peut affecter ses qualités drainantes; iv) glissement sur la fondation si la pente des appuis latéraux est faible; v) dans les parties où le versant a un profil en travers convexe, tendance à une sorte de flambement avec risque de décollement du barrage de sa fondation; vi) coincement des vannes par suite du gonflement des piles.

2) Dans le cas d'un barrage-voûte affecté d'un gonflement, une surrection de la crête s'accompagnera d'un déplacement d'ensemble vers l'amont. Les contraintes de confinement seront moindres que dans un barrage rectiligne, mais les conséquences suivantes risquent de se produire : i) ouverture des joints verticaux à l'amont dans la zone de clef, et à l'aval aux reins de la voûte; ii) apparition de fissures sur le parement aval, parallèles à la fondation. Ces fissures peuvent être sans conséquence sur la stabilité, car le gonflement a tendance à augmenter l'effet voûte, notamment vers les rives, mais elles doivent être suivies de près.

3) Dans les barrages à contreforts, le gonflement est en général plus rapide dans les têtes d'éléments que dans les contreforts eux-mêmes, qui ne sont pas en contact avec l'eau de la retenue. Le gonflement différentiel provoque un déplacement en crête vers le haut et vers l'aval, ainsi que l'apparition de zones à contraintes d'extension.

4) Le gonflement différentiel dans l'épaisseur d'un barrage peut entraîner une fissuration des parements en forme de faïençage. Il en est de même dans les parties massives d'ouvrages annexes [I, 10].

Les attaques par les sulfates les plus souvent rencontrées sont le fait de sulfates de magnésium (eau de mer), de sodium ou de calcium, ou encore de sulfates provenant de l'oxydation du sulfure de fer (pyrite) contenu dans certains granulats. Les bétons exposés à ces attaques sont principalement ceux fabriqués avec du ciment Portland.

The effects and consequences of swelling on the behaviour of a dam will depend to a great extent on its type and characteristics :

1) Consider first a typical block of a gravity dam, straight in plan, affected by a uniform swelling. An upward and upstream deformation will develop; this corresponds to an approximately zero stress field. The damper the concrete, the greater the swelling. Thus the upstream part of the block is often the most affected, and then a general deformation upwards and towards downstream will develop; this is associated with a stress field characterized by compressive stresses in the swelling zone, and by tensile stresses in the adjacent zone. Cracking may occur upstream and downstream of the swelling zone, the first facilitating the entrance of water and increasing uplift. Deformation will always be upwards, and upstream or downstream according to the local conditions.

Considering now the entire gravity dam, the swelling of the blocks closes the vertical contraction joints and develops confining stresses, tightening the blocks and the valley banks. This confinement may have secondary effects, including: i) slowing down and even stopping the swelling along the direction of confinement; ii) development of tensile stresses and cracking at drainage wells in the compression field; iii) compression of the foundation rock mass which, although generally stabilizing, may affect the drainage; iv) sliding along the foundation in approximately horizontal zones near the abutments; v) buckling, eventually leading to a separation from the foundation of the blocks near the transition between the slope and approximately horizontal zones near the abutments; and vi) jamming of gates, owing to swelling of the piers.

2) Arch dams affected by swelling will experience a radial, upstream displacement together with a raising of the crest. The confining compression is smaller than in gravity dams but secondary effects may develop, including: i) opening of vertical joints in the upstream crown area and downstream at the haunches; and ii) developing of cracks on the downstream face, near and parallel to the foundation. These cracks may not significantly affect dam stability because swelling increases the arch confinement, but they should be monitored.

3) Swelling of buttresses will in general occur faster in the heads than in the webs, as the latter are not in contact with the reservoir. The differential swelling will develop a general deformation upwards and downstream, as well as tensile stresses.

4) Differential swelling across the dam thickness may cause cracking on the faces, as well as in structures of appurtenant works [I, 10].

Sulphate action is often due to magnesium (in sea water), sodium or calcium sulphates. It may also result from the oxidation of iron sulphide (pyrite) contained in some aggregates. Concrete with Portland cement is usually exposed to such actions.

L'action des sulfates peut revêtir des formes différentes selon leur concentration: on peut rencontrer soit la cristallisation de sels complexes s'accompagnant d'une très forte augmentation de volume avec perte de cohésion du liant, soit une décomposition des silicates de calcium avec une perte de résistance importante. Le développement et les conséquences d'une attaque par les sulfates sont très largement fonction des conditions particulières du site et de l'origine des sulfates. L'évolution des phénomènes peut être beaucoup plus rapide que le développement d'une alcali-réaction, et le béton peut parfois être complètement détruit dans un délai de quelques années ou même de quelques mois.

Prévention, détection et contrôle

Les mesures de déplacements sont les plus commodes pour détecter un gonflement. Les mesures extensométriques sont également bien adaptées, ainsi que les inspections visuelles, bien que ces dernières ne permettent qu'une détection plus tardive.

Lorsque le gonflement a été détecté, il est important de procéder à des investigations particulières afin d'acquérir une meilleure connaissance de la nature du processus, du stade et de la vitesse du phénomène en fonction des zones du barrage, des contraintes de confinement. Des modèles mathématiques capables de prendre en compte les effets de l'anisotropie du gonflement peuvent ensuite être utiles pour l'interprétation du comportement observé, notamment par comparaison avec les prévisions.

Les singularités du barrage et de sa fondation doivent être examinées afin d'estimer les conséquences particulières du gonflement et de mettre en place les dispositifs appropriés pour contrôler ces répercussions. Le jeu latéral des vannes, particulièrement celles des évacuateurs de crues, doit être mesuré régulièrement afin de garantir leur fonctionnement.

En ce qui concerne les remèdes contre les causes d'un gonflement tel que celui dû à l'alcali-réaction, il n'y a pas d'exemple de mesures efficaces. On a fait quelquefois des tentatives pour soustraire le béton vulnérable à l'action de l'eau, mais on n'a pas, jusqu'à présent, de recul suffisant pour affirmer le succès de telles opérations. Des mesures ont aussi été adoptées pour diminuer les conséquences du gonflement, en particulier la relaxation des contraintes et le renforcement ou le confinement de zones privilégiées. Il convient toutefois d'être prudent si on utilise des artifices qui contrarient le gonflement, car on risque d'augmenter certains effets secondaires.

2.3.2. Retrait, fluage ou réaction conduisant à une contraction du matériau

En général, ces phénomènes sont surtout sensibles dans les bétons jeunes. Le présent scénario concerne les cas où la contraction du béton se poursuit pendant des décennies jusqu'à avoir des répercussions non négligeables sur le comportement du barrage. Ces répercussions ont moins de conséquences sur les barrages-poids que sur les ouvrages plus légers comme les voûtes et les barrages à contreforts, du fait que ces derniers sont projetés avec des contraintes de compressions plus élevées et que le retrait hygrométrique y affecte une zone superficielle très contrainte.

Vingt trois exemples sont analysés dans l'Annexe (environ 5 % des cas recensés).

The sulphate action takes one of the following forms depending on the concentration: crystallization of complex salts, along with a great increase of volume and loss of binder cohesion, or decomposition of calcium silicates, with a substantial loss of strength. The form of the sulphate action and the site conditions influence the development of the process, its effects and consequences. The development of the action may be much faster than the development of the alkali-aggregate reaction, and the concrete may be destroyed in just a few years or even months.

Prevention, monitoring and control of ageing

Displacement measurements are appropriate to detect swelling in dams. Strain measurements are also appropriate, as well as visual inspections, although the latter are less sensitive. Temperature measurements have also been used to detect alkali-aggregate reactions.

With swelling confirmed, the nature of the process, its stage and rate of development in the different zones of the dam, and the confining stresses, should be assessed by appropriate methods. Model analysis taking into account the anisotropy of the swelling, may then be useful to compare the observed behaviour with that predicted.

The particular features of each dam should be considered in order to assess the consequences of swelling and to set up appropriate devices to monitor it. Reference should be made to the need to control the lateral clearance of gates, particularly of the spillways, in order to ensure their proper operation.

No efficient remedial measure against swelling caused by alkali-aggregate reaction is known. Attempts have been made to preserve the vulnerable concrete from the water action, but it is too early to say whether such attempts have been successful. Measures to mitigate the effects of swelling have also been adopted by cutting slots for relaxation of stresses and by reinforcement or confinement of the concrete in critical zones. Care must be taken if the remedial measures are designed to prevent swelling because of the risk of increasing secondary effects.

2.3.2. Shrinkage, creep and reaction leading to a contraction

These phenomena are usually important only at an early age of concrete. This scenario concerns the cases in which the concrete contraction continues for decades, to the extent that it may significantly affect the dam. The effects of the contraction are usually less important in massive gravity dams than in thin arch, buttress and multiple arch dams, because these are designed for large compressive stresses and shrinkage mainly affects a highly stressed layer near the surface.

There are 23 case histories referred to in the Appendix (about 5 % of the cases sampled).

Illustration

Ce scénario sera illustré par l'exemple du barrage de Laouzas sur le Vèbre (France) [12, 13, 14], mis en service en 1965. Il s'agit d'un barrage-voûte à double courbure de 52-m de haut avec une longueur en crête de 313 m et une épaisseur de 2,5 à 10,5 m. Vu son rapport longueur/hauteur élevé, un joint fut aménagé dès l'origine entre son parement amont et la galerie de drainage afin d'éviter une fissuration du pied amont de l'ouvrage. Le rideau d'injection et le réseau de drainage furent réalisés à partir de la galerie de drainage, sous la partie centrale du barrage (Fig. II.4).

Une contraction du béton s'est manifestée depuis le début, entraînant un déplacement général irréversible vers l'aval, avec un maximum en tête de la console de clef (point A de la Fig. II.4). Comme on peut le voir sur la même Fig., ce mouvement fut rapide pendant les trois premières années d'exploitation (5 à 6 mm), puis se ralentit (9 à 10 mm en 15 ans); au cours des dernières années (1984-89), les déplacements irréversibles semblent s'être arrêtés. Ce phénomène a été interprété comme une forme de retrait ou de fluage du béton.

Le vieillissement a été détecté par l'observation des mouvements irréversibles vers l'aval de l'ensemble de la structure en béton, mesurés à l'aide d'un dispositif de topographie optique. La part irréversible du mouvement était déterminée en éliminant l'effet de la poussée hydrostatique et l'effet thermique sur les déplacements mesurés. Quatre extensomètres à corde vibrante étaient installés pour mesurer l'ouverture du joint de pied amont évoqué ci-dessus, ainsi que trois extensomètres à longue base pour mesurer les mouvements différentiels entre le pied du barrage et le rocher de fondation situé à l'amont. Ces appareillages ont confirmé les mouvements mis en évidence à l'aide de la topographie, et montré que le joint amont ne s'ouvrait en aucune circonstance. On a aussi observé des augmentations du débit de certains drains dans les périodes où le barrage atteignait ses positions les plus à aval; des mesures particulières faites dans ces drains ont montré que l'eau alimentait les drains au niveau du contact entre le béton et le rocher.

Une réinjection des joints verticaux entre plots avec des résines polyester, réalisée en 1970-71, provoqua un retour du barrage vers l'amont d'environ 3 mm. en tête de la console de clef. En 1983-84, la partie centrale du réseau de drainage fut déplacée vers l'aval en vue d'éviter le court-circuit entre la retenue et les drains. Pendant l'exécution de ces travaux, le barrage fut ausculté de près, le dispositif d'auscultation ayant été renforcé à l'aide de deux pendules inversés, un rocmètre et plusieurs piézomètres. Après cette opération, qui comporta l'obturation des anciens drains, un nouveau régime de percolation stabilisé s'est établi au bout de quelques semaines (Fig. II.4).

Causes, effets et conséquences

Les causes de la contraction du béton sont le retrait, le fluage ou des réactions chimiques, et ses effets sont analogues à celles d'un abaissement de température.

Pour les barrages-voûtes, un tassement de la crête s'accompagne d'un déplacement des arcs et d'un basculement des consoles vers l'aval. Le rocher au pied amont du barrage, en fond de vallée, se décomprime, avec des conséquences importantes sur le comportement mécanique et hydraulique de la fondation : i) il peut se produire, au pied amont du barrage, une ouverture des joints du rocher et un

Illustration

This scenario is illustrated by Laouzas dam, on the river Vèbre (France) [12, 13, 14], commissioned in 1965. It is a double curvature arch dam, 52 m high, with a crest length of 313 m, and a thickness varying between 2.5 m and 10.5 m. Owing to its large span/height ratio, a joint was provided between the upstream face and the drainage gallery to prevent horizontal cracking at the heel. The grout curtain and the drainage system were made from the gallery in the central zone of the dam (Fig. II.4).

The dam has been contracting since its construction, as revealed by a general downstream permanent displacement. The maximum displacement is at the crest of the crown cantilever (Point A, Fig. II.4). As shown on this Fig., displacements increased rapidly to about 5 mm in the 3 years following commissioning; since then the contraction has been lower at about 10 mm in 15 years; and recently (1984-89) there has been no increase in the rate. It is considered that the displacement results from concrete shrinkage and creep.

The movement was revealed by geodetic survey. The permanent component of the displacement was determined by subtracting the components due to water load and temperature variation from the total. Four vibrating wire extensometers installed to measure the opening of the upstream toe joint together with 3 foundation long-base extensometers make it possible to monitor the differential movements between the heel of the dam and the upstream foundation rock mass. These devices confirmed the surveyed displacements and showed that the upstream joint always remained closed. Field measurements were performed following the observation of an increased flow in some drains, when the dam was at its extreme downstream position. These measurements showed that water was feeding the drains at the concrete-rock contact level.

The vertical contraction joints in the dam were regouted with a polyester resin in 1970-71. This moved the dam back up-stream about 3 mm. In 1983-84 a new drainage system was drilled downstream of the initial one, to prevent direct seepage from the reservoir to the drains. During implementation of these measures the dam behaviour was carefully monitored, the monitoring system having been improved by means of 2 inverted pendula, a rockmeter and piezometers. A moderate increase in uplift pressure was observed after the old drains were sealed, and a new state of balance was obtained in a few weeks (Fig. II.4).

Causes, effects and consequences

The contraction of the concrete is due to shrinkage, creep and chemical reactions, and has similar effects to those of a fall in temperature.

In arch dams, a settlement of the crest is noted with arch displacements and downstream tilting of the cantilevers. The rock mass at the bottom of the valley upstream of the dam heel is unloaded and this may have important consequences on the structural and hydraulic behaviour of the foundation, including: i) opening of the rock joints or detachment of the dam base, resulting in a decrease of tensile

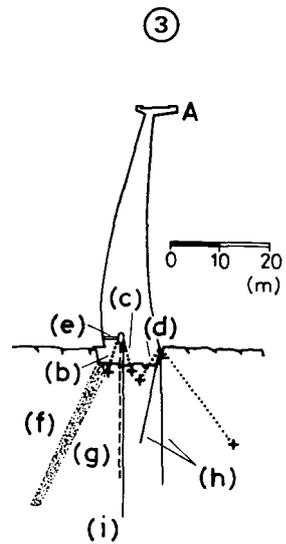
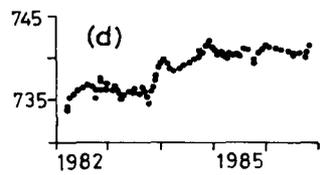
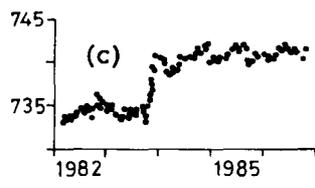
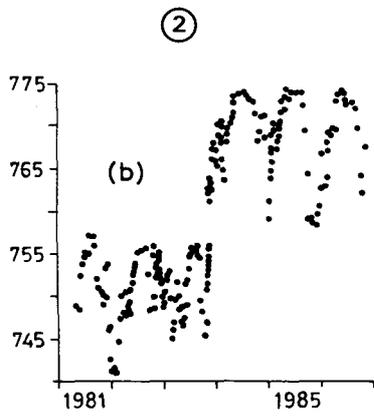
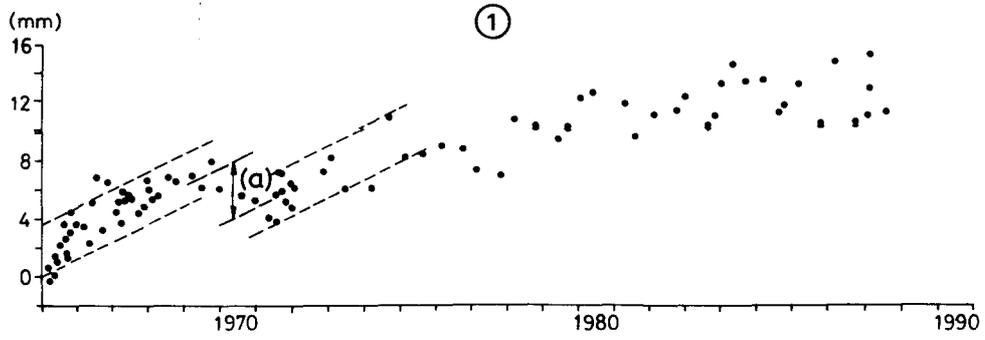


Fig. II.4

Laouzas dam. Monitoring results [14]

Barrage de Laouzas. Résultats de la surveillance [14]

- | | |
|---|--|
| 1) Displacements (+ towards downstream) of point A (see 3) and upstream movement due to the joint grouting (a) | 1) Déplacements (+ vers l'aval) du point A (voir 3) et décalage vers l'amont provoqué par l'injection des joints (a) |
| 2) Uplift pressure measurements (piezometers b, c, d) (see 3) | 2) Mesures de sous-pressions (piézomètres b, c, d) (voir 3) |
| 3) Vertical cross-section at the crown of the dam : upstream joint (e); grout curtain (f); original drain (g); new drains (h); piezometers (b, c, d); and inverted plumb line and rockmeter (i) | 3) Coupe verticale du barrage en clef : joint amont (e); rideau d'injection (f); drain d'origine (g); nouveaux drains (h); piézomètres (b, c, d); pendule inversé et extensomètre de fondation (i) |

soulèvement du pied du barrage, accompagnés d'une diminution des contraintes de tension dans le béton; les contraintes de compression et de cisaillement augmentent à l'aval, près du pied du barrage; ii) l'ouverture des joints et fissures permet à la pleine pression de la retenue de s'établir dans la zone amont de la fondation, amplifiant ainsi le basculement des consoles, ainsi qu'un raccourcissement des lignes de fuites entre cette zone et le réseau de drainage, avec augmentation du débit des fuites. Il est bon de vérifier sur modèle mathématique que la situation ainsi modifiée reste sûre, le modèle devant être capable de représenter les comportements non-linéaires dus à la fissuration [15, 16, 17].

Dans les barrages à contreforts ou à voûtes multiples, une fissuration peut se produire dans les zones des voûtes et des contreforts où les déplacements sont contrariés. En général, les fissures des contreforts partent verticalement de la fondation, et s'incurvent vers l'amont en remontant. Dans le cas des voûtes multiples, la décompression de la fondation au pied amont des voûtes est moins importante que dans les grandes voûtes du fait du faible rapport portée/hauteur. Les barrages à voûtes multiples formés de voûtes à grande portée ont un comportement plus proche de celui des grandes voûtes.

Détection et contrôle

La mesure des déplacements du barrage, par topographie optique ou pendules, est le moyen le mieux adapté à la détection du présent type de vieillissement. Des mesures des déformations de la fondation avec des extensomètres à longue base, des sous-pressions, et des débits des drains, donnent aussi des indications précieuses. L'observation visuelle apporte aussi des éléments intéressants sur la fissuration; l'évolution de cette fissuration peut être suivie à l'aide de contrôleurs de joints.

Les remèdes les plus utilisés sont simplement le renforcement du traitement de la fondation et le déplacement vers l'aval du réseau de drainage; la réinjection des joints entre plots, pour ramener le barrage vers l'amont, a aussi été pratiquée.

2.3.3. Dégradation due à une réaction entre les composants et le milieu

Les propriétés mécaniques et hydrauliques du béton ou de la maçonnerie des barrages peuvent être altérées par l'action des agents extérieurs, notamment les eaux de toutes origines, l'air, la température, sur les constituants de ces matériaux. Cette dégradation est fonction de trois facteurs principaux : i) la perméabilité des matériaux, qui commande les quantités d'eau et de gaz qui les traversent; ii) l'action des fluides agressifs sur les constituants du béton et du mortier; iii) les variations de la température, qui provoquent des fissurations et l'ouverture des joints, influençant ainsi la perméabilité d'ensemble de l'ouvrage. Les altérations sont plus marquées sur les structures de qualité médiocre, sur celles placées dans des zones de conditions climatiques sévères, sur les structures de qualité médiocre, sur celles placées dans des zones de conditions climatiques sévères, sur les structures légères, enfin sur celles sujettes à l'attaque d'eaux agressives. L'action des sulfates évoquée dans le scénario 2.3.1 pourrait parfois relever du présent scénario.

Au total, 142 exemples concernant le présent scénario ont été répertoriés en Annexe (soit environ 30 % du total). Parmi ces exemples, 51 concernent la perméabilité des matériaux, 65 l'action des eaux agressives sur les constituants du béton ou

stresses at the dam heel and an increase of the compressive and shear stresses at the downstream toe; ii) development of the full reservoir pressure at the upstream zone thus assists the tilting of the dam and the shortening of the seepage line between that zone and the drainage system, with a consequent increase in leakage. These changes in the behaviour of the foundation, and therefore in the support conditions of the dam, have been taken into account in model analyses [15, 16, 17].

Buttress and multiple arch dams sometimes crack at the constrained zones of the arches and buttresses. This cracking tends to be normal to the buttress foundation and to incline upstream at higher elevations. The unloading of the upstream foundation may be less important than in arch dams, due to the smaller span/height ratio. Large span multiple arch dams may display a behaviour close to that of arch dams.

Monitoring and control of ageing

Long term monitoring of the dam displacement, by means of geodetical survey and plumb lines, is the appropriate method for detecting this ageing scenario. Measurements of foundation displacement, using long-base strain gauges and rockmeters, uplift pressure and seepage give valuable information. Visual inspection is also useful in describing cracks. The development of cracks should be monitored by means of joint indicators.

Simple remedial measures may include additional foundation treatment, shifting the drainage system downstream, and regrouting the vertical contraction joints to move the dam upstream.

2.3.3. Degradation due to chemical reactions of materials with the environment

Degradation of the mechanical and hydraulic properties of concrete and masonry dams may be caused by chemical reaction of the materials and external agents from the environment, namely from reservoir and underground water, air and temperature. There are 3 major parameters governing the extent of degradation : i) the permeability of the dam material which controls the volume of water and gas flowing through it; ii) such pore fluids may react aggressively with concrete and mortar constituents; iii) temperature variations cause both cracking and the opening of joints, thereby influencing the overall permeability of the structure. Degradation is more serious for structures of low quality built in severe climates, structures containing thin elements and those exposed to the action of aggressive water. The sulphate action referred to in scenario 2.3.1, might also be included in this scenario.

A total of 142 case histories concerning this scenario (about 30 % of the sample) are indicated in the Appendix. Of these about 51 concern the permeability of the materials, 65 the action of aggressive water on concrete and mortar, and 26

de la maçonnerie, et 26 des fissurations imputables aux variations de température. Environ 65 de ces barrages datent d'avant 1930, 42 ont été mis en service entre 1930 et 1950, 30 entre 1950 et 1970, et 5 seulement depuis 1970.

Illustration

Le barrage de Giacopiane sera pris pour exemple des phénomènes qui caractérisent le présent scénario [18]. Le barrage de Giacopiane sur le Cogliandrino (Italie) est un ouvrage poids massif arqué, prolongé en rive gauche par une aile en terre; construit sur un site à climat tempéré (températures comprises entre - 5 et 23 degrés C), il fut achevé en 1926. Le niveau de retenue normale est 1 012 m, et le niveau minimum d'exploitation habituel est 1 001 m; l'eau n'est pas agressive.

Le barrage a 44 m de haut et 204 m de long (Fig II.5); il s'agit d'une structure cellulaire, faite de murs en maçonnerie au mortier de ciment, dont les alvéoles sont remplis avec du béton cyclopéen à 30 % de blocs lié à la chaux et au ciment. Le parement amont a été recouvert d'une gunite de 3 cm. d'épaisseur. Le barrage ne comportait ni joint de contraction, ni drainage, ni galerie de visite.

Les mesures de débits de fuites à travers le corps du barrage, bien qu'augmentant lentement avec le temps, ne montraient rien d'anormal. Le niveau de retenue fut cependant maintenu au minimum d'exploitation pendant la période 1966-1978, en raison de problèmes dans la partie en remblai du barrage; quand les conditions normales d'exploitation furent rétablies, une fuite importante apparut sur le parement aval. Les investigations mirent en évidence trois causes à cette dégradation : i) une microfissuration de la gunite amont, conséquence des grosses variations thermiques dans la zone de marnage; ii) une perméabilité initiale importante du corps du barrage, résultant de la granulométrie discontinue du sable du béton et du mortier; iii) une augmentation de la perméabilité dans le temps, résultant d'une attaque des liants des bétons et mortiers. Ce liant était un mélange de ciment Portland normal et de chaux hydraulique obtenu par cuisson d'un calcaire marneux local, et sa résistance à l'action de l'eau de la retenue était des plus médiocres.

Des études réalisées en 1982 montrèrent que le poids volumique du béton était passé de 24 à 22 kN/m³, que la résistance moyenne en compression était de 13 MPa, et que le module d'élasticité variait entre 8,4 et 11,4 GPa. La porosité moyenne dans l'ouvrage atteignait 7 %, des échantillons montrant qu'il existait des zones étendues avec peu ou pas de liant. La célérité moyenne des ondes sonores était de 3 600 m/s. Un calcul aux éléments finis fut également exécuté. Comme l'étanchement du corps du barrage par injection de ciment se révélait très coûteux, on se contenta de percer, en 1982, 6 drains subhorizontaux à partir du parement aval; par la suite, en 1988-89, on construisit un masque amont en béton armé, ancré à la structure existante, pourvu de joints horizontaux et verticaux, et comprenant 2 galeries de visite et de drainage (Fig. II.5).

Causes, effets et conséquences

Rappelons que les principaux phénomènes mis en jeu dans le présent scénario sont : 1) la circulation, à travers le barrage, d'eau et de gaz chargés d'agents chimiquement agressifs; 2) l'action d'eau agressive sur le béton et le mortier; et 3) la fissuration due aux variations rapides de température. On trouvera ci-après quelques commentaires sur ces processus.

cracking resulting from external temperature variations. About 65 of the structures concerned were commissioned before 1930, 42 in the period 1930-1950, 30 in the period 1950-1970, and only 5 after 1970.

Illustration

Giacopiane dam [18] on the river Cogliandrino (Italy) is a massive gravity structure, curved in plan, with an earth embankment on the left abutment. It was completed in 1926, at a site where the air temperature varies from 23 °C to – 5 °C. The normal reservoir level is at elevation 1 012 m, with a minimum of elevation 1 001 m. The water is not aggressive.

The dam is 44 m high, and has a crest length of 204 m (Fig. II.5). It is a cellular structure with walls of cement mortar masonry. The hollows were filled with cement-lime concrete in which embedded stones (plums) take up to 30 % of the volume. The upstream face is coated with 30 mm of gunite. The dam has no contraction joints, nor drainage or inspection galleries.

The seepage through the dam body, although increasing slowly, showed a normal pattern up to 1966. In the period 1966 - 1978, the reservoir was held at its minimum level, owing to problems with the embankment dam. When normal operation conditions were restored, a large leak appeared on the downstream face. Examinations showed 3 sources of deterioration: i) the upstream gunite was extensively cracked, apparently as a result of large thermal variations in the area of the water level fluctuations; ii) the dam body had a high permeability owing to the gap-graded sand used for construction; iii) the permeability of the dam increased as the cementitious material in the concrete and mortar was attacked. The material is a mixture of ordinary Portland cement and hydraulic lime, obtained by firing a local marly limestone, so the binder was chemically weak against the reservoir water.

Studies in 1982 confirmed that the density of the concrete had decreased from 24 kN/m³ to 22 kN/m³, that the average compression strength was 13 MPa, and that the elastic modulus was between 8.4 GPa and 11.4 GPa. The average porosity of the dam was 7 % with several samples showing large zones with little or no binder. The average velocity of sonic waves was 3 600 m/s. Analysis by finite element models were also carried out. The waterproofing of the dam body by cement grouting proved to be expensive and ineffective, and 6 sub-horizontal holes were drilled through the downstream face, to drain the dam body. In 1988 - 89 a reinforced concrete wall was built, anchored to the upstream face of the structure, and divided by horizontal and vertical joints. The wall contains 2 inspection and drainage galleries (Fig. II.5).

Causes, effects and consequences

The main phenomena concerning this scenario are 1) the percolation through the dam of water and gas carrying aggressive chemical agents, 2) the action of aggressive water on concrete and mortar, and 3) cracking due to rapid external temperature variations. These phenomena are discussed below.

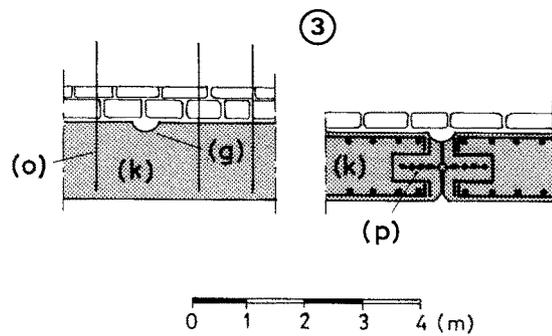
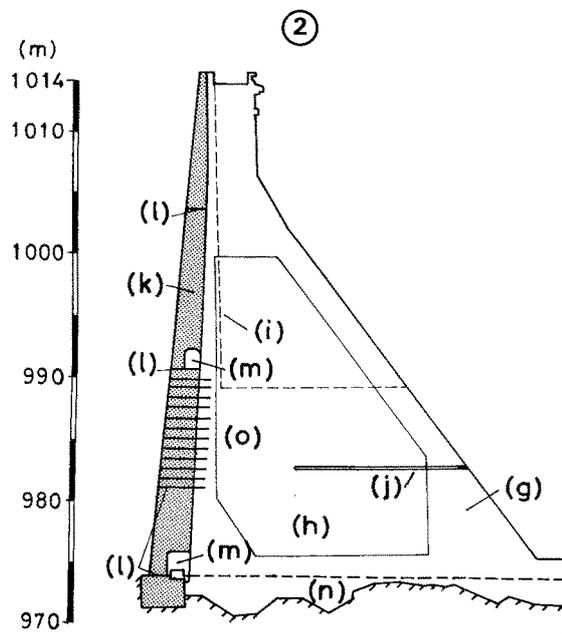
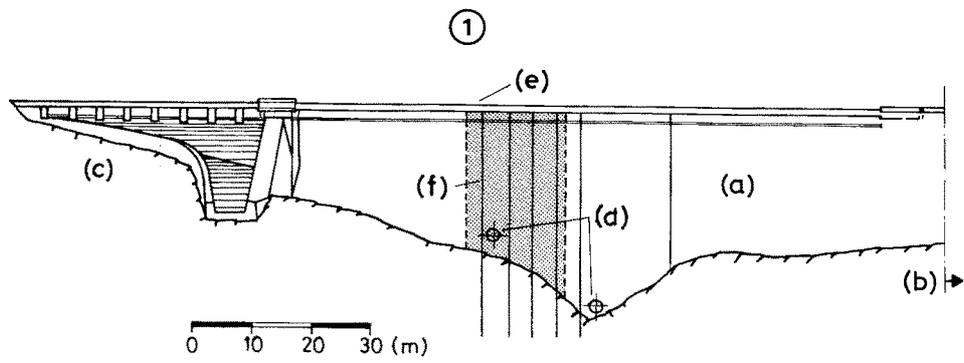


Fig. II.5

Giacopiane dam. Repair works [18]

Barrage de Giacopiane. Travaux de réparation [18]

- 1) Downstream view: gravity dam (a), earth embankment (b), spillway (c), bottom outlets (d), investigation drillholes (e), zone grouted in 1982 (f)
 - 2) Cross-section of the dam after the repair works: masonry (g) and concrete zones (h), original drains (i), drain carried out in 1982 (j), concrete wall built in 1988-89 (k), joints (l), galleries (m), flow discharge hole (n)
 - 3) Horizontal sections (typical, left; with a joint, right): anchor bars (o), waterstop (p), drains (g)
- 1) *Vue aval: barrage-poids (a), barrage en terre (b), évacuateur de crue (c), vidanges de fond (d), forages de reconnaissance (e), zone injectée en 1982 (f)*
 - 2) *Section transversale du barrage après la réparation: zones en maçonnerie (g) et en béton (h), drains d'origine (i), drain aménagé en 1982 (j), mur en béton construit en 1988-89 (k), joints (l), galeries (m), trou de décharge (n)*
 - 3) *Sections horizontales (section-type, à gauche; à travers un joint, à droite): barres d'ancrage (o), dispositif d'étanchéité (p), drains (g)*

1) Les phénomènes physico-chimiques qui se produisent entre les constituants des matériaux et le milieu sont commandés par l'aptitude de l'eau et des gaz chargés d'agents agressifs à diffuser dans le béton et le mortier. La perméabilité de ces matériaux est donc un paramètre fondamental dans le déroulement de ces phénomènes; la gravité et la rapidité de ces derniers dépend essentiellement du type de l'agent agressif, de la structure intime du béton ou du mortier (dimensions et répartition des pores), des conditions d'environnement de la surface et du mécanisme de pénétration.

La pénétration d'eau et de gaz est possible lorsque les pores ont une dimension supérieure à 10^{-3} mm et sont reliés entre eux. Cette porosité « ouverte » peut représenter 20 à 30 % du volume de la pâte de ciment. L'eau adhère aux parois des pores, et l'épaisseur de la couche d'eau augmente avec l'humidité ambiante en diminuant l'espace disponible pour la diffusion des gaz.

Les circulations d'eau et de gaz par diffusion sont favorisées par les variations des conditions ambiantes. Les mécanismes de transfert dus à l'absorption capillaire ou à la pression hydraulique viennent s'ajouter lorsque la surface du béton est soumise à des cycles d'humidification et d'assèchement ou à des immersions partielles ou totales dans l'eau. Les variations du niveau de la retenue n'influencent la pression interstitielle qu'à proximité du parement (sur des épaisseurs de l'ordre de 0,5 à 1 m, pour les bétons sains et de bonne qualité).

La perméabilité du béton et du mortier est à l'origine de leur dégradation. Elle dépend principalement de la compacité de la pâte, et donc du type et du dosage du ciment, de la granulométrie des granulats, du rapport eau-ciment, de l'utilisation éventuelle d'adjuvants, et aussi du type de mise en œuvre, notamment de la vibration et de la cure.

Les circulations d'eau dépendent non seulement de la perméabilité, mais aussi de la présence de fissures et autres points faibles comme les joints et les surfaces de levées de bétonnage; en fait, même des barrages récents sont le siège de fuites par de tels défauts. Dans les barrages en maçonnerie, on constate souvent sur le parement aval des fuites transitant par les joints de construction.

2) L'attaque des bétons et mortiers par les eaux agressives a fait l'objet d'un récent Bulletin de la CIGB [VII]. L'importance de ce phénomène est confirmée par le grand nombre d'exemples répertoriés, surtout sur les barrages en maçonnerie construits dans la période 1920-1940, mais aussi sur des barrages en béton récents. Environ 80 %, des cas étudiés concernent l'action des eaux pures, et la suite de l'exposé concernera essentiellement ce type d'attaque. Les autres cas concernent des attaques par les sulfates (scénario 2.3.1), et par des eaux acides diverses.

Les eaux pures, donc très faiblement minéralisées, sont typiquement des eaux de fonte des neiges ou de glaciers. Ces eaux, bien que pouvant avoir un pH voisin de 7, sont capables de dissoudre des constituants de la pâte de ciment, en particulier la chaux libre qui est le plus soluble d'entre eux. Une partie de cette chaux, dissoute et entraînée par l'eau, peut réagir avec l'anhydride carbonique atmosphérique ou dissous, pour former du carbonate de calcium peu soluble. Les dépôts et efflorescences blanches de carbonate de calcium, dans les galeries, sur les parements aval, et le long des joints de construction ou de reprises, sont bien connus.

La capacité de l'eau à dissoudre les composés calciques (chaux, carbonates et, à un moindre degré, les silicates et aluminates), dépend essentiellement de la

1) The ability of water and gas to penetrate concrete and mortar, together with the aggressive chemical agents dissolved in them, controls the chemical-physical phenomena that occur between the constituents of these materials and the environment. Therefore, the permeability of the concrete and mortar is a fundamental parameter. The intensity of the attack depends on the type of aggressive agent, the pore structure and conditions of the surfaces, and the transfer mechanisms.

Water and gas transfer is possible when the size of the pores exceeds 10^{-3} mm, and the pores communicate with each other. This open porosity can represent 20 % - 30 % of the cement paste volume. Water adheres to the walls of the pores, and with increasing humidity the water layer in the pores becomes thicker. Thus the available space for gas diffusion is reduced.

Diffusion is the main transfer mechanism for water or gas when the concrete or mortar is exposed to changing environmental conditions. When the face of the concrete is subjected to cyclic wetting and drying, or to partial or total submersion in water, capillary absorption or hydraulic pressure become important as transfer mechanisms. Changes in the reservoir water level affect the pore pressure in good quality and sound concrete only over a distance from the face of 0.5 m to 1 m.

Permeability is the major factor for damage of concrete and mortar. It depends on the mix density, type and amount of cement, aggregate grading, water cement ratio and admixtures. It depends also on placing, vibration and curing techniques.

Water percolation through the dam depends not only on the concrete mass permeability, but also on the presence of cracks and other weaknesses such as construction surfaces and joints. Such weaknesses are responsible for leakage affecting concrete dams, even for relatively modern structures. In masonry dams, leakage through the construction joints occurs frequently and appears on the downstream face.

2) Attack by aggressive water on concrete and mortar has been covered in a recent ICOLD Bulletin [VII]. The importance of the subject is confirmed by the large number of case histories reported, mostly for masonry dams built in the period 1920-40, but also for some recent concrete dams. Some 80 % of the reported cases concern the action of soft water, and this is the basis of this scenario. Others are due to sulphate attack (scenario 2.3.1), and to acid water.

Soft water has a low concentration of dissolved salts, and is typical of water from snow and glaciers. This water, although it may have a pH of about 7, may dissolve the constituents of cement paste, in particular the calcium hydroxide, which is the most soluble of the hydrated constituents. Part of this calcium hydroxide, dissolved and washed away by the water, may react with the carbon dioxide present in the atmosphere or dissolved in the water, to form insoluble calcium carbonate. The deposits and white efflorescence of calcium carbonate in galleries and at the downstream face of dams, and along cracks and lift joints, are well known.

The ability of water to dissolve calcium salts (calcium hydroxide, calcium carbonates and to a less extent calcium silicates and aluminates) depends on the

concentration des ions calcium et magnésium, mais aussi d'autres facteurs, tels que : la vitesse des circulations d'eau au contact du béton, les possibilités d'échanges d'ions, la présence d'anhydride carbonique, la présence d'autres composants dans l'eau, et la température. L'anhydride carbonique provoque dans un premier temps la précipitation du carbonate de calcium. Si l'anhydride libre est en excès par rapport à la quantité nécessaire à l'équilibre avec les carbonates, il réagit à nouveau avec formation de bicarbonate de calcium très soluble.

L'attaque des barrages anciens par des eaux pures est facilitée si la perméabilité du béton et du mortier est élevée, comme on l'a constaté sur de tels ouvrages où le liant était la chaux ou un ciment Portland des débuts [19]. Les fissures du parement amont facilitent l'entrée de l'eau dans le corps des barrages.

Les caractéristiques chimiques de l'eau de la retenue varient au cours de l'année. Dans des réservoirs alpins italiens on a constaté que la dureté et la salinité totale ont en hiver une valeur double de la valeur estivale [20]. Ces caractéristiques varient aussi en fonction de la profondeur et de la présence de courants dans le réservoir. La teneur en carbonates des fuites, mesurée dans plusieurs barrages suédois [21] confirme que la dissolution est plus active en hiver, lorsque les joints et fissures sont le plus ouverts.

L'attaque par les eaux pures se traduit par une perte de matière qui entraîne : une diminution de la résistance du béton et du mortier; une augmentation des débits de fuite et de drainage ainsi que, parfois, des sous-pressions. On a par exemple mesuré en 45 ans, sur un barrage-poids norvégien, une perte de ciment de 2,3 % en poids dans la zone amont (la plus dosée) du barrage [22]. Sur un barrage italien, en 18 ans, on a calculé une perte de chaux représentant 0,2 % du poids total du barrage [20]. Dans ces deux cas le phénomène n'a pas été jugé préoccupant, la limite de sécurité, établie par Tremper [20], étant très éloignée.

Assurément, les caractéristiques physico-chimiques des eaux jouent un rôle important vis-à-vis des dégradations du béton par lixiviation, mais la qualité du béton et du mortier est peut-être encore plus déterminante. Les améliorations de la technologie du béton, comme une meilleure adéquation des ciments, l'abaissement du rapport eau/ciment, les études plus sûres de la granulométrie, jointes à des méthodes de calcul plus raffinées, concernant notamment une prévision plus réaliste des états de fissuration, devrait laisser supposer, pour les barrages plus récents, des conditions plus satisfaisantes vis-à-vis de l'action des eaux agressives.

3) Les fortes et rapides variations de la température ambiante provoquent des contraintes élevées au voisinage des parements des barrages, d'où la fissuration de ces zones. Ce phénomène se produit surtout sur les parties émergées des ouvrages, qui ne sont pas protégées par l'eau de la retenue.

Les caractéristiques thermiques du béton varient en fonction du type de ciment et de son dosage, de la nature et de la granulométrie des granulats, de sa teneur en eau et de la température. Le coefficient de dilatation thermique des granulats est habituellement la moitié de celui de la pâte de ciment; lors du refroidissement, la pâte est donc mise en extension et les granulats comprimés. Les contraintes de traction entraînent une fissuration superficielle du béton, surtout dans les zones affaiblies, et les autres sollicitations peuvent faciliter l'extension de ces fissures et leur pénétration à l'intérieur de la structure. Dans les barrages en maçonnerie, la fissuration se localise principalement le long des lits de mortier.

calcium and magnesium ion concentration. It also depends on the seepage velocity of the water, the possibility of ion exchange, the presence of carbon dioxide, the presence of other compounds in the water, and the temperature. Carbon dioxide first produces precipitation of the calcium carbonate. If the carbon dioxide exceeds that required to balance with the carbonates, it reacts again with the water to form the highly soluble calcium bicarbonate.

The attack by soft water is facilitated by the high permeability of concrete and mortar found in some old masonry dams, where lime or ancient Portland cement has been used as hydraulic binder [19]. Tensile cracks in the upstream face allow the water to enter the dam body.

The chemistry of the reservoir water may vary during the course of the year. Italian reservoirs in the Alps in winter show values of hardness and total dissolved salts twice those in summer [20]. The chemistry is also influenced by the depth and by tributary streams flowing into the reservoir. The lime content in the seepage water of several Swedish dams [21] confirms that leaching is more active in the cold season, when the cracks and joints are opened.

Attack by soft water leads to a loss of material that may decrease the concrete and mortar strength, increase the seepage flow and sometimes increase the uplift pressure. A Norwegian gravity dam [22] lost 2.3 % in weight of the rich upstream concrete shell in the 45 years after completion. An Italian dam [20] lost calcium oxide weighing 0.2 % of the total dam weight in the 18 years after completion. These material losses were considered tolerable in the light of the safety values suggested by Tremper [20].

The physical-chemical characteristics of the water play an important role in concrete degradation by leaching. However, the quality of concrete and mortar is perhaps more significant. Improvements in concrete technology, such as appropriate cement, lower cement-water ratio, and careful study of the aggregate grading, together with analyses that make realistic forecasts of cracking, give confidence that recently built dams are more resistant to leaching.

3) Rapid air temperature variations cause large stresses near the faces of concrete dams, leading to cracking. This occurs mainly on those parts of the structure not protected by reservoir water.

The thermal characteristics of concrete vary with type and content of cement, quality and grading of aggregates, water content and temperature. The thermal expansion coefficient of aggregate is usually about half that of cement paste. Therefore, during cooling, the paste is tensioned and the aggregates are compressed. As a result of tensile stresses, cracks will develop on the concrete faces, particularly in zones of weakness. The action of other loads may facilitate the cracks branching into the cement paste and penetrating inside the structure. In masonry, cracking usually favours the mortar beds.

En général, la fissuration se limite à la zone superficielle, en raison de l'épaisseur du barrage, et ne menace pas la stabilité de ce dernier; mais elle facilite la dégradation des ouvrages en accroissant leur perméabilité. Pour limiter la largeur des fissures et leur propagation en profondeur, des armatures sont parfois disposées près des parements.

Détection et contrôle

Les inspections visuelles, les mesures de débit d'eau et les carottages avec essais en laboratoire sont les moyens les plus courants de détection du vieillissement relatif au présent scénario. On a également utilement effectué des analyses chimiques des eaux, ainsi que des essais d'absorption d'eau et d'injection de ciment dans des forages percés dans le corps du barrage.

Des analyses périodiques de l'eau de la retenue et de ses affluents, ainsi que de celle des fuites, permettent une évaluation correcte du danger potentiel d'une attaque chimique des bétons et mortiers. Une estimation périodique du poids des dépôts et incrustations solides dues aux eaux de percolation est également judicieuse, mais il ne faut pas oublier que ces dépôts peuvent intéresser des zones nettement plus étendues que celles dans lesquelles ils se produisent. Il peut aussi être intéressant de procéder à des essais de perméabilité à l'intérieur du corps du barrage et à des mesures de vitesse de propagation d'ondes sonores.

Les réparations relatives au présent scénario visent à restaurer l'étanchéité des ouvrages au moyen d'interventions sur le parement amont, soit : i) injections derrière le parement, application d'enduits à base de produits bitumineux, ou imprégnation du béton avec des produits chimiques; ces solutions n'ont apporté en général que des améliorations temporaires; ii) utilisation de résines ou de gunites armées; ces interventions se montrent efficaces pour des durées d'une ou deux décennies; iii) mur en béton ou revêtement métallique ancré dans le corps du barrage et drainé sur la surface de contact; c'est le système le plus éprouvé pour les barrages-poids; iv) utilisation de géomembranes en PVC, qui a tendance à se répandre actuellement.

La réparation des micro-fissures d'origine thermique consiste en général dans des interventions locales de ragréage. Les fissures actives plus importantes sont colmatées avec des matériaux possédant des caractéristiques de résistance et d'élasticité appropriées.

2.3.4. Faiblesse de la structure vis-à-vis des actions prolongées ou répétées

Le présent scénario de vieillissement concerne l'inaptitude de certains barrages en béton à résister aux actions subies en exploitation normale [I à V]. Ces actions sont celles de l'eau et de la température. On peut y distinguer deux modes d'action, une part permanente, constante ou faiblement variable dans le temps, et une part approximativement périodique. Sur les ouvrages massifs comme les barrages-poids et poids-voûte, ce sont les actions de l'eau qui prédominent. Dans les ouvrages plus légers, voûtes minces, barrages à contreforts de tous types, les variations thermiques peuvent aussi jouer un rôle important.

Le présent scénario se manifeste essentiellement par une fissuration des ouvrages. Dans certains cas, cette fissuration apparaît dès la phase de construction,

In general, surface cracking does not affect dam stability. However, it facilitates degradation by increasing permeability. In order to control the formation of large cracks steel reinforcement is sometimes placed near the faces of dams.

Monitoring and control of ageing

Visual inspection, water flow measurements, and coring to obtain samples for laboratory tests are the most common means of detecting this scenario. Chemical analysis of the water, water absorption tests and cement grouting tests in holes drilled into the dam body, have also been found useful.

Periodic chemical analysis of reservoir water, from its tributaries, and of seepage flow downstream of the dam, give valuable information concerning the risk of chemical attack on concrete and mortar. Periodic estimation of the weight of the deposits and solid efflorescences left by the seepage water is also helpful. However, it should be kept in mind that the deposits may correspond to much larger areas than that in which they actually occur. It may be also of interest to perform random permeability tests inside the dam body and to measure sonic velocities.

Remedial measures for this scenario aim at restoring the watertightness of the structure by means of works carried out on the upstream face. Methods currently available include : i) grouting of the upstream shell and the use of barrier coatings (such as bitumen), mastic asphalt, and chemically impregnated applications, but these solutions have provided only temporary benefits; ii) resins and reinforced gunite have proved to be effective for a few decades; iii) concrete or metal facings anchored to the dam body and drained along the contact surface have been found particularly effective on gravity dams; iv) the use of PVC membranes is becoming more widespread.

Local patching is often applied where cracking has been caused by temperature variations. More extensive cracks are sealed with materials of adequate strength and elasticity.

2.3.4. Loss of strength under permanent and repeated actions

This ageing scenario concerns the inability of some concrete dams to withstand the actions occurring under normal operating conditions [I to V]. These actions are mainly due to water and temperature. They may be divided into a permanent component that remains constant or varies slowly with time and an approximately cyclical component. Water actions are the most significant for massive structures such as gravity and arch-gravity dams. For thin structures such as thin arch dams, buttress dams, and multiple arch dams, temperature actions may also play an important role.

This ageing scenario usually manifests itself through cracking. The development of cracks sometimes begins during construction and develops over

puis se développe avec le temps, son influence sur le comportement du barrage ne devenant significative qu'après des années. Dans quelques cas, la faiblesse des ouvrages a été la cause d'accidents graves, comme ceux bien connus du barrage-poids de Bouzey [III, 23] et du barrage à contreforts de Vega de Terra [III, 24]; ces exemples, toutefois, ne correspondent pas à notre définition du vieillissement, puisqu'ils sont survenus lors du premier remplissage des retenues.

Au total, 75 exemples (15,5 % de l'échantillon) ont été répertoriés concernant ce scénario (Annexe). On notera que 53 d'entr'eux sont relatifs à une enquête spécifique.

Illustration

Le barrage Daniel Johnson [X-11, 31] sur la Manicouagan au Canada fut achevé en 1968. C'est le plus grand barrage à voûtes multiples du monde, avec une longueur totale de 1 310 m. Il comprend 13 voûtes, dont la principale a 210 m de haut.

Le remplissage des $142 \cdot 10^9$ m³ de la retenue demanda 10 ans et il fut marqué par le développement d'une importante fissuration des voûtes, surtout près de leur pied. Quatre types de fissures furent reconnus : 1) des fissures obliques sur le parement aval, parallèles aux contraintes principales de compression, et affectant le tiers de l'épaisseur des voûtes; 2) des fissures plongeantes, sur des zones très étendues, vers le pied amont des voûtes; 3) des fissures parallèles aux parements au pied de certaines voûtes; 4) ouverture du contact béton-rocher. Les fissures du type 1) sont sensibles aux variations de température et leur longueur cumulée a été multipliée par 3 entre 1974 et 1985. Les fissures du type 2) traversent presque les voûtes et alimentent des fuites.

On a procédé à une revue complète de l'état et du comportement du barrage. Des modèles mathématiques puissants ont été mis au point pour interpréter les résultats d'auscultation, évaluer la sécurité du barrage et contrôler ses aptitudes. L'état de la fondation et du béton, âgé de 20 ans, a été trouvé satisfaisant. Les études ont abouti à la conclusion que la sécurité de l'ouvrage n'était pas mise en cause.

Depuis que la retenue a été remplie, les variations de son niveau sont très faibles : 4 mètres en moyenne en cycle annuel. Mais le climat du lieu est très rude : les températures varient annuellement entre des extrêmes de - 45 °C et + 35 °C, et il se produit chaque hiver en moyenne 50 cycles de gel-dégel. Ces conditions sévères sont à l'origine des fissures du type 1) du parement aval. Les fissures plongeantes du type 2) ont été attribuées à l'action du poids propre et de la pression hydrostatique, et à l'absence de courbure verticale des voûtes au voisinage de la fondation [6, 16]. Les circulations d'eau dans ces fissures provoquent des sous-pressions et favorisent le processus de lixivation.

On a procédé à différentes interventions. Des injections ont rempli et presque éliminé les fissures du type 4) en 1975 et les fissures du type 2) en 1982. Les fissures du type 3) ont été réparées par injection et boulonnage. Pour maîtriser les fissures du type 1) du parement aval, on a décidé d'installer une protection thermique au pied des 9 voûtes principales. Un système de chauffage maintient en hiver une température comprise entre 2 et 10 °C dans l'espace de 4 mètres ainsi isolé.

time, its influence on the dam behaviour only becoming significant after some years. In a few cases, weaknesses of the structures have been the cause of major accidents, as for instance, in the well known cases of Bouzey gravity dam [III, 23] and Vega de Tera buttress dam [III, 24]; these cases, however, do not fit the ageing definition, as they occurred during the first filling of their reservoirs.

A total of 75 case histories (15.5 % of the sample) are reported for this scenario (Appendix), but 53 of the cases were from a special study.

Illustration

Daniel Johnson dam [X-11, 31] on the river Manicouagan (Canada) was completed in 1968. It is the largest multiple arch dam in the world, with a total length 1 310 m and comprising 13 arches, the main one of which being 210 m high.

The impounding of the 142×10^9 m³ reservoir needed about 10 years and led to extensive cracking of the arches, mainly near the bottom. Cracks of four types were detected: 1) oblique cracks on the downstream face of the arches that follow the compressive principal stresses and penetrated about one third of the thickness; 2) plunging cracks in large zones near the arch heels; 3) cracks parallel to the arch faces at the bottom of some arches; and 4) opening of the rock-concrete contact. The cracks 1) are sensitive to temperature variations, and their total length increased 3 times between 1974 and 1985. The cracks 2) almost penetrate the entire arch thickness and are responsible for leakages.

A thorough investigation of the dam condition and its behaviour was carried out. Powerful mathematical models were developed for the interpretation of the monitoring results and evaluation of the dam safety and performance conditions. The condition of the 20 year-old concrete and foundation proved to be good. The studies led to the general conclusion that the dam is safe.

After the filling of the reservoir the variation of the water level has been very small (only 4 m, in average, throughout the year). However, the local climatic conditions are severe: the annual extremes of temperature are -45 °C and $+35$ °C and in an average winter about 50 freezing-thawing cycles occur. These severe conditions are the cause of the cracks 1) on the downstream face. The plunging cracks 2) have been attributed to the water and weight actions owing the lack of vertical curvature of the arches near the foundation [6, 16]. The water seeping through these cracks may induce uplift pressures and encourage the leaching process.

Different remedial measures have been used. Corrective grouting has filled and almost stopped cracks 4) in 1975 and cracks 2) in 1982. Cracks 3) were restored by grouting and bolting. To control the cracks 1) on the downstream face it was decided to install a permanent thermal shelter at the base of the 9 main arches. The heating system maintains the 4 m wide space at temperatures changing between 2 °C and 10 °C in winter.

Causes, effets et conséquences

Le remplissage et l'exploitation de la retenue mettent en jeu des sollicitations mécaniques permanentes et répétitives d'origine hydraulique. Les gradients hydrauliques provoquent des percolations, par les pores et les fissures des matériaux, ainsi que des champs de pressions et de forces d'écoulement. Le fonctionnement des évacuateurs de crue, vidanges de fond et centrales hydroélectriques peut aussi entraîner l'action de pressions statiques ou dynamiques sur les ouvrages.

Le comportement du barrage est influencé, durant toute son existence, par la température, en fonction des propriétés des matériaux et des techniques de construction, et du fait des variations de la température ambiante. L'état thermique du barrage au moment du remplissage de la retenue ou au moment de l'injection des joints, constitue la référence pour l'appréciation ultérieure des différences futures. Ces dernières comprendront une composante permanente correspondant à la différence entre cette référence et l'état moyen futur à l'intérieur du barrage, et une composante variable correspondant aux cycles thermiques.

Les ouvrages affectés par le présent scénario ne sont pas capables de résister à ces sollicitations prolongées ou répétées au cours de l'exploitation normale. Une telle faiblesse se manifeste habituellement par une fissuration évolutive, avec extension des fissures existantes, apparition de fissures nouvelles, et augmentation des composantes réversibles et irréversibles des mouvements des fissures existantes. Le développement d'une telle fissuration présente le plus souvent un caractère amorti dans le temps; mais un aboutissement défavorable ne doit jamais être exclu, et il faut prévenir le risque de voir, par exemple, une portion du barrage séparée du reste par des fissures, dans des conditions telles que sa stabilité ne serait plus assurée.

Pour évaluer la sécurité d'un ouvrage fissuré et son aptitude au service, il est nécessaire de connaître les caractéristiques des fissures, notamment leur tracé et leur orientation intérieure, leur densité, leur profondeur, leur continuité. Il faut ensuite procéder à des calculs de comportement, dans les conditions normales d'exploitation comme dans les situations exceptionnelles [25, 26]. Certaines fissures peuvent donner lieu à des percolations, avec leurs effets mécaniques et éventuellement une attaque chimique.

Les répercussions du présent scénario de vieillissement sur les barrages en béton dépendent largement du type et des caractéristiques de chaque ouvrage.

1) Dans les barrages-poids, les sollicitations les plus importantes sont d'origine hydraulique; elles peuvent provoquer l'apparition de contraintes de traction près du parement amont, dépassant éventuellement la résistance du matériau et entraînant une fissuration horizontale ou l'ouverture de reprises de bétonnage. Le marnage de la retenue aggrave la fissuration, et par suite favorise l'augmentation des débits de fuite et de l'importance des sous-pressions.

2) En général, la fissuration n'est pas réellement dangereuse pour les barrages-voûtes, même si on peut y observer une grande variété de catégories de fissurations: fissures horizontales, caractéristiques de mauvaises reprises de bétonnage; fissures proches des appuis, grossièrement perpendiculaires à la surface de la fondation, apparaissant en général aux premiers âges de l'ouvrage, sans développement ultérieur; faïençage; fissuration au contour des zones armées; fissuration aux limites de zones de changement brusque d'inertie ou dans des zones trop rigides.

Causes, effects and consequences

The filling and the operation of the reservoir lead to permanent and repeated actions of the water. The resulting hydraulic gradients cause seepage through pores and cracks in the dam, and the corresponding fields of pressure and force. The operation of spillways, bottom outlets and power houses may produce also hydrostatic and hydrodynamic pressures on the structures.

Temperature influences the dam behaviour throughout its life, owing to type and thermal properties of materials and construction techniques as well as to external temperature variations. The temperature distribution within the dam body at the date of the filling of the reservoir or at the date of grouting the contraction joints, is the reference for future thermal variations. These will be defined by a permanent component, corresponding to the difference between the reference temperature and the average temperature within the dam body, and repeated components corresponding to thermal cycles.

Structures that exhibit this ageing scenario are unable to support the permanent and repeated actions under normal operation conditions. The weakness of these structures is usually shown by the growth of existing cracks, the initiation of new ones, and the increase in amplitude of the permanent or repeated components of the movements of existing cracks. The rate of development of such cracking often decrease with time. Notwithstanding this, a pessimistic approach is justified, and particular attention is required, for instance, to the possibility of a block separating from the structure and leading to major instability.

To evaluate the safety and performance of cracked structures it is necessary to understand the geometry of the cracks, particularly their extent, density, depth and continuity. It is then necessary to analyse the behaviour of the structure under normal and also exceptional conditions [25, 26]. Some cracks may give rise to leakage, hence to hydraulic forces and the possibility of chemical attack.

For concrete dams the effects and consequences of this scenario depend on the type and characteristics of each structure :

1) For gravity dams, water actions are the most important ones; they may cause tensile stresses near the upstream face that exceed the tensile strength of the material and lead therefore to horizontal cracking or opening of construction joints. Repeated variation of reservoir water level may increase cracking and thereby make possible the development of leakage and uplift.

2) Cracking is not usually critical to the safety of arch dams, in spite of the wide variety of cracks displayed: horizontal cracking, typical of poor lift joints; cracking near the abutments, approximately normal to the support surface, usually occurring early in the life of the structures without subsequent development; cracking with random pattern; cracking near reinforced zones; cracking at the boundaries of zones of different inertia or stiffness.

3) La fissuration des barrages à contreforts, que ces derniers soient massifs ou évidés, est tout à fait courante. Les fissures verticales dans les contreforts apparaissent en général dès le jeune âge, et sont la conséquence de la dissipation de la chaleur d'hydratation et du retrait du béton; elles ne sont donc pas la manifestation du vieillissement. Mais dans la phase ultérieure d'exploitation, les cycles hydrostatiques et saisonniers provoquent des contraintes de flexion élevées dans les contreforts massifs, ainsi qu'entre l'intérieur et l'extérieur des évidements des contreforts creux, d'où une aggravation de la fissuration, par progression des fissures et dégradation de leurs épontes. Les dénivellations d'appui, ainsi que les déformations de la fondation, peuvent aussi influencer l'évolution de la fissuration.

4) Dans les barrages à voûtes multiples, la fissuration les contreforts se développe habituellement parallèlement aux contraintes principales de compression, revêtant la forme d'arcs entre la face amont des contreforts et leur fondation. Dans les voûtes, la fissuration se localise principalement près de leur appui sur les contreforts et au voisinage de la fondation. La stabilité au glissement prend une importance particulière, qu'il s'agisse des « plans » de fissuration, de la surface de contact avec la fondation, ou des stratifications de la fondation. La stabilité au flambement des contreforts très minces peut également poser des problèmes.

Détection et contrôle

La fissuration est décelée en général par inspection visuelle, parfois grâce aux mesures de débits de fuite. Des données quantitatives sont nécessaires pour en apprécier l'étendue et l'évolution dans le temps. A cet effet on peut mesurer périodiquement l'ouverture d'un certain nombre de fissures convenablement choisies.

Lorsque la fissuration atteint un certain développement, il est justifié de vérifier par le calcul la stabilité et les conditions de fonctionnement de l'ouvrage (voir le chapitre 1.5). Une telle étude nécessite :

1) Un relevé complet de la fissuration : fissuration superficielle dans les zones accessibles, couronnement, partie émergée du parement amont, pied du parement aval, galeries; fissures apparentes sur les parties immergées des parements, avec l'aide de plongeurs ou de caméras télécommandées; géométrie interne des fissures, au moyen de carottages, d'essais d'eau, ou de reconnaissances acoustiques.

2) La définition des caractéristiques du béton, des joints et des fissures, par des essais en laboratoire sur carottes.

3) La mesure de contraintes *in situ*, par exemple au vérin plat, ou par surcarottage.

De telles études peuvent soulever des problèmes importants lorsqu'il s'agit de grands ouvrages. On peut être amené à construire des accès provisoires et des échafaudages considérables [25].

En ce qui concerne le présent scénario, les remèdes consistent à lutter contre les causes de la fissuration et à renforcer les ouvrages. Les actions contre les causes peuvent être : la construction de protections thermiques sur les parements de barrages-voûtes ou à voûtes multiples; la fermeture des alvéoles entre contreforts par des écrans thermiques; des injections de ciment ou de résines, pour arrêter les circulations d'eau dans les joints et fissures; l'amélioration des systèmes de drai-

3) Cracks occur frequently in massive and hollow buttress dams. Vertical cracks in the buttresses and in the webs of the hollow blocks usually occur at an early age and are due to the dissipation of the heat of hydration and to shrinkage, so they are not ageing phenomena. However during operation, as a consequence of hydraulic and thermal cycling, large bending stresses and cracking may develop on the faces of the buttresses and between the inner and outer faces of the hollow chambers. The repetitive loading leads to growth of the cracks and to degradation of the their surfaces. The different height between the faces of each buttress, as well as the deformability of the foundation rock mass, may also influence the development of the cracks.

4) Cracking in multiple arch dams usually develops in the buttresses, and often follows the geometry of the principal compressive stresses, taking the form of arches from the upstream face towards the foundation. Cracks are also found in the arches, particularly near the support of the buttresses and near the foundation. The stability of the buttresses, along sliding surfaces defined by large cracks, by the dam-foundation interface and by the stratification of the rock mass foundation, is of particular importance. Analysis of the buckling stability of very thin buttresses may also be required.

Monitoring and control of ageing

Cracking is generally detected visually and through seepage measurements. Quantitative data are required to assess the extension and rate of growth of the cracks. This will be obtained by regular measurement of the movements of selected cracks.

As the cracking of a dam progresses, there will come a time when a review will be required of its safety and performance conditions (see Chapter 1.5.). This includes the following tasks :

- 1) Complete mapping of all existing cracks: those visible from accessible zones, including the crest, the external zones of faces and galleries; the superficial cracks in the zones underwater by means of divers and television cameras; and the cracks within the dam body by means of core drilling, water pressure tests and sounding tests.
- 2) Determination of the physical properties of the concrete, joints and cracks by means of laboratory tests.
- 3) Measurement of the in-situ stresses in the dam body by means of flat jacks and overcoring methods, among others.

Owing to the large dimensions of the structures, some problems may arise in undertaking the above studies. It may be necessary to erect extensive temporary access and support structures [25].

The remedial measures for this scenario aim at reducing or removing the causes of cracking and at strengthening the structure. Typical measures to reduce cracking are : the protection of the faces of arch and multiple arch dams; the closing of bays between buttresses by mean of thermal walls; grouting works, with cement and resins, to stop leakage through open joints and cracks; and the improvement of drainage. Examples of measures to strengthen the structures are :

nage. Le renforcement des ouvrages peut par exemple comporter : l'injection de ciment dans les joints, fissures, etc; l'adjonction de contreforts ou de remblais à l'aval de barrages-poids; pour des barrages à contreforts ou à voûtes multiples, le remplissage, avec du béton, des alvéoles entre contreforts et des évidements.

2.3.5. Faible résistance au gel-dégel

Les ouvrages en béton ou maçonnerie exposés à l'action de l'eau sous des climats froids peuvent être endommagés en raison de la faible résistance de leurs matériaux constitutifs vis-à-vis des cycles de gel-dégel. Les dégâts sont généralement superficiels. La dégradation des matériaux par les cycles de gel-dégel est conditionnée par les propriétés des matériaux et la sévérité des agressions auxquelles ces matériaux sont exposés [27].

Au total, 87 exemples de vieillissement (18 % de l'échantillon) sont répertoriés dans l'Annexe.

Illustration

Le barrage de Harjavalta sur la rivière Kokemäenjoki (Finlande), de 26 m de haut, fut achevé en 1939 [27]. L'aménagement comprend une centrale électrique, un barrage à contreforts et deux déversoirs vannés (Fig. II.6). Le site est soumis à 70 à 90 cycles de gel-dégel par an. Le marnage de la retenue se situe entre les cotes 26,9 et 29,2 m, la revanche étant de 1,5 m (Fig. II.6). Le béton fut fabriqué avec des granulats de grès local gélif à granulométrie discontinue, et du ciment Portland courant, sans incorporation d'entraîneur d'air.

Une fissuration sévère, puis un écaillage apparurent très rapidement sur le parement amont dans la zone de marnage. En 1988, on constata que la partie supérieure du parement amont, le déversoir et les piles du pont étaient endommagés sur une épaisseur de 300 mm en moyenne.

Les premières réparations eurent lieu en 1956, 17 ans après la mise en service. Un revêtement en béton de 200 mm d'épaisseur fut appliqué sur le parement amont entre le niveau des prises d'eau et la cote maximale d'exploitation. En 1971, du béton projeté appliqué sur la partie supérieure du barrage à contreforts et sur les piles de l'évacuateur de crue; mais comme le béton dégradé n'avait pas été entièrement enlevé, ce béton projeté se fissura et se détacha rapidement. En 1988 les parements amont, la crête du barrage, les piles de l'évacuateur et le pont sur le barrage firent l'objet d'une réparation complète. On constata que la partie réparée en 1956 était en bon état et ne nécessitait pas d'autre intervention. Le béton altéré fut entièrement éliminé par repiquage, et les parements furent restaurés avec du béton résistant au gel, armé et ancré au corps du barrage.

Causes, effets et conséquences

La vulnérabilité au gel des bétons et mortiers est principalement conditionnée par le nombre de cycles de gel-dégel et par le degré de saturation du matériau au moment du gel. C'est en début et en fin de saison froide que les cycles de gel-dégel sont les plus nombreux. Le béton est particulièrement vulnérable au gel lorsque son degré de saturation atteint une valeur critique. L'action du gel peut également être

cement grouting in joints and cracks; construction of additional buttresses and backfilling, and filling the bays between buttresses and hollow chambers in buttress and multiple arch dams.

2.3.5. Poor resistance to freezing and thawing

Concrete and masonry structures exposed to water in cold climates may be damaged owing to their poor resistance to repeated freezing and thawing. The damage is mainly superficial. The properties of materials together with the severity of the exposure determines the extent of degradation [27].

Eighty seven case histories (18 % of the sample) are reported in the Appendix.

Illustration

Harjavalta dam is 26 m high and was completed in 1939 on the river Kokemäenjoki (Finland) [27]. It comprises a powerhouse, a concrete buttress dam and two gated spillway sections (Fig. II.6). The dam has been subjected to 70 to 90 cycles of freezing and thawing each year. The reservoir level fluctuates between elevations 26.9 m and 29.2 m and the freeboard is 1.5 m (Fig.II.6). The concrete was made with gap-graded aggregates of a local sandstone that is known to be susceptible to frost damage; normal Portland cement was used without air entrainment.

Heavy cracking and scaling was observed early in the life of the dam on the upstream face between the minimum and maximum reservoir levels. In 1988 it was reported that the upper part of the upstream face, the spillway and the bridge piers, were damaged to an average depth of 300 mm.

The first repairs were made in 1956, 17 years after completion of the dam. The upstream face, between the power house intake and the upper reservoir level, was refaced by 200 mm thick concrete. In 1971, the upper part of the buttress dam and the spillway piers were repaired by sprayed concrete. However, because not all the damaged concrete had been removed before the repairs, the sprayed concrete loosened within a short time. In 1988, the upstream face, the dam crest, the spillway piers and the dam bridge were thoroughly repaired. The part of the upstream face that had been repaired in 1956 was still in good condition and did not need additional work. The damaged concrete was removed by chipping, anchorage and additional reinforcement were installed and the faces were repaired with frost-resistant concrete.

Causes, effects and consequences

Damage of concrete and mortar by frost action depends on the number of freeze-thaw cycles and on the moisture content of concrete at the moment of freezing. The number of freeze-thaw cycles is higher at the beginning and at the end of the cold season. Concrete is particularly vulnerable to frost damage when the moisture reaches a critical saturation point. Other factors which may influence

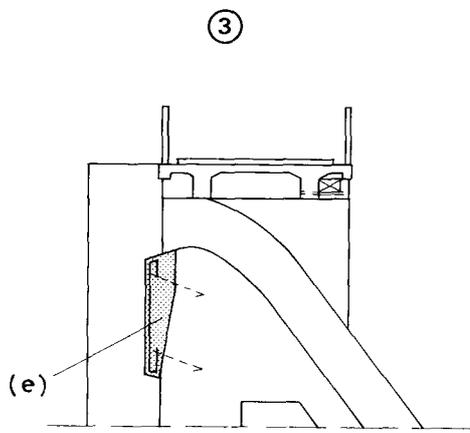
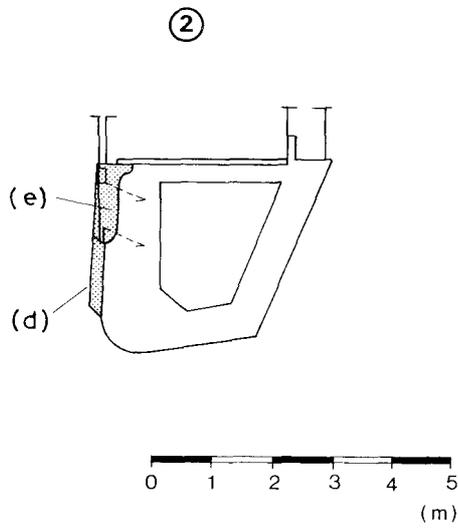
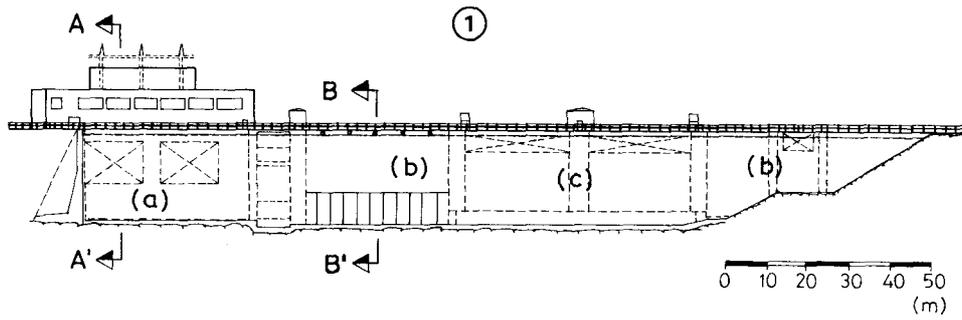


Fig. II.6

Harjavalta dam. Repair works [27]

Barrage de Harjavalta. Travaux de réparation [27]

- | | |
|---|---|
| 1) Upstream elevation: power house (a),
buttress dam (b), and spillway (c) | 1) <i>Vue amont: centrale (a), barrage à contre-
forts (b), et évacuateur de crue (c)</i> |
| 2) Cross-section AA: repair works made in
1956 (d) and 1988 (e) | 2) <i>Section transversale AA: travaux de répara-
tion faits en 1956 (d) et 1988 (e)</i> |
| 3) Cross-section BB: repair works made in
1988 (e) | 3) <i>Section transversale BB: travaux de répara-
tion faits en 1988 (e)</i> |

influencée par la vitesse du refroidissement, les températures extrêmes atteintes durant le cycle, et la durée du cycle.

Le comportement du béton au gel dépend des caractéristiques de la pâte de ciment et des granulats, principalement leur porosité : type, dimensions et distribution des pores. Il est lié aux propriétés du béton, notamment sa teneur en eau, sa perméabilité, ses propriétés mécaniques et thermiques.

La présence d'air entraîné modifie la structure et la distribution de la porosité dans la pâte de ciment, améliorant considérablement la résistance au gel. La nocivité du gel pour le béton est étroitement liée à la quantité d'eau susceptible de geler à l'intérieur du matériau, du fait que lors du gel, le volume de l'eau augmente de 9 %. Cette eau est essentiellement celle contenue dans les pores capillaires, celle des pores des gels de sels complexes ne gelant qu'à des températures extrêmement basses. Lorsque la pâte de ciment contient des bulles d'air entraîné suffisamment rapprochées, ces bulles servent de « vases d'expansion » aux capillaires et l'eau peut y geler sans provoquer de pressions dangereuses. Dans le cas d'un marnage fréquent de faible amplitude, le béton est presque saturé en permanence, et des doutes ont été émis sur l'efficacité de l'entraînement d'air contre l'action du gel; au moment du dégel l'eau repasse des cavités correspondant à l'air entraîné vers les capillaires, mais il n'est pas certain que ce mécanisme se perpétue dans le long terme.

Lorsque le degré de saturation dépasse une certaine valeur, la pression résultant de la combinaison de la pression de formation de la glace et de la pression hydrostatique de l'eau non gelée peut entraîner une extension du béton qui excède sa limite élastique; il s'ensuit une déformation permanente sans apparence de rupture ou, si l'amplitude du phénomène est importante ou si les choses se répètent, une fissuration puis une désintégration complète du béton superficiel. Les premiers signes de cette désintégration sont une fissuration puis un écaillage du béton. La pâte de ciment se détache de la surface, petit à petit ou par plaques; l'écaillage progresse en profondeur dans le béton, les armatures deviennent apparentes.

Les conséquences de l'action du gel ne sont pas les mêmes pour toutes les zones du barrage.

1) Sur les parements amont, les dégâts sont habituellement limités à la zone de marnage, mais il est des cas où la partie supérieure du parement s'est dégradée plus vite que la partie inférieure. En général, la désintégration du béton progresse dans l'épaisseur à la vitesse de 1 à 3 mm par an; cette vitesse dépend des mouvements d'eau et de l'action de la glace; mais dans le cas de granulats de mauvaise qualité, la dégradation du béton est beaucoup plus rapide. Les arêtes et angles vifs sont particulièrement vulnérables à l'attaque du gel.

2) L'attaque du parement aval est fréquente, car le béton (ou la maçonnerie) du parement peut être mouillé par de l'eau de percolation ou d'origine atmosphérique, son degré de saturation dépendant de l'importance relative de ces deux sources d'imbibition. L'eau de ruissellement ne mouille que la partie superficielle du barrage tandis que l'eau de percolation peut entraîner une saturation complète du béton. En général, l'épaisseur des dégradations n'excède pas quelques centimètres, mais la chute de fragments de béton peut menacer les personnes amenées à circuler au pied de l'ouvrage.

the frost action are the rate of cooling, the lowest and highest temperatures attained during the cycle, and the cycle duration.

The behaviour of concrete during freezing depends on the characteristics of the cement paste and aggregates. In particular on the pore structure, and the type, size and distribution of pores. These are related to the concrete properties, including water absorption, permeability, and thermal and mechanical properties.

The pore structure of the cement paste may be changed, and the frost resistance improved, by entraining air into the concrete. The effect of freezing on concrete is closely related to the quantity of freezable water it contains, because the volume of water increases by about 9% as it freezes. Water that freezes under normal conditions is mainly that existing in capillary pores; the gel pores are so small that freezing occurs only at very low temperatures. Therefore, if the cement paste contains entrained air pores closely enough spaced, the water expelled by freezing can reach the air pores and freeze there, without giving rise to damaging pressures. Where the concrete is permanently almost saturated, doubt has been raised about the protective effect of entrained air during repeated freezing and thawing; during the thaw water escapes again from the entrained air pores to the capillary pores, but over the long term this mechanism is not yet understood.

When the moisture content of the concrete exceeds a critical value, the pressure due to the ice formation into the pore system and to the hydraulic pressure of water, may cause dilation of the concrete beyond its elastic limit. This produces a permanent expansion without apparent rupture or, when the effect is severe or freezing occurs repeatedly, superficial cracking and later a complete disintegration of the concrete surface will occur. The first signs of distress are cracking and scaling of the surface. The cement paste loosens from the surface, either little by little or in flakes. The disintegration process continues progressively deeper, as spalling of the concrete, and eventually the reinforcement may become exposed.

Frost action has different severity on the exposed parts of the structures :

1) Damage on the upstream face is usually limited to the part that is alternately wetted and dried. There are reports in which the upper dry part of the face has been more severely damaged than the lower wetted part. The disintegration of up-stream faces proceeds at a rate of 1 mm to 3 mm per year, depending on the velocity of water passing the surface and the ice cover. Poor quality aggregates may deteriorate the upstream face in a few years. Sharp edges and corners are particularly sensitive to freezing and thawing.

2) Damage to downstream face is particularly likely where the dam has a high rate of seepage, or where precipitation is heavy. The rain and snow only soaks the surface of the dam face while the percolation may cause total saturation of concrete. The thickness of the damaged concrete is usually a few tens of millimeters. However loosened concrete fragments may be dangerous to people passing nearby.

3) La crête des barrages est très sensible au gel, car l'eau séjourne facilement sur sa surface horizontale. L'usage de sel de déverglaçage peut en outre aggraver l'action du gel.

4) Dans les évacuateurs de crue, les dégâts consistent en fissuration, écaillage, puis désintégration du béton. Dans certains cas, la déformation des pièces fixes de vannes a amené un coincement de ces dernières.

Les attaques du gel sur les barrages en maçonnerie, ou revêtus de maçonnerie, se traduisent par le déchaussement puis la chute des moellons. Les dégâts peuvent se propager à l'intérieur de l'ouvrage car le mortier est rarement apte à résister au gel.

Prévention, détection et contrôle

L'action du gel peut être contrecarrée par l'emploi d'un béton de bonne qualité, ou parfois par une protection thermique. Cette dernière est obtenue en remblayant les deux côtés du barrage avec des matériaux granulaires, ou en le dotant de parois isolantes et d'un système de chauffage.

Les inspections visuelles sont le moyen de détection le plus courant; elles ont souvent été complétées par des essais de laboratoire sur carottes, des mesures de débits de fuites, et des reconnaissances géophysiques.

Lorsque le béton ou la maçonnerie est de bonne qualité, les limites entre zones saines et dégradées sont franches et peuvent être reconnues par simple auscultation au marteau; s'il n'en est pas ainsi, les dégâts sont plus profonds et il est nécessaire de recourir à des sondages, destructifs et non destructifs, pour délimiter les zones saines et altérées. Les mesures de débits de fuites sont une bonne source d'information pour apprécier l'importance des dégâts.

Les réparations les plus fréquentes consistent à reconstituer le parement. Le béton dégradé est démolé et le nouveau parement est réalisé avec un béton coffré ou projeté résistant au gel, parfois en prépaqt. Des revêtements en acier et en résines epoxy ont aussi été utilisés sur des parements amont. Sur des parements aval, on a utilisé, outre la reconstitution du béton, de la maçonnerie et des dalles en béton. Certains parements aval ont été réparés avec un enduit au mortier de ciment, avec des résultats décevants.

2.4. AUTRES SCÉNARIOS DE VIEILLISSEMENT

On considère ici des scénarios de vieillissement ne concernant ni les fondations ni le corps des barrages, mais qui ont été mis en évidence dans les exemples répertoriés, ou qui peuvent être imaginés compte tenu de l'émergence de matériaux nouveaux.

2.4.1. Vieillissement des joints de structure

Les joints de structure ont pour but de permettre certains mouvements à des parties d'ouvrages, et d'éviter certaines fissurations. Ces joints, qui sont soit remplis par injection, soit laissés ouverts définitivement, peuvent être classés en deux catégories :

3) The dam crest is sensitive to freezing, as water may pond on the surface. The concrete may be damaged by the use of deicing chemicals on the dam bridge decks.

4) Damage to spillways may take the form of cracking, spalling and disintegration of concrete. Misalignment of the pier gate guides has also been reported and can lead to jamming of the gates.

Frost damage to the mortar of masonry and masonry faced dams may lead to loosening and the fall of stones. The damage may extend deep into the structure as the mortar is very seldom frost resistant.

Prevention, monitoring and control of ageing

Damage to concrete structures subjected to frost may be prevented by using materials of good quality and by thermal protection. This may be achieved by filling with granular materials on both sides of the dam or by insulation walls or heating systems.

Visual inspection has been the most common detection method, which has been complemented by sampling and laboratory tests, and by seepage and geophysical tests.

For concrete or masonry of good quality, the boundary between damaged and sound zones is generally clear and can be detected by hammering; for poor quality concrete or masonry, damage extends deeper into the structure, and sampling is necessary to find the boundary between damaged and sound zones. Seepage tests may give valuable information.

The most usual repair measure has been the construction of a new facing. The damaged concrete is removed and the new facing is made by sprayed or cast frost resistant concrete, and less frequently, by prepackt-concrete. Steel lining and epoxy resin coating of upstream faces have also been used. In addition to refacing with concrete, downstream faces have been rebuilt using masonry or concrete slabs. Several faces have been plastered with cement mortar but the results have not been successful.

2.4. OTHER AGEING SCENARIOS

This section concerns other major ageing scenarios, not dealing specifically with the foundation and the dam body, that emerged from the analysed case histories, and those foreseen to occur in the future, as a result of using new materials.

2.4.1. Ageing of structural joints

Joints of dams allow for movement of parts of the structures and are intended to prevent cracking. They may be grouted or kept open through the lifetime of the structures, and are classified under the two following headings :

1) les joints de retrait, qui permettent notamment le retrait thermique lors de la dissipation de la chaleur d'hydratation du ciment, peuvent être transversaux ou circonférentiels;

2) les joints d'articulation, destinés à améliorer le comportement du barrage dans les conditions normales de service et dans les conditions extrêmes [28]. Tels sont les joints périmétraux qui peuvent être ménagés entre un socle de fondation (pulvino) et le corps d'un barrage-voûte ou poids-voûte, et les joints de crête de certains barrages.

Les joints sont équipés d'un système d'étanchéité, qui consiste le plus souvent en une bande disposée à cheval du joint; elle est soit en caoutchouc naturel ou synthétique, soit en polychlorure de vinyle, soit en cuivre ou acier inoxydable. Un dispositif secondaire est souvent aménagé, sous la forme de puits remplis d'un composé bitumineux placés en travers des joints, ou de couvre-joints en béton armé appuyés sur le parement amont.

Neuf exemples relatifs au vieillissement des joints sont répertoriés en annexe. Ils concernent surtout la dégradation de l'étanchéité de joints de retrait et la formation de joints naturels par fissuration, notamment dans de vieux ouvrages construits sans joint ou avec des joints trop espacés. En réalité, la formation de joints naturels consécutive au retrait, notamment thermique, n'est pas un phénomène de vieillissement; cependant elle facilite la dégradation ultérieure des matériaux au voisinage de la fissure.

Dans le cas des barrages en maçonnerie, la fissuration peut apparaître par le jeu des variations de la température ambiante, après plusieurs années d'exploitation. En général, la formation de joints naturels ne compromet pas la sécurité de l'ouvrage, mais elle peut en gêner l'utilisation, et elle peut conduire à des dégradations à l'intérieur du corps du barrage.

Le vieillissement du dispositif d'étanchéité est souvent lié à une dégradation progressive des angles amont des plots du barrage, ou des couvre-joints en béton armé. Ces dégâts se produisent surtout sous les climats froids, sous l'action des cycles de gel-dégel et du frottement des glaces. La dégradation du dispositif d'étanchéité ouvre un passage à l'eau, permettant l'établissement de sous-pressions dans le barrage, notamment en cas d'absence d'un encastrement dans la fondation, ainsi qu'une attaque chimique des matériaux.

Le vieillissement des joints a le plus souvent été décelé par des inspections visuelles, qui ont permis de voir des taches humides ou une fissuration, et par les mesures de fuites. Pour reconnaître les dégradations dans les zones noyées, on peut avoir recours à des véhicules téléguidés équipés de caméras de télévision ou à des plongeurs. On est parfois obligé de vider la retenue. On a eu parfois recours à des prélèvements de carottes, à des examens en sondage par caméra, ainsi qu'à des méthodes géophysiques.

La progression du vieillissement est suivie à l'aide de contrôleurs de joint placés sur des fissures accessibles, de la mesure des débits de fuite, et de photographies périodiques des parements et des galeries de visite.

Les réparations du dispositif d'étanchéité consistent en général à refaire le couvre-joint en béton. Les joints naturels doivent être laissés ouverts afin qu'ils puissent jouer leur rôle, notamment dans les barrages-poids. On peut utiliser, pour

1) Contraction joints, to absorb the effects of shrinkage and of the dissipation of the heat of hydration of cement; they can be either transverse or longitudinal.

2) Movement joints, to improve the behaviour both for normal and extreme conditions [28]. They include perimetral joints between the body of arch or arch-gravity dams and the pulvino; joints in the crest and others.

Joints are provided with waterproofing systems. These are generally a waterstop of polyvinyl chloride, natural or synthetic rubber, copper or stainless steel. In addition to the waterstop, wells filled with asphaltic or bituminous compounds across the joint, and a reinforced concrete shield on the upstream face are sometimes used as secondary seals.

Nine case histories concerning the ageing of structural joints are reported in the Appendix. They are often related to the waterproofing system of contraction joints, and to the formation of natural joints due to cracking in old structures built with few very widely spaced contraction joints. Although cracking, due to early shrinkage and dissipation of the heat of hydration of cement is not an ageing phenomenon, it makes possible the ageing of the materials near the crack.

Masonry dams crack mainly as a result of external temperature variations, and this tends to occur after some years of operation. The formation of cracks does not necessarily reduce the safety of the structure, but it may affect performance and permit damage within the dam body.

The ageing of the waterproofing system is often related to the progressive damage of the two corners of the joint and of the concrete shield at the upstream face. This occurs most frequently in cold climates due to freezing and thawing, and to the abrasive action of ice. Degradation of the waterproofing system allows seepage through the dam, raising the possibility of increased uplift pressure (particularly if there is no anchorage pocket in the foundation), and chemical attack of the materials.

Degradation of structural joints has mainly been detected by visual inspection showing wet zones or cracking and by seepage measurements. In order to evaluate the degradation of submerged zones a remote controlled vehicle equipped with TV-camera may be used or divers equipped with cameras. It is sometimes necessary to draw down the reservoir. Core sampling and observation by camera, and geophysical methods have also been used.

The development of ageing is monitored by joint-width measurements in accessible cracks, continuous survey of seepage flow and periodical photographs of faces and inspection galleries.

Remedial measures include the reconstruction of the concrete shield. Natural joints formed by cracks should be free to perform their function, particularly in gravity dams. Appropriately sealing methods include packing of the joint upstream

les étancher, un cordon d'étanchéité de caractéristiques mécaniques appropriées placé à l'amont sur la trace de la fissure, ou un couvre-joint en béton armé.

2.4.2. Vieillessement des revêtements amont

Les revêtements amont, en tant qu'élément distinct appliqué sur le parement des barrages, furent utilisés avant les années 50 dans les barrages en béton et surtout en maçonnerie, pour étancher et protéger ces parements. A cette époque, la technologie des matériaux ne permettait pas d'assurer à la fois l'étanchéité et la résistance; par la suite, grâce aux progrès réalisés dans la technique des bétons, l'étanchéité et la protection purent être obtenues par une augmentation du dosage en ciment dans la partie amont du corps du barrage.

Dans l'Annexe, 26 exemples sont répertoriés. Ces revêtements appartiennent aux types suivants : masques « Lévy » à voûtelettes multiples; gunites armées; revêtements en maçonnerie de pierre appareillée; revêtements métalliques.

On trouvera ci-après quelques commentaires sur les causes et processus, le développement et les conséquences du vieillissement, pour chacun des types de revêtement. Les enduits de mortier de ciment et les peintures, dont la durée est très limitée, n'ont pas été pris en compte.

1) Les masques « Lévy » ont été utilisés dans les années 30 sur les barrages-poids en maçonnerie dans les régions froides; ils consistent en de minces voûtelettes en béton, de 2 m de diamètre et 0,20 à 0,35 m d'épaisseur, formant des puits semi-circulaires qui déchargent les sous-pressions. Du fait des conditions ambiantes très sévères, grosses variations thermiques, cycles de gel-dégel, abrasion et chocs dus aux glaces, et aussi de la porosité des bétons de l'époque, ces revêtements se sont rapidement détériorés et ont été abandonnés.

2) Les gunites armées sont des couches continues de mortier de ciment armé d'un treillis métallique, d'une dizaine de centimètres d'épaisseur, fixées au corps du barrage par des crampons scellés. Ce type de revêtement a souvent été appliqué sur des barrages-poids en béton et en maçonnerie, et aussi sur des barrages-voûtes et à voûtes multiples, en raison de sa souplesse. L'expérience a montré que sous les climats rigoureux, ces revêtements ne durent pas plus de 15 à 20 ans; ils ne donnent satisfaction que dans des régions à climat tempéré.

La dégradation classique est un faïçage suivi d'un décollement par plaques. Les fissures sont dues au retrait du mortier puis à l'action des variations rapides de la température ambiante, les déformations étant gênées par l'adhérence de la gunite sur son support. Dans les barrages en maçonnerie, la différence de coefficient de dilatation thermique entre mortier et pierres accentue encore cet effet. Dans le cas d'ouvrages minces, les déformations du support, ainsi qu'un nettoyage imparfait avant application, peuvent contribuer à la fissuration. Une fois le revêtement fissuré, l'eau s'infiltré et se met en pression sur la surface de contact. Les zones de marnage rapide et fréquent sont des zones privilégiées pour le développement de la fissuration et le décollement de la gunite.

3) Les revêtements en maçonnerie de pierre appareillée utilisent des moellons en pierre dure de 0,4 à 0,6 m d'épaisseur taillés à la main et fixés au support avec du mortier de ciment. Les joints entre moellons sont garnis de mortier lissé au fer. De tels revêtements, utilisés en montagne sur des barrages poids et voûte, consti-

with a material of the right elastic characteristics, or adding a reinforced concrete shield.

2.4.2. Ageing of upstream facings

Upstream facings are membranes on the dam face to provide watertightness and protection. They were used before the fifties on concrete and particularly on masonry dams. Up to that time, knowledge of materials technology was inadequate to produce a strong and watertight structure. Thanks to improvements in concrete technology, watertightness and protection may be achieved in modern concrete structures, usually by means of higher cement content in the upstream zone of the dam body.

In the Appendix, 26 case histories are reported. These cases represent multi-arch concrete facings (Levy), sprayed mortar facings, squared stone pitching with filled joints, and metallic facings.

Comments are presented below on the causes and processes, development and consequences of this ageing scenario for each of these upstream facings. Protections by cement applications or coating products, which have not proved to be durable, will not be considered.

1) Multi-arch concrete facings were used on gravity masonry dams built in the thirties, in cold regions. These are usually thin concrete arches, 2 m in diameter and 200 mm to 350 mm thick, creating hollow chambers in which the uplift pressure is relieved. Owing to severe thermal changes, freezing and thawing cycles, abrasion and shock from ice, and also due to porosity of concrete used, these facings have deteriorated rapidly and their use has now been abandoned.

2) Sprayed reinforced mortar facings are usually at least 100 mm thick and are reinforced with steel mesh, connected to the dam body by hooks. This facing has often been applied on concrete and masonry gravity dams and on arch and multiple-arch dams owing to its flexibility. Experience has shown that these facings, particularly in cold climate sites, deteriorate in about 15-20 years. They have proved satisfactory for concrete dams in moderate climates.

Typically deterioration appears as hairline cracking and the early detachment of the sprayed mortar. Cracking results from the shrinkage of the mortar and from short period variations in the ambient temperature, the deformations being hindered by the adherence of gunite to the underlying face. In masonry dams this is made more severe because of the difference between thermal expansion coefficients of mortar and stone. Deformation of the underlying face, particularly in thin structures, or its inadequate cleaning, may also contribute to cracking. Once the facing is cracked, water may penetrate and develop pressure on the contact face. Cracking and detachment of mortar are common where the face has been subjected to more frequent fluctuations of the water level.

3) Squared stone pitching with filled joints is a facing made up of a layer of hard stones 400 mm to 600 mm thick, squared by hand and fixed to the underlying face by means of cement mortar. The joints between stones are sealed by means of trowelled mortar. These facings, adopted in gravity and arch dams located in

tuent une bonne protection contre l'action des cycles de gel-dégel et l'abrasion par les glaces; leur durée atteint plusieurs dizaines d'années pour les barrages en maçonnerie, plus encore pour les barrages en béton.

L'efficacité de ces revêtements laisse toutefois à désirer en ce qui concerne l'étanchéité. Le mortier de garnissage des joints se détériore sous l'action des cycles d'imbibition-dessiccation et de gel-dégel, des variations rapides de température, et des déformations du barrage. Ces actions, ainsi que les différences de propriétés mécaniques et thermiques entre moellons et matériaux du corps du barrage, finissent par entraîner un décollement du revêtement, puis la pénétration de l'eau, et la formation de glace si le climat est froid.

4) Les revêtements métalliques consistent en des feuilles d'acier d'environ 3 mm d'épaisseur boulonnées ou soudées sur des profilés noyés dans le béton. Des tuyaux de drainage sont disposés juste derrière le masque métallique pour évacuer les fuites; le revêtement est peint et équipé d'une protection cathodique pour combattre la corrosion qui pourrait découler des variations du potentiel électrique entre le barrage et la retenue.

Certains revêtements métalliques ont été démolis et remplacés par des masques en béton massif ou métalliques, ancrés dans le corps du barrage. D'autres font l'objet de réparations périodiques, à l'aide de gunites, de membranes en polychlorure de vinyle, ou de résines.

2.4.3. Vieillessement d'organes précontraints

Trois exemples seulement de vieillissement d'organes précontraints figurent dans les cas répertoriés (Annexe). Toutefois ce scénario mérite l'examen, car la précontrainte a tendance à se répandre, surtout pour la réparation des barrages. Les deux techniques de précontrainte les plus utilisées sont les tirants et les vérins.

La principale cause de vieillissement des tirants est la corrosion. Les tirants sont souvent dans un milieu saturé, et le remplissage des gaines peut être défaillant, surtout dans le cas d'ouvrages anciens. Les ancrages extérieurs sont particulièrement vulnérables, notamment les pas de vis des barres. Le fluage du béton et de l'acier des tirants peut conduire à une perte progressive de précontrainte, qui s'accompagne de déformations anormales, puis de fissurations, pour aboutir à la ruine de l'ouvrage si on n'intervient pas à temps.

Dans le cas de la précontrainte par vérins, le vieillissement peut provenir du fluage du béton et du rocher, qui peut se produire lors du remplissage de la retenue et des premiers cycles de remplissage-vidange. Il faut aussi noter les dégradations du dispositif de précontrainte par corrosion des vérins ou la détérioration du système réglable de calage.

Il est difficile de contrôler directement les efforts de précontrainte. On peut équiper certains tirants d'un dispositif de mesure de la tension, mais ces tirants doivent être injectés avec de la graisse ou du bitume, et non scellés au ciment. Cependant, indépendamment de leurs inconvénients propres, on n'a pas la certitude que ces tirants sont représentatifs des tirants normaux. On doit normalement inspecter les têtes de câbles, les ancrages extérieurs de barres, ainsi que les systèmes de calage; on peut aussi radiographier les têtes de câbles par rayons gamma.

mountain areas, have proved to be efficient against frost action and ice-field abrasion. They lasted for dozens of years in masonry dams and longer in concrete dams.

These facings are however less effective as watertight barriers. The mortar filling the joints between stones is damaged by wetting-drying and thawing-freezing cycles, short period ambient temperature variations and deformation of the dam body. These actions and the differences of the elastic and the thermal characteristics of the stone and the materials of the dam body tend to detach the pitching, and to allow the infiltration of water which freezes in cold climates.

4) Metal facings consist of steel sheets, about 3 mm thick, bolted or welded to steel pins embedded in concrete. Drain pipes are provided immediately behind the steel lining to remove seepage. The facing is coated and cathodic protects against the corrosion due to the change in electric potential between the dam and the reservoir.

Some metal facings have been removed and replaced by a new massive concrete or metal wall anchored to the dam body, and others undergo periodical repairs, such as sprayed concrete, PVC membranes and resins.

2.4.3. Ageing of prestressed structures

Only 3 case histories of ageing of prestressed structures were reported (Appendix). However, this scenario is presented because the use of prestressed reinforcement is becoming more common, particularly in repair works. The application of the prestressing force by tendons or by jacks are the two main technologies used.

The major cause of ageing of tendons is their corrosion. Tendons are often in saturated environments, and the grouting may be defective, particularly in older structures. The external and especially the screwed parts of the anchors are among the more vulnerable areas. Creep of the concrete and of the steel can lead to a gradual loss of the prestressing forces. This in turn produces structural deformations, cracking, and finally failure of the structure, if remedial measures are not taken.

Where the dam structure has been strengthened by the use of jacks, ageing may result from the creep of the concrete and rock mass after the reservoir filling and the initial water level cycles. Also noted is damage of the prestressing system by corrosion of the jacks and deterioration of the adjustable wedges which maintain the load.

The direct monitoring of the prestressing forces is difficult. Tendons may be provided with equipment to monitor the tension. These tendons should not be grouted with cement but with grease or asphalt. However such arrangements, besides other drawbacks, may mean that these tendons are not representative of the others. Visual inspections to check the cable heads, anchoring devices and wedge system is also required, and gamma radiography tests of the cable heads may be useful.

Une auscultation indirecte peut aider à la détection des pertes de précontrainte, par la mesure des déformations de l'ouvrage: celles du corps du barrage, par topographie optique, pendules, nivellement et extensomètres; celles de la fondation, à l'aide de pendules inversés et d'extensomètres en sondages.

Les remèdes visent à compenser les pertes de précontrainte à l'aide de tirants ou de vérins supplémentaires, ou par le remplacement et la réparation de ceux qui ont pu être endommagés.

2.5. RECOMMANDATIONS

Des recommandations générales relatives au projet, à la construction et à l'exploitation des ouvrages sont présentées sous le titre 2.5.1, puis des recommandations spécifiques concernant chacun des scénarios principaux sont rassemblées sous le titre 2.5.2. Ces recommandations visent à la prévention du vieillissement, à la lutte contre ses conséquences, et à l'adéquation de l'auscultation.

2.5.1. Recommandations générales

Le meilleur moyen de prévenir le vieillissement des barrages en béton et en maçonnerie réside dans la bonne qualité et une bonne coordination des études, de la construction et de l'exploitation. Les scénarios de vieillissement doivent être détectés dès que possible. C'est en général possible si le contrôle en exploitation est bien organisé et exécuté. Une étroite collaboration entre projeteurs et exploitants est de la plus grande importance, aux différents stades de l'élaboration du projet, et aussi lors du premier remplissage de la retenue et des premières années d'exploitation.

L'expérience des exemples analysés montre que beaucoup de problèmes de vieillissement auraient été évités si les recommandations suivantes avaient été suivies :

Prévention du vieillissement

– On doit procéder à des reconnaissances préalables approfondies sur le site et à un contrôle rigoureux du traitement de la fondation.

– Des formes simples doivent être recherchées lors du projet. En particulier pour la crête, on éliminera les encorbellements. Il est intéressant de donner une courbure au barrage, en plan et en coupe en travers.

– L'entretien est facilité par l'aménagement d'accès convenables aux points « névralgiques » du barrage. Par exemple, des galeries de section suffisante pour réparer le rideau d'injection, le corps du barrage ou le drainage de la fondation, ou améliorer le dispositif d'auscultation, permettent d'intéressantes économies en exploitation.

– Le béton doit être aussi compact que possible, car la compacité est une propriété importante dans la prévention de plusieurs scénarios de vieillissement.

Monitoring the effects of the prestressing losses may be made through measurement of deformation. In the dam body this can be done by means of an optical survey, plumb lines, levelling and strain gauges. In the foundation, inverted plumb lines and rockmeters may be used.

Remedial measures aim at compensating the loss of prestressing forces either by installing tendons or jacks, or by replacement and repair of the damaged ones.

2.5. RECOMMENDATIONS

General recommendations concerning the design, construction and operation of the works are set out in Section 2.5.1 and specific recommendations for each major ageing scenario are presented in Section 2.5.2. These recommendations aim at the prevention, monitoring and mitigation of ageing.

2.5.1. General recommendations

The prevention of ageing of concrete and masonry dams will be best achieved through good quality and well coordinated design, construction and operation. Ageing scenarios should be detected as soon as possible. This is usually possible, provided that monitoring tasks are properly planned and performed. Close co-operation between designers and operators is very important, particularly during the design, the first filling of the reservoir, and the initial period of operation.

The experience of the case histories analysed shows that many ageing problems will be avoided if these recommendations are followed :

Prevention of ageing

- Site investigation should be undertaken, together with careful supervision of foundation treatment.
- The use of simple shapes is preferred in the design. In particular, corbels should be avoided. Introducing curvature of the dam axis and of the cross-section has been found beneficial.
- Maintenance is improved by providing convenient access to all the vital zones of the dam. For example, providing galleries large enough to walk in permits efficient and economic repairs to the grout curtain, the dam body and the foundation drainage system, and allows subsequent improvements to the monitoring system.
- Concrete should be as dense as possible. This is important in the prevention of several ageing scenarios. Cements with low calcium dioxide are preferred

On utilisera de préférence des ciments à faible teneur en chaux libre, car les composés hydratés de ces ciments sont en général plus stables et leur chaleur d'hydratation plus basse que ceux de ciments à forte teneur en chaux.

– Les rideaux d'injection et les réseaux de drainage doivent être placés en dehors des zones tendues de la fondation. Si c'est impossible, ces organes doivent être adaptés à l'ouverture éventuelle de joints du rocher de fondation. Les systèmes de drainage doivent être projetés et construits pour pouvoir être facilement nettoyés, complétés ou remplacés.

Contrôle et atténuation du vieillissement

– L'ensemble du processus de contrôle doit être clairement placé sous la responsabilité d'une personne unique, ayant assez de pouvoir pour décider les interventions nécessaires.

– L'exécution régulière des travaux d'entretien est de la plus grande importance. En particulier, il faut réparer immédiatement tout défaut pouvant contribuer à entraver le bon fonctionnement des évacuateurs de crue. Il est également recommandé d'éviter la prolifération de la végétation sur le barrage et à son voisinage, et l'utilisation de sels de déverglacement sur le couronnement.

– Les inspections visuelles et les mesures de fuites sont des méthodes très performantes et économiques de détection du vieillissement. La prise de photographies tirées du même point de vue d'année en année permet d'obtenir des documents objectifs et précis, très utiles. On doit procéder à des visites régulières normales, et à des inspections plus spécialisées et approfondies, celles-ci à des intervalles de 5 à 10 ans.

– Il est toujours intéressant de visiter les parties normalement immergées, soit à l'occasion d'abaisssements exceptionnels du plan d'eau, soit à l'aide de plongeurs ou de sous-marin si la qualité de l'eau le permet.

– Lorsqu'un vieillissement a été détecté, l'exploitant responsable doit prendre les mesures appropriées, avec l'aide de spécialistes si nécessaire. Il peut choisir dans la panoplie de mesures suivantes : 1) mise en place de dispositifs d'auscultation complémentaires; une mention spéciale doit être faite concernant les systèmes de détection de particules solides dans l'eau des fuites; 2) exécution d'essais *in situ* ou en laboratoire, sur des échantillons prélevés dans le barrage ou au contact barrage-rocher; 3) re-calculation du barrage en ajustant le modèle sur le comportement réel de l'ouvrage et en prenant en compte les caractéristiques réelles des matériaux.

– Si cela devient nécessaire, des remèdes simples peuvent parfois résoudre les problèmes, par exemple : 1) abaisser la cote d'exploitation, mettre en place une protection thermique, améliorer le système de drainage, ou toute autre mesure destinée à éliminer ou à réduire les causes du vieillissement; 2) injection de ciment dans les joints et fissures, ou toute autre mesure destinée à restaurer les capacités de l'ouvrage et à le renforcer.

2.5.2. Recommandations spécifiques

Dans les chapitres 2.2, 2.3 et 2.4, on a évoqué les mesures propres à prévenir et contrôler les différents scénarios de vieillissement, ainsi qu'à en limiter les effets défavorables. On résume ci-après quelques recommandations relatives à ces mesures :

because the hydrated components of such cements are generally more stable, and their heat of hydration lower.

- Grout curtains and drainage systems should be located outside tension areas of the foundation. If this is not possible, they should be designed to accommodate open joints in the rock mass. Drainage systems should be designed and constructed to be easy to clean, enlarged or to be replaced.

Monitoring and mitigation of ageing

- Monitoring should be the responsibility of a single individual with appropriate authority to execute the necessary actions.

- Regular maintenance is very important. In particular, the repair of defects which can prevent the proper operation of the spillways should be undertaken without delay. It is also recommended to avoid vegetation in the vicinity of the dam, and not to use salt for snow removal on the road crest.

- Visual inspection and accurate seepage measurements are appropriate and cost effective methods for detection of ageing. Photographs taken from the same place at regular intervals are helpful in providing objective data. Scheduled routine and specialized inspections should be made, the latter with periods from 5 to 10 years.

- It is recommended that inspections be made of the zones normally submerged. This can be done when the water level is exceptionally low, or by means of divers or bathyscopes, if the water quality allows this.

- As soon as signs of ageing appear, the operator in charge should assess, with the help of specialists if necessary, what additional measures are appropriate. These might include : 1) installing additional monitoring devices, special attention being paid to detection of solid particles in the seepage water; 2) carrying out in-situ and laboratory tests on dam materials and those at the dam-foundation interface; 3) re-assessing the results from dam models with reference to the actual behaviour of the structure, and by using the actual material properties.

- If necessary, simple remedial measures should be taken. These may include : 1) lowering the reservoir operating level, installing thermal protection, improving drainage systems and other measures to avoid or to mitigate the actions which cause ageing; 2) grouting of joints and cracks and other measures to restore and strengthen the dam.

2.5.2. Specific recommendations

Recommendations concerning preventive or control measures for the major ageing scenarios described in Sections 2.2, 2.3 and 2.4 are summarized below :

Scénarios concernant la fondation des barrages

– Il faut vérifier l'intégrité des roches de fondation dans la nouvelle situation née de la construction du barrage, notamment en ce qui concerne les roches solubles.

– Il convient d'éviter des gradients hydrauliques excessifs dans la fondation, surtout sous les barrages à voûte mince et les barrages à voûtes multiples. Un tapis de pied amont est une bonne solution, de même que les socles de fondation à joint périmétral pour les voûtes.

– Dans les barrages-voûtes à rapport longueur/hauteur élevé, il est raisonnable de limiter les contraintes de traction et de cisaillement au pied du barrage.

– Le cas d'évacuateurs de crue dans des régions froides nécessite une attention particulière quant à l'action du gel. Le choix des matériaux pour filtres et tuyaux, une exécution consciencieuse, sont des éléments importants.

– Lorsqu'on installe des dispositifs de mesure de fuites, sous-pressions ou déplacements, il convient de porter une attention particulière aux versants d'appui, surtout dans leur partie supérieure lorsqu'ils sont hauts et raides.

– La capacité drainante du réseau de drainage doit être préservée.

Scénarios concernant le corps des barrages

Le difficile problème de l'alcali-réaction impose de prendre des précautions vis-à-vis de la réactivité des granulats. Les tests classiques de l'ASTM et le critère, lui aussi classique, de la teneur maximale du ciment en alcalins, ont parfois été mis en défaut. Des améliorations importantes ont toutefois été apportées récemment dans ces domaines [IX, 1]. En cas de doute sur la stabilité des granulats, il faut faire appel à un laboratoire spécialisé.

– Le gonflement est normalement détecté par les dispositifs d'auscultation classiques bien avant qu'il devienne préoccupant. Mais dès qu'un tel gonflement a été détecté, il convient de porter son attention : 1) à la variation spatiale des vitesses de gonflement; 2) aux singularités de forme en plan et en relief, aux éventuelles conséquences du gonflement : fissuration du parement amont, décompression de la fondation, altération de la capacité drainante de cette dernière, cisaillement sur la fondation, efforts tangentiels sur les appuis, risque de coincement des vannes; 3) à la nécessité de mettre en place des dispositifs supplémentaires d'auscultation; 4) à l'opportunité de procéder à une étude sur modèle mathématique, toujours recommandable, en vue d'interpréter les résultats des mesures, de projeter le développement des phénomènes et de tester l'efficacité des remèdes envisagés.

– Dans le cas où on se trouve en présence d'eaux sulfatées dans la zone d'appui du barrage, il faut choisir un ciment peu sensible aux sulfates, mais même dans ce cas, il faut drainer ces eaux de façon à éviter qu'elles ne viennent en contact avec les bétons.

– Pour prévenir le vieillissement par contraction du béton, on doit éviter les ciments à fort retrait initial, et il est en revanche avantageux d'utiliser des ciments à

Ageing scenarios concerning the dam foundation

- Analysis is required of the stability of the foundation rock mass under the conditions imposed by the dam. Particular care should be taken with soluble rocks.
- Excessive pressure gradients in the foundations should be avoided especially beneath thin arch and multiple arch dams. The construction of a blanket upstream of the dam is a good solution, as is the installation of a cushion with an arch peripheral joint.
- For arch dams with large span-height ratios, it is wise to limit to small values the tensile and shearing stresses at the bottom of the dam.
- The frost resistance of the drainage systems of spillway structures located in cold regions needs special attention. Appropriate choice of pipe and filter materials and good construction are important.
- When setting up leakage, uplift and displacement measuring devices, care should be taken to include the upper part of reservoir slopes, particularly when they are steep and high.
- The capacity of drainage systems should be maintained.

Ageing scenarios concerning the dam body

When designing the concrete mix for a new structure precautions must be taken to avoid the difficult problem of the reactivity of the aggregates. The conventional ASTM tests and criteria for the maximum alkaline content of cement, may not be conclusive. Important advances have recently been made in this field [IX, 1]. If there is doubt about the suitability of the materials, a specialized, laboratory should be consulted.

- Swelling of the dam is normally detected by monitoring measurements, well before the situation becomes dangerous. As soon as swelling is detected, several actions may be appropriate : 1) assess the differences in expansion in different parts of the structure; 2) consider the influence of the dam shape, in plan and elevation, and the ultimate consequences of swelling, which may include cracking of the upstream face, foundation decompression, loss of foundation draining capacity, shearing in the foundation, tangential stresses on the abutments, and jamming of mechanical equipment such as gates; 3) additional monitoring devices may have to be installed; 4) model analysis is recommended to evaluate the process, to forecast its development and to test the efficiency of the proposed remedial measures.

- Water with a high concentration of sulphate ions in the dam support area must be drained, so that it does not come into contact with the concrete even if the cement used is resistant to sulphate attack.

- To prevent the scenario of dam contraction the use of cement with high initial shrinkage should be avoided; the use of cement with a low hydration heat is

faible chaleur d'hydratation. Lorsque la contraction du béton se poursuit durablement, les conditions de fondation doivent être re-calculées à l'aide d'un modèle approprié.

– Les altérations du béton peuvent être prévenues par l'utilisation de ciments de laitier ou à forte teneur en matériaux pouzzolaniques, afin de limiter la formation de chaux libre dans la phase d'hydratation [29]. Les reprises de bétonnage doivent être particulièrement soignées car elles constituent un point faible .

– La perméabilité est le maître-paramètre du scénario de vieillissement par attaque chimique. La mesure des débits de fuites est donc fermement recommandée, ainsi que des inspections visuelles périodiques, tant des parements que des galeries de visite et de drainage. Des carottages sont également recommandables, surtout dans les vieux barrages en maçonnerie, pour contrôler la qualité du matériau et procéder à des essais de perméabilité et d'injectabilité. Les drains doivent être maintenus exempts de dépôts et d'efflorescences, et si nécessaire complétés par des drains supplémentaires.

– Pour apprécier l'action des eaux agressives, il est bon de procéder à des analyses chimiques comparatives de l'eau de la retenue, des fuites et des drains. Une estimation des sels dissous à l'aide du poids des concrétions et efflorescences est également recommandée.

– Pour prévenir la faiblesse vis-à-vis des actions prolongées ou répétées, beaucoup d'ennuis peuvent être évités si l'étude initiale est suffisamment approfondie, et si la construction du barrage est de bonne qualité. Une attention particulière doit être portée aux conditions de fondation, à la qualité des bétons, et aux reprises entre levées.

– Dans le cas des barrages-voûtes, à contreforts et à voûtes multiples, on doit analyser soigneusement l'influence des cycles thermiques en vue de définir les mesures propres à éviter la fissuration. Les dimensions des ouvrages, les armatures et la position des joints doivent être étudiés avec soin.

– En exploitation, il est bon de procéder périodiquement à des visites des parties normalement immergées, et de contrôler l'évolution de la fissuration, par mesure de l'ouverture des fissures avec des contrôleurs de joints et suivi de leur extension. Il est également recommandé de vérifier par le calcul les ouvrages fissurés (en tenant compte des caractéristiques réelles des matériaux), et d'étancher sans attendre les fissures traversantes et suintantes, afin d'éviter la lixiviation du béton dans leur voisinage.

– Dans le cas d'ouvrages exposés à des cycles répétés de gel et dégel, le choix des matériaux et les propriétés du béton doivent faire l'objet du plus grand soin. On doit aussi procéder à des essais systématiques préalables sur la composition des bétons, en vue d'optimiser la résistance aux cycles de gel et dégel, et de garantir une bonne compacité. L'expérience a montré aussi que le ciment de laitier améliore les performances du béton vis-à-vis du gel. L'utilisation d'un entraîneur d'air est essentielle. Il est recommandé que le béton de la zone exposée au marnage ait une résistance à la compression d'au moins 35 MPa, que les armatures éventuelles soient enrobées d'au moins 60 mm de béton, et que les surfaces horizontales soient dotées d'une pente suffisante pour éviter la stagnation de l'eau.

advantageous. Where concrete contraction continues over a lengthy period, the new support conditions should be assessed by model analysis.

- To prevent degradation of concrete due to chemical reactions, blastfurnace cements or cements with a high content of pozzolana materials should be used, in order to decrease the formation of calcium hydroxide in the hydration phase [29]. Joints must be performed with care, because they are weak zones within the dam.

- Permeability is an important ageing parameter. It is therefore recommended that the measurement of seepage and periodic visual inspection of the dam faces, inspection galleries and drainage tunnels, be given high priority. Whenever there is cause for concern, specially in old masonry dams, core surveys to check the quality of the material and to perform permeability and grouting tests are recommended. Drains must be kept clear and new ones installed where the existing arrangement is inadequate.

- To evaluate the action of aggressive water, comparative chemical analysis of reservoir, seepage and drained water are recommended. An estimate of dissolved salts by means of the weights of concretions and efflorescences is also recommended.

- Weakness of the dam body under permanent or repeated actions is prevented by carrying out thorough initial studies, and by good quality construction. Particular attention should be given to the foundation conditions, to the characteristics of the concrete and to the lift joints.

- It is recommended that thermal analysis should be undertaken for buttress dams, arch and multiple arch dams so as to define the appropriate measures to avoid cracking. These may include appropriate dimensions of the structures, and the use of steel reinforcements and control joints.

- At appropriate intervals inspections should be made of those parts of the dam usually immersed. The use of crack monitoring devices is worthwhile to measure the opening of cracks and the increase in their length with time. Re-analysis of the stability of cracked structures (taking into account the actual material properties), and the immediate sealing of oozing cracks (to avoid the leaching of concrete) are also recommended.

- For structures exposed to repeated cycles of freezing and thawing, the concrete characteristics and the choice of materials, require great care. Systematic prior testing of the concrete mix should be performed, in order to maximise frost resistance by ensuring a compact material. Experience has shown that blastfurnace cement is helpful in improving frost resistance and that the use of an air entraining agent is essential. It is recommended that concrete that is intermittently wetted should have a compressive strength of at least 35 MPa and reinforcement cover of at least 60 mm. Horizontal surfaces should be sloped to prevent ponding.

- La durée de vie du béton et de la maçonnerie peut être augmentée considérablement par la mise en oeuvre de réparations appropriées. L'application d'un enduit sur le parement aval pour le protéger du gel est pratiquement toujours vouée à l'échec.

Autres scénarios

- Les barrages construits dans des régions froides doivent être vérifiés pour déceler l'apparition de joints naturels lors de la construction et de la première mise en eau. S'il s'en produit, leurs mouvements, ainsi que les fuites et les sous-pressions, doivent être surveillés et maintenus dans des limites acceptables. Les matériaux de réparation des joints doivent avant utilisation faire l'objet d'essais de qualification.

- L'étanchéité des joints de construction doit être assurée, par contrôles périodiques et entretien des dispositifs d'étanchéité. Les contrôles comprendront des inspections visuelles et des mesures de débits de fuites, en particulier ceux des drains de joints.

– The maintenance program for structures exposed to freeze-thaw cycles is very important. Plastering on the downstream faces generally fails.

Other ageing scenarios

– Dams built in cold regions should be checked for the occurrence of natural joints during construction and first filling of the reservoirs. When natural joints occur, their movements, leakage and uplift pressures should be monitored and kept within acceptable limits. The characteristics of the materials used to repair joints must be ascertained before use.

– The watertightness of contraction joints should be ensured. Periodic checks and the maintenance of the impervious systems are required. This can be done by means of visual inspection and measurement of leakage flows, particularly those of joint drains.

3. BARRAGES EN REMBLAI

3.1. INTRODUCTION

On traite ici des principaux scénarios de vieillissement des barrages en remblai, en ce qui concerne aussi bien les causes des processus que leur détection et leur contrôle, ainsi que les mesures propres à les prévenir ou à en réduire les conséquences.

On considérera successivement les scénarios concernant les fondations et ceux intéressant les remblais. D'autres scénarios, par exemple le vieillissement des matériaux organiques de synthèse, sont également discutés.

L'information utilisée pour préparer ce chapitre du Bulletin provient de publications de la CIGB [références I à IX], de l'expérience personnelle des auteurs, et des rapports présentés au 17^e Congrès de la CIGB dans le cadre de la Question 65 [X,1]. Les différents exemples rassemblés figurent sous le titre 3 de l'Annexe ci-après.

Pour cette troisième partie, on a examiné 316 cas de vieillissement: 111 concernent les fondations, 185 les corps de remblai, et 20 d'autres scénarios. La proportion entre les nombres de cas respectivement relatifs aux remblais et à la fondation est beaucoup plus faible que le rapport correspondant observé pour les barrages en béton et en maçonnerie (voir le Chapitre 2.1.). Deux explications possibles à cette différence: 1) les barrages en remblai sont habituellement construits sur des sites moins favorables que les barrages en béton ou en maçonnerie; 2) les barrages en remblai sont construits avec des matériaux généralement moins altérables que les bétons et mortiers.

La plupart des processus de vieillissement ont un effet négatif sur le comportement à long terme des barrages. Bien souvent on peut prévenir le vieillissement par des précautions convenables lors du projet et de la construction, puis en exploitation. Les conséquences peuvent par ailleurs en être atténuées par une détection précoce et des interventions appropriées. Si nous comprenons les mécanismes de vieillissement, nous pourrions éviter ou au moins réduire les conséquences de ce dernier, et si nous savons quels paramètres contrôler et comment identifier tel processus suspect, nous serons en mesure de procéder en temps utile aux interventions propres à rétablir l'ouvrage dans sa fiabilité.

3.2. SCÉNARIOS PRINCIPAUX CONCERNANT LA FONDATION

3.2.1. Déformation

Ce scénario doit surtout être redouté en cas de fondation meuble ou de rocher de très mauvaise qualité. Il est cependant assez rare car on essaie en général

3. EARTH AND ROCKFILL DAMS

3.1. INTRODUCTION

In this Chapter 3, the major ageing scenarios for earth and rockfill dams will be discussed, as well as the causes of the processes, their detection and monitoring, and remedies to preclude or mitigate their effects.

Foundation and embankment ageing scenarios are addressed separately. Other scenarios, for instance ageing of synthetic polymer materials, are also discussed.

The information used to prepare Chapter 3 of the Bulletin came from the listed ICOLD references [I to IX], from the personal experience of the authors and reports presented to Question 65 [X,1]. The case histories gathered are listed in Section 3 of the Appendix.

This part covers 316 ageing cases; 111 foundation, 185 embankment and 20 other scenarios. The ratio between embankment and embankment foundation cases is much lower than the corresponding ratio for concrete and masonry dams (see Section 2.1.). Two possible reasons for this fact may be put forward: 1) earth and rockfill dams are usually built on sites with poorer foundations than concrete and masonry dams; and 2) the embankment materials are generally materials with a lower rate of alterability than concrete and mortars.

Most ageing processes adversely impact the long-term reliability of the dam. Ageing can be prevented in many situations by adequate design, construction and operation. Its effects can be mitigated by early detection and remedial measures. If we understand the processes which cause ageing, we can design and construct to preclude or at least to minimize ageing effects. If we know what to monitor and how to identify ageing in progress, we can make repairs or modifications to restore the reliability of the structure.

3.2. MAJOR AGEING SCENARIOS CONCERNING THE FOUNDATION

3.2.1 Deformation

This scenario is particularly relevant when the foundation material consists of very weak rock or deformable soil. However, this is not frequent because the sites

d'éviter de telles conditions pour des fondations de barrage; si c'est impossible, on procède de manière à éliminer les matériaux incriminés ou à améliorer leurs performances.

Onze cas seulement concernant ce scénario sont répertoriés en Annexe, soit 3,5 % des exemples réunis.

Illustrations

Le barrage Victor Braunig (Etats-Unis) [IV-371], achevé en 1962, est un barrage en terre homogène de 27 m de haut et 3 000 m de long, avec des talus inclinés à 1/3 et un drain aval horizontal en sable. Le barrage est fondé sur des couches alternées de sable et d'argile. Les désordres ont eu pour origine la déformation d'une couche d'argile exposée aux sous-pressions, laquelle a entraîné une érosion et une perte de résistance au cisaillement, puis un glissement d'ensemble en cuillère dans la fondation.

Le barrage avait été exploité normalement jusqu'en décembre 1969, lorsqu'en trois jours apparurent des fissures transversales en crête, espacées d'environ 120 m et larges de 70 à 80 mm au maximum, en même temps qu'un tassement de la crête atteignant 450 mm. Peu après, des fissures longitudinales se développèrent dans le talus aval et des fissures semblables furent également observées sur le talus amont. L'ensemble des déformations intéressaient une partie en courbe de la digue (voir chapitre 3.2.2. pour plus amples détails).

Le niveau de la retenue fut aussitôt abaissé, de 1,8 m en 13 heures. Au cours des deux premières semaines de janvier 1970, une recharge en terre fut disposée au pied aval du barrage, et trois puits de décharge avec des pompes furent installés, en vue d'améliorer la stabilité vis-à-vis du glissement par cisaillement. Dans le courant de 1970, des forages de reconnaissance furent percés et des piézomètres et inclinomètres installés. Après décembre 1969, on n'observa plus de mouvement ni de fissuration notable.

Le barrage de Jesenice (Tchécoslovaquie) a 23 m de hauteur. Le module de déformation du rocher de fondation, un schiste du miocène, est de 50 à 120 MPa. Le tassement de la fondation, mesuré avant remplissage du réservoir dans la galerie de la vidange de fond, était de 210 mm au centre du barrage et de 70 mm aux pieds. Environ 60 % de ces valeurs étaient acquises à l'achèvement du remblai, le reste étant intervenu au cours des neuf mois qui s'écoulèrent avant le début de mise en eau. Le remplissage provoqua un tassement supplémentaire décroissant de 30 mm au pied amont à zéro au pied aval. Durant la période 1965-1990, le tassement de la fondation augmenta de 30 à 40 mm au centre du barrage. Les deux effets les plus notables de ces tassements furent une consolidation progressive de la fondation et une diminution des sous-pressions, consécutive à la diminution de la perméabilité dans la partie la plus comprimée.

Causes, effets et conséquences

Les déformations consécutives à la consolidation des sols ou des rochers peu résistants se produisent de façon hétérogène, entraînant des tassements différentiels qui peuvent amener l'apparition de fissures dans le corps du barrage. Sous les climats secs, la mise en eau de sols secs et lâches peut provoquer des contractions

where such rock and soil are found are, in general, not used for dam foundations or when they have to be used, appropriate measures are taken to remove the material or to improve the material left in place.

Only 11 cases concerning this scenario are reported in the Appendix, about 3.5 % of the case histories assembled.

Illustration

Victor Braunig dam (USA) [IV-371], completed in 1962, is a 27 m high homogeneous embankment, with a downstream horizontal sand drainage blanket and 1 :3 upstream and downstream slopes. The dam is founded on alternating layers of sand and clay. The embankment distress was caused by uplift pressure deforming a clay layer, allowing erosion and a loss of shear strength, which resulted in a general rotational slide of the foundation soils.

The dam was operated satisfactorily until 1969 December, when within 3 days, transverse cracks developed across the crest about 120 m apart with a maximum width of 70-80 mm and the crest of the dam settled considerably. Soon afterwards, longitudinal cracks developed on the downstream slope and similar cracks were noticed on the upstream slope. The whole area of deformation was in a curved portion of the 3 000 m long embankment. The total crest subsidence was 450 mm (see section 3.2.2. for additional description of the conditions).

As an emergency measure the reservoir level was lowered by 1.8 m within 13 hours. In the first 2 weeks of 1970 January, a downstream earth stabilizing berm was placed. Three relief wells were also installed and pumped to increase the stability against shear slide. In 1970 several exploratory holes were drilled and piezometers and inclinometer tubes were installed. After 1969 December no noticeable movement or cracking were observed.

Jesenice dam (Czechoslovakia) [VI-61] is 23 m high. The modulus of deformation of the foundation miocene schists is about 50 - 120 MPa. The vertical deformation of the foundation prior to reservoir filling was measured in the bottom outlet gallery and was 210 mm in the center and 70 mm at both dam toes. Approximately 60 % of these values were measured immediately on completion of the dam and the remaining occurred gradually during the next nine months before the reservoir filling. The filling of the reservoir resulted in an additional 30 mm settlement in the upstream toe and diminished to zero at the downstream toe. In the period 1965-1990 the vertical deformation of the foundation grew by another 30-40 mm in the center of the dam. This is a result of two effects, long-term consolidation and decrease of uplift caused by the compression process decreasing the permeability.

Causes, effects and consequences

Progressive deformations due to consolidation of soils or weak rocks may occur unevenly, resulting in differential settlements, which can induce fissuring of the dam body. In dry climates, dry, low density soils decrease in volume (collapse) when they become wetted, which also can induce fissuring. The fissures may be a

qui peuvent, elles aussi, conduire à des fissurations. Ces fissurations risquent de donner lieu à des renards ou autres désordres qui peuvent déboucher sur de graves problèmes si on n'intervient pas à temps.

Prévention, détection et contrôle

Pour prévenir les risques liés aux sols déformables et aux faiblesses des rochers de mauvaise qualité, les matériaux des différentes zones du barrage doivent être auto-réparateurs afin de limiter les conséquences de la fissuration et d'avoir un drainage efficace.

Les tassements de la fondation peuvent être mesurés à l'aide de niveaux installés sur la fondation lors de la construction, ainsi que dans les galeries ou les ouvrages de vidange.

Si une fissuration se produit dans un barrage, on peut chercher à y remédier en recoupant le réseau de fissures par un mur ou une paroi moulée.

3.2.2. Perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification de l'état de contrainte

La perte de résistance, l'augmentation des sous-pressions et la modification de l'état de contrainte sont des phénomènes liés au risque de rupture mécanique par cisaillement. Bien souvent, ils se combinent les uns aux autres pour conduire à une altération des conditions de fondation ou en tout cas y contribuer.

Vingt-quatre cas de perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification de l'état de contrainte ont été recensés (Annexe). On a observé une augmentation des sous-pressions dans dix-huit d'entre eux, une perte de résistance dans sept, et un changement dans l'état de contrainte dans trois. L'ensemble représente 7,6% des cas répertoriés, certains d'entre eux mettant en jeu plusieurs phénomènes.

Illustrations

Le barrage El Estribon (Mexique) [I-312] est un exemple de vieillissement par perte de résistance. Le barrage et une digue, hauts respectivement de 29 et 20 m, ont été construits sur une fondation alluviale renfermant des argiles très plastiques. Lorsque la fondation s'est saturée du fait des percolations en provenance de la retenue, un glissement s'est produit dans le talus aval.

Le barrage de San Luis (Etats-Unis) [VIII-164] est un cas de perte de résistance combinée avec une modification dans l'état de contrainte. Il s'agit d'un barrage en remblai zoné de 116,4 m de haut, dont la section transversale varie en fonction des conditions de fondation (Fig. III.1.). Sur les rives où les dépôts alluviaux étaient peu épais, seul le noyau a été fondé au rocher. La section du remblai comportait un noyau d'argile épais et des recharges en tout-venant et enrochement. En fond de vallée, et sur les rives là où plus tard le glissement s'est produit, les pentes des pieds de talus en tout-venant ont été adoucies (1/8 à l'amont, et 1/6 à l'aval). Des zones et un tapis horizontal drainants ont été incorporés au massif aval du barrage.

Un important abaissement du niveau de la retenue est survenu après plusieurs années d'exploitation à réservoir plein ou presque. En septembre 1981, une ligne de

source of piping and other malfunctions, which if not timely counteracted, may lead to serious problems with the embankment.

Prevention, monitoring and control

In order to avoid detrimental effects, dams founded on deformable soils or weak rocks must be constructed with zones of granular self-healing material to mitigate effects of fissures and provide drainage.

Foundation settlement may be monitored with level gauges installed during construction on the foundation, and in outlet structures and galleries.

When fissuration occurs in a dam, its effects can be counteracted by intersecting the fissure system with a diaphragm wall.

3.2.2. Loss of strength, uplift pressure increase, and change in the state of stress

Loss of material strength, uplift pressure increase, and a change in the state of stress are all phenomena associated with mechanical failure by shear. In many cases, these phenomena take place in combination or act untimely leading to a progressive deterioration of the foundation conditions.

Twenty four cases of loss of strength, uplift pressure increase, and change in the state of stress in dam foundations were assembled (Appendix). In 18 of these cases an increase in uplift pressure was observed; in 7 loss of strength occurred; and in 3 a change in the state of stress is reported. These cases represent 7.6 % of the case histories and in several of them more than one phenomenon is reported.

Illustration

El Estribon dam (Mexico) [I-312] is an example of ageing by loss of strength. The dam and dike, with heights of 29 m and 20 m, respectively, were constructed on an alluvial foundation containing highly plastic clays. When the foundation became saturated from the reservoir seepage, a partial slide occurred in the downstream slope.

San Luis dam (USA) [VIII-164] illustrates a case of loss of strength combined with a change in the state of stress. The dam is a 116.4 m high zoned embankment with varying cross sections depending on the foundation conditions (Fig.III.1). On the abutments where alluvial deposits were shallow, the cutoff was to the rock only below the core. The embankment cross section consisted of a wide clay core with random and rockfill shells. In the valley and on the abutments where later the slide occurred, berms (upstream 1:8 and downstream 1:6) of random fill material were constructed. Drainage zones and a horizontal drainage blanket were incorporated in the downstream cross section.

Following several years of high reservoir level, the greatest drawdown of the reservoir occurred. In September 1981 a curved failure scarp began to form about

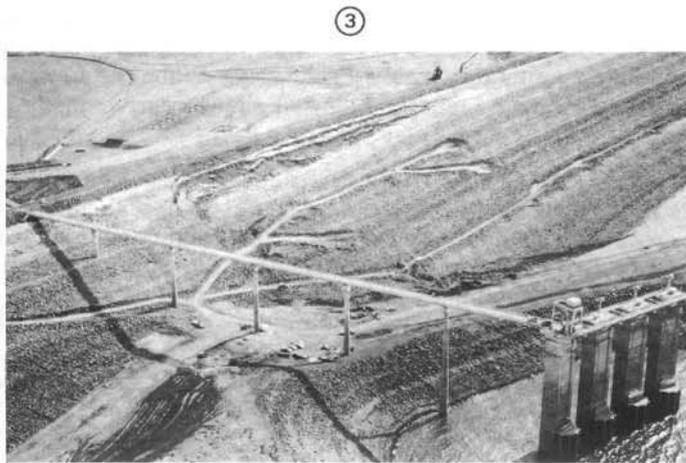
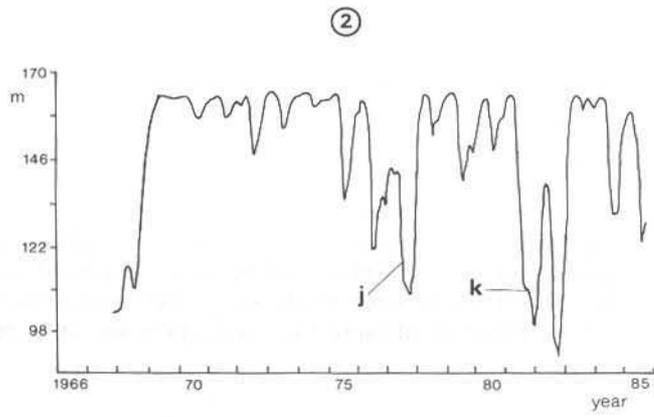
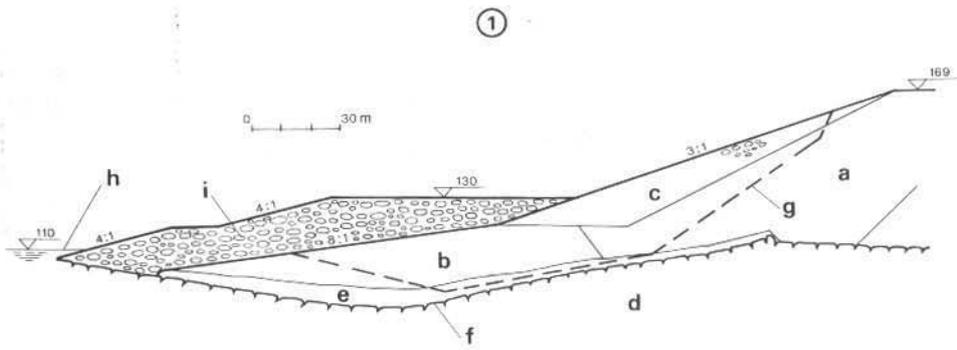


Fig. III.1

San Luis dam. Upstream slide and repair [VIII-164]

Barrage de San Luis. Glissement amont et réparation [VIII-164]

- (1) Dam : impervious earthfill (a), miscellaneous earthfill (b), rockfill (c), geologic formation (d), slope wash, lean to fat clay (e) rock surface (f), slide surface (g), water level at time of slide (h), and repair rockfill (i)
- (2) Reservoir water level (j) and date of slide (k)
- (3) Upstream view after the slide

- (1) *Barrage : remblai en terre imperméable (a), remblai en tout-venant (b), enrochement (c), formation géologique (rocher) (d), zone décapée (e), surface du rocher (f), surface de glissement (g), niveau de l'eau au moment du glissement (h) et enrochement de réparation (i)*
- (2) *Niveau de l'eau dans le réservoir (j) et date du glissement (k)*
- (3) *Vue amont après le glissement*

rupture du remblai apparut à environ 9 m sous la crête. Au cours des deux mois qui suivirent, cette ligne de rupture se développa jusqu'à atteindre une longueur de 460 m. Le glissement intéressait une colline qui avait été englobée dans le remblai. Le mouvement le long de la surface de glissement variait de 18 m environ près de l'une des extrémités du glissement à zéro à l'autre extrémité. Le pied du glissement était marqué d'un gros bourrelet, situé à l'aval du pied amont. La surface de rupture passait par une couche d'argiles très plastiques en fondation, qui avait été surchargée localement du fait de la saturation et des vidanges successives.

La vidange de 1981 acheva de désorganiser le matériau et le glissement se produisit.

Une butée de pied fondée au rocher a été mise en place, avec une largeur en crête de 90 m. La plus grande partie des matériaux glissés a été laissée en place et simplement recouverte de matériaux drainants. Les remblais les plus remaniés à la partie supérieure de la zone ont été enlevés et remplacés par des enrochements (Fig III.1.).

Le barrage Victor Braunig (Etats-Unis) [IV-374] est un exemple intéressant de sous-pression ayant provoqué une érosion interne, de déformation et de perte de résistance au cisaillement. A la suite d'investigations détaillées, on découvrit qu'une érosion interne s'était produite dans une couche de sable, tandis qu'un plan de cisaillement affectait une couche d'argile très plastique située au-dessus. Les passages au sein de la couche de sable étaient en communication directe avec la retenue. On supposa que les sous-pressions dans le sable avaient soulevé la couche d'argile. Ce mouvement pouvait avoir atteint une amplitude de 100 mm, entraînant la formation d'un joint saturé d'eau. Le sable put ainsi se décompacter et même se déplacer. L'érosion se développa pendant une période de 5 ans, entraînant des fractures et des déformations dans la couche d'argile plastique au-dessus du sable. Pour finir, la diminution de résistance sur une surface suffisamment étendue aboutit à la rupture de la zone.

Le barrage de Crooked Creek (Etats-Unis) [II-28] est un barrage en terre compactée de 49 m de haut, en service depuis 1940. Le rocher de fondation est constitué de diverses couches de grès et de schiste argileux, avec de minces inclusions de charbon et, çà et là, quelques lits d'argile réfractaire. Les grès et schistes sont très altérés et fissurés, et l'expérience a montré qu'ils étaient difficiles à injecter.

En juin 1972, pendant l'ouragan « Agnès », alors que le niveau de la retenue avait dépassé la cote normale d'exploitation, une fuite au pied de la rive droite se mit à augmenter; son débit maximum atteignit 53 l/s. Les piézomètres installés dans la rive gauche indiquèrent en outre qu'une circulation d'eau directe s'était établie au voisinage du contact béton-rocher. Bien qu'aucun tassement dans le remblai ni aucune fuite chargée n'aient été constatés, la fuite prolongée et l'augmentation de la charge hydraulique avaient pu entraîner des débousses sur les trajets de percolation.

La réparation a consisté à injecter l'appui rive gauche. Le traitement comportait une ligne de trous inclinés à 30° percés à partir de la crête du barrage, complétée sur le tiers environ de sa longueur par une seconde ligne située 0,60 m à l'amont et injectée à l'aide de produits chimiques. Le rideau atteignait une profondeur de

9 m below the crest. This scarp continued to develop over the next 2 months until it was about 460 m long. The slide occurred on a hill which was incorporated into the dam cross section. The movement along the slide plane ranged from about 18 m near one side of the slide to zero at the other side. A massive pressure ridge formed at the exit point of the slide mass, which was downstream of the upstream toe. The failure surface ran through the highly plastic clays in the foundation, which upon saturation and repetitive loadings due to reservoir drawdowns became locally overstressed.

Drawdown cycles aggravated the condition and during the 1981 reservoir drawdown the remaining strength was consumed and sliding occurred (Fig.III.1).

A buttressing berm keyed to the foundation rock was built with a top width of about 90 m. Most of the slide material was left in place and covered by a drainage zone. The disturbed material in the upper portion of the zone was removed and replaced with rockfill (Fig. III.1).

Victor Braunig dam (USA) [IV-371] provides an interesting example of uplift pressure causing internal erosion, deformation and a loss in shear strength. After detailed exploration it was found that piping had occurred in a sand layer, while an overlying highly plastic clay layer had a shear plane through it. The pipes in the sand had a direct connection to the reservoir. It was thought that the uplift pressure developed in the sand lifting the overlying clay bed. This upward movement may have been up to 100 mm, creating a water filled joint. The sand then loosened and moved into the void zone. The piping occurred over a period of 5 years and caused fractures and distortion of the overlying highly plastic clay. Ultimately, a strength decrease over a sufficient area caused failure of the section.

Crooked Creek dam (USA) [II-28] is a 49 m high rolled earthfill completed in 1940. The rock underlying the dam and forming both abutments is comprised of a variable series of sandstones and shales, interbedded with thin seams of coal and several erratic beds of fireclay. Sandstones and shales are highly weathered and jointed. They proved to be difficult to grout in the past.

In 1972 June, during Hurricane "Agnes", seepage at the left abutment began increasing as the pool level exceeded the normal operating condition; a maximum of 53 l/s was recorded. In addition, the piezometers installed in the left abutment indicated that a direct seepage path had developed close to the rock-embankment interface. No subsidence in the embankment or turbid seepage water from the abutment were noticed. Seepage over time and the increased head may have washed percolation paths.

Remedial measures consisted of drilling and grouting of the left abutment. A series of holes inclined at 30° were drilled from the crest road and complemented for approximately 1/3 of the length by a second line of chemical grout holes located 0.6 m upstream of the first line. The treatment reached about 50 m below the dam

50 m sous la crête. Après achèvement des travaux en juillet 1974, les piézomètres comme les mesures de fuites montrèrent qu'ils étaient pleinement efficaces.

Un autre exemple de vieillissement causé par une augmentation des sous-pressions est donné par le barrage de Fontenelle (Etats-Unis) [III-646, VIII-79]. Il s'agit d'un ouvrage en terre et graviers compactés de 42 m de haut. Il a été achevé en 1965. Le rocher de fondation est constitué de bancs massifs de grès, marnes et schistes argileux avec de minces lits calcaires. Sous l'ouvrage le rocher est altéré, fracturé et perméable. Les rives présentent des fissures de décompression.

Les terrains de couverture furent décapés sur 0,30 m d'épaisseur, sauf sous le noyau où une tranchée-parafouille de 24 m de largeur au fond fut creusée à travers la couverture meuble jusqu'au rocher franc. Lorsque le rocher se révéla trop fracturé, une tranchée-parafouille secondaire fut creusée sur une profondeur supplémentaire de 1,5 à 2,1 m. Un rideau d'injection constitué d'une seule ligne de trous fut réalisé à partir du fond de tranchée.

Pendant le premier remplissage au printemps 1965, une fuite excessive se produisit près de l'appui rive-droite avec érosion du remblai, due à des circulations par des fissures de décompression largement ouvertes ou partiellement remplies, insuffisamment traitées par l'injection. Il fut reconnu dès ce moment-là qu'un traitement superficiel du contact rocher-noyau aurait dû être réalisé en complément du rideau d'injection.

Après réparation du remblai (1966), la retenue fut exploitée normalement pendant de nombreuses années. En 1982, de légères fuites furent constatées en rive gauche et dans la partie centrale du barrage. Des investigations complémentaires révélèrent la présence de nombreuses zones décompactées dans le remblai près de la fondation. Le niveau maximum d'exploitation, qui avait déjà fait l'objet de restrictions, fut abaissé jusqu'à 7,6 m sous le niveau normal d'origine, et on étudia les solutions de réparations possibles. En 1985, on remarqua une élévation de 3 m du niveau d'un piézomètre dans la partie centrale de l'ouvrage alors que le niveau de la retenue n'avait pas varié. Comme le piézomètre continuait à monter, un abaissement supplémentaire du niveau maximum d'exploitation fut décidé (abaissement porté de 7,6 à 19,2 m). Ces incidents amenèrent à la conclusion qu'il existait un risque de renard sur toute la longueur du barrage.

La réparation consista à réaliser une paroi moulée non armée sur pratiquement toute la longueur du barrage, à partir du voisinage de la crête et traversant tout le remblai et l'épaisseur de rocher fracturé. Les travaux furent achevés en 1989.

Le barrage de Sardis (Etats-Unis) [I-606, VIII-172] est un exemple où une augmentation des sous-pressions, due au colmatage du réseau de drainage, se combine à une modification dans l'état de contrainte. C'est un barrage en remblai hydraulique zoné de 36 m de haut, achevé en 1940. Sa fondation est constituée par une couche relativement mince d'argile et de silt alluviaux imperméables qui surmonte un épais substratum sableux perméable. Des puits de décharge furent aménagés au pied du remblai principal. Ce dispositif fut complété en 1946-47 sur une rive par une série de 83 puits chemisés par des crépines en séquoïa de 15 cm de diamètre équipés en tête de filtres en gravier et débitant dans un caniveau collecteur bétonné. Périodiquement ces puits faisaient l'objet de nettoyages à l'air

crest level. After completion of the treatment in 1974 July, both piezometer and weir measurements indicated that the grout line was effective.

Another example of ageing caused by uplift pressure increase is provided by Fontenelle dam (USA) [III-646, VIII-79]. Fontenelle is a rolled earth and gravel fill structure completed in 1965 with a maximum height of 42 m. The rock foundation and abutments consist of flat lying, interbedded, massive to thinly bedded sandstone, siltstone and shale, and minor beds of limestone. The rock underlying the dam is weathered, fractured, and permeable. The abutments contain stress relief joints.

The earth overburden materials were stripped for about 0.30 m under the entire embankment. A 24 m bottom width cut-off trench was excavated to extend the core through the overburden to the firm foundation rock. Where this foundation rock was found too fractured, a secondary cut-off trench was excavated 1.5 to 2.1 m deeper into the fractured rock. A single row grout curtain was developed from the bottom of the cut-off trench.

During the first reservoir filling (1965 Spring) excessive seepage and erosion of the embankment near the right abutment occurred, which were due to large open or partly filled relief joints insufficiently treated by grouting. At this time it was recognized that surface treatment at the embankment-abutment contact should have been undertaken in addition to the grouting.

Following the completion of embankment repairs (1966), the reservoir was operated normally for a number of years. In 1982, a small amount of seepage was seen at the toe of the dam near both the left abutment and the central portion. Further investigation revealed numerous very soft areas near the embankment-foundation contact. The reservoir level, which had already been restricted below normal, was further lowered to 7.6 m below the original operation level and repair alternatives were considered. It was observed in 1985 that the water pressure in a piezometer near the central portion had risen over 3 m, while the reservoir remained constant. As the piezometer continued to rise, an additional lowering of 11.6 m (19.2 m total) of the pool level was ordered. From these incidents the conclusion was drawn that the foundation conditions at Fontenelle dam were such that a failure by piping could occur anywhere along the length of the embankment.

The repair used was an unreinforced concrete diaphragm wall extending essentially for the length of the dam from near the crest down through the fill and through the fractured foundation rock. Repairs were completed in 1989.

Sardis dam (USA) [I-606, VIII-172] provides an example of uplift pressure increase due to progressive clogging of the drainage system, combined with a change in the state of stress. The dam is a 36 m high zoned hydraulic fill completed in 1940. Its foundation consists of a relatively thin, impervious clay and silt alluvial layer underlain by a thick sandy pervious substratum. Relief wells were installed along the downstream toe of the main embankment. The system was completed in 1946-47 at one abutment by a series of 83 large diameter (0.15 m) redwood pipe wells surrounded by a gravel filter and discharging into an open paved collector ditch. Periodically the wells were cleaned by surging with air, pump tested and checked for sand infiltration. Some wells proved to be plugged by excessive piping

comprimé, d'essais de pompage, et de contrôles d'éventuels entraînements de fines. Certains d'entre eux durent être remplacés après avoir été colmatés par du sable charrié à travers la crépine. En mars 1976, on jugea que 54 % des puits donnaient lieu à des débits solides (sable) inacceptables. Même après nettoyage, les puits restants demeurèrent impuissants à faire descendre les sous-pressions sous le caniveau à moins de 0,9 à 2,1 m, alors que ce dernier ne pouvait théoriquement supporter que 0,6 m. Du reste des mouvements différentiels allant jusqu'à 5 cm avaient déjà été constatés entre les différents éléments de caniveau.

Il fut décidé de reconstituer complètement le système de drainage en aménageant 108 nouveaux puits de décharge dans le collecteur de pied. Les puits avaient soit 15 cm de diamètre et 12 m de long, soit 20 cm de diamètre et 21 m de long. Chaque puits était garni de gravier et équipé d'un tubage en acier inoxydable et d'une crépine grillagée. En raison des niveaux piézométriques élevés et de la nécessité de travailler à travers le caniveau existant, on utilisa la technique du vibro-fonçage. Après achèvement, les puits furent nettoyés en utilisant conjointement des jets d'eau horizontaux à grande vitesse et un pompage avec injection d'air comprimé. Les niveaux piézométriques purent ainsi être abaissés jusqu'à des valeurs convenables pour les ouvrages. Un nettoyage périodique du système est nécessaire pour éviter le colmatage et la prolifération des ferro-bactéries.

Causes, effets et conséquences

La perte de résistance survient généralement dans des matériaux cohésifs, par suite de saturation et de déformation excessive. Ce processus se produit:

1) Dans des argiles de fondation dont la résistance est plus élevée à l'état non saturé qu'à l'état saturé. Lorsqu'elles sont mises en eau, leur cohésion diminue. Plus l'indice de plasticité est élevé, plus la résistance est grande à l'état sec et plus la perte de résistance sera forte en cas de saturation.

2) Dans les sols argileux lorsque la déformation dépasse la déformation de résistance maximum: la résistance de ces sols est alors réduite à la « résistance résiduelle » classique.

Les sous-pressions augmentent lorsque l'exutoire normal des percolations vient à s'obstruer, ou lorsque le débit de fuite subit un brusque accroissement qui excède la capacité locale de drainage. Une telle augmentation peut survenir progressivement en s'étalant sur une longue période (bien souvent sans être remarquée), ou apparaître rapidement après une situation stable de plusieurs années. Plusieurs scénarios impliquant des augmentations des sous-pressions ont été décrits, notamment les suivants :

1) Le rocher fracturé au contact avec le remblai ou juste au-dessous présente des fissures ouvertes ou des joints remplis d'un matériau érosif (silt ou sable). Sous la charge de la retenue, l'eau pénètre dans les joints et fissures, progressant vers l'aval et provoquant des sous-pressions. Eventuellement, l'eau trouve un passage jusqu'à l'aval de l'ouvrage où une fuite apparaît. Ce scénario peut aussi se produire à la suite de la dissolution d'une roche soluble (gypse) ou s'il existe des voies de circulation d'eau préexistantes (calcaire karstifié).

2) L'eau de la retenue percolant sous le remblai et collectée dans des drains de pied ou des puits de décharge peut entraîner des fines qui viennent colmater les puits ou les sorties de drains. Comme l'écoulement est contrarié, les pressions augmentent au pied du barrage.

of sand through the well screen and had to be replaced. In 1976 March it was determined that 54 % of the wells had unacceptable sand infiltration rates. Even after cleaning, the remaining wells were not relieving the 0.9 to 2.1 m of piezometric head over the ditch invert, whereas theoretically only 0.6 m would cause uplift of the ditch bottom. As much as 50 mm of differential movement had already occurred between some of the ditch concrete monoliths.

It was decided to completely rehabilitate the drainage system by installing 108 new relief wells in the toe drainage collector ditch. The wells were either 0.15 m in diameter and 12 m long, or 0.2 m and 21 m long. Each well was gravel packed and made of stainless steel with a continuous wire wrapped screen. Because of the prevailing high hydrostatic pressure and the requirement of working over a collector ditch, the wells were installed by the Vibro-driver/pull back installation technique. After completion, the wells were developed with a combination of high velocity horizontal water jetting and pumping with compressed air. The excess hydrostatic head along the length of the system could be lowered to less than that required to cause uplift. Periodic cleaning of the system is required to prevent clogging and growth of iron bacteria.

Causes, effects and consequences

Loss of strength generally occurs in cohesive materials, due to saturation and excessive strain. This occurs :

1) In foundation clays having a higher strength unsaturated than when saturated. When water is added, a reduction in the cohesion occurs. The higher the plastic index, the higher the dry strength and the greater will be the strength loss upon saturation.

2) In clay soils which, when strained past their peak strength experience a significant loss of strength. The lower strength level is known as ultimate or residual strength.

Uplift pressure builds up where the steady state seepage is obstructed or where a sudden excess seepage cannot be accommodated. It can develop slowly over a long period of time (mostly unnoticed) or occur rapidly following a quiet period of several years. Several scenarios with uplift pressure increase have been reported, namely :

1) The jointed rock at or just below the contact with the embankment, exhibits either small open cracks or joints filled with erodible material (silt, sand). Under the reservoir pressure, water penetrates the cracks or joints, migrating downstream and progressively building up the uplift pressure. Eventually the water finds a path leading to an exit, where seepage is noticed. This scenario may occur also with solution of minerals (gypsum) or with erosion taking place within preexisting solution channels (karstic limestone).

2) The reservoir water seeping under the embankment and collected in toe drain/relief wells may move fines which tend to progressively clog the drain filter or the drain openings. As seepage is restrained, pore pressure builds up at the downstream toe.

3) L'écoulement à travers un matériau non cohésif ou à granulométrie défavorable (cas de certaines moraines) entraîne des fines (érosion interne ou renard) s'il n'existe pas de filtre et de drain convenables à l'aval. Des tassements, voire des cratères d'effondrement peuvent se produire tandis que les sous-pressions augmentent. Eventuellement la fondation peut subir d'importantes déformations qui peuvent aboutir à la ruine de l'ouvrage.

On n'a trouvé dans la littérature aucun cas de dégradation de rideau d'injection ni de parafouille, bien que de telles anomalies aient été constatées dans des fondations de barrages en béton.

En ce qui concerne les modifications dans l'état de contrainte, on peut citer les scénarios-types suivants:

1) La consolidation des remblais terreux et noyaux en argile des barrages en enrochement a généralement un effet favorable en ce qu'elle tend à comprimer les appuis et à refermer les joints. Dans les remblais construits dans des vallées étroites, il se développe un effet d'arc entre les rives avec un transfert de charge qui entraîne une diminution des contraintes de compression verticales. Ce phénomène est semblable à celui qui se produit dans les tranchées-parafouilles, entre les parois latérales de la tranchée. Dans les deux cas la diminution des compressions verticales peut mener à la fracturation hydraulique et éventuellement à un renard en fondation.

2) Les variations périodiques de charge sur les barrages des grandes retenues saisonnières provoquent des contraintes de cisaillement cycliques alternées qui peuvent amener l'ouverture de joints.

3) Lorsque les barrages sont fondés sur des alluvions, l'abaissement de la nappe phréatique sous la recharge aval augmente les contraintes effectives, ce qui peut provoquer à la longue des tassements notables.

Prévention, détection et contrôle

L'enlèvement plus ou moins complet de matériaux sujets au risque de perte de résistance peut s'avérer nécessaire. A défaut de les enlever, il faut parfois construire une butée de pied, et en tout cas vérifier leur comportement, par exemple à l'aide d'inclinomètres.

Les augmentations de sous-pressions sont généralement décelées par des piézomètres (cellules piézométriques ou simples tubes), ou indirectement, par exemple par l'observation de venues d'eau au pied de l'ouvrage ou de mouvements anormaux dans le remblai.

La maîtrise des sous-pressions est le plus souvent obtenue par une combinaison appropriée d'une coupure étanche et d'un dispositif drainant. Des dispositions particulières doivent être prises lorsque la fondation contient des matériaux solubles ou érosifs (gypse, remplissage de joints). Des injections poussées peuvent apporter une solution durable, mais il peut aussi arriver que le traitement doive être répété de temps en temps. Des parois moulées ont été utilisées dans des cas plus difficiles.

Il convient de souligner que les systèmes de drainage (trous de drainage, puits de décharge) doivent être régulièrement rincés ou nettoyés.

3) Water seeping through non-cohesive material or poorly graded material (glacial till) tends to move material (internal erosion or piping) when there is no proper drainage/filter provision at the downstream toe. Subsidence and in some cases sinkholes will develop and the pore pressure will increase. Eventually, a large deformation will take place within the foundation which could lead to failure of the whole structure.

No case of deterioration of an impervious curtain or cut-off trench leading to excess uplift has been found in the literature, although such cases have been reported for the foundation of concrete dams.

Typical scenarios of change of the state of stress are as follows :

1) Consolidation of an earthfill or of the clay core of a rockfill dam is usually favorable since it tends to compress the abutment and close open joints. Fills constructed in a narrow valley which are affected by cross valley arching and progressive load transfer towards the abutments experience a decrease in vertical loading similar to the decrease of vertical loading in the clay cut-offs, caused by arching of the fill over the trench. Both of these cases of vertical load decrease can lead to hydraulic fracturing and eventually piping of material in the foundation.

2) Cyclic change of stress occurring in the bottom of large seasonal reservoirs induces alternating shear stresses which can lead to a progressive opening of joints.

3) When dams are founded on alluvium, lowering of the water table under the downstream shoulder will increase the effective stress in the soil and may lead to an appreciable settlement with time.

Prevention, monitoring and control

Complete or partial removal of materials prone to loss of strength may be necessary. If removal is not convenient, then construction of a stability berm may be required. If material is left in place, its performance should be monitored by inclinometers.

Uplift increase in a foundation is usually detected by piezometers (piezometric cells or single open pipes) and by indirect means (observation of excess seepage at the dam toe, unusual movement in the embankment, etc.).

The control of the uplift pressure is in most cases achieved by an appropriate combination of impervious cut-off and drainage provisions. Special care has to be given to soluble or erodible foundation materials (gypsum, joint fillings). Extensive grouting can provide durable solutions, however, the treatment may have to be repeated from time to time. Diaphragm walls have been used in more difficult situations.

It should be pointed out that drainage systems (drain holes, relief wells) require regular flushing or cleaning operations.

3.2.3. Érosion interne

On a observé des processus d'érosion interne longtemps après le premier remplissage de la retenue, bien que ce phénomène soit souvent lié à un défaut de projet ou de construction. Il s'agit là du scénario de vieillissement le plus fréquent en ce qui concerne les fondations de barrages en remblai: il est en jeu dans 64 des cas répertoriés en Annexe, soit une proportion de 20 %.

Illustration

Le barrage de Brodhead Creek Watershed (Etats-Unis) [VIII-50] est un barrage en terre zoné de 33 m de haut. Achievé en 1976, il est utilisé pour l'écrêtement des crues et ne comporte donc pas de retenue permanente (Fig. III.2.). La fondation est constituée de schistes argileux altérés et fissurés, et de moraine. Le noyau et les recharges ont été construits à partir des mêmes matériaux, dont on a simplement éliminé les blocs rocheux pour le noyau. Ce matériau avait une granulométrie discontinue, et était dénommé « sable silteux avec gravier ». Le système de drainage était constitué d'un petit drain cheminée remontant de 4,5 m dans le barrage et tapissant la face aval de la tranchée-parafouille. Un tapis drainant fait de gravier à fuseau granulométrique très étroit fut disposé dans la partie inférieure de la rive droite pour recouvrir une zone de rocher de mauvaise qualité.

En 1984, une forte crue remplit la retenue jusqu'au déversoir, et le niveau se maintint pendant 10 jours. Ce remplissage survenait après 9 années d'exploitation au cours desquelles le barrage n'avait subi qu'une ou deux montées de niveau modestes par an. Lorsque le réservoir se fut vidé, une grosse doline fut découverte à mi-hauteur du talus aval. Des terrassements dans le barrage montrèrent la présence de nombreuses cavités et même de fontis. Des poches de gros gravier occupaient le fond de ces cavités, qui aboutissaient vers l'aval dans le drain du barrage (Fig III.2.).

Au voisinage de la partie amont de la fondation, là où elle était faite de schiste altéré présentant des fissures ouvertes, le remblai fut trouvé très mouillé sur une épaisseur de 50 cm, alors qu'au-delà il était très dense et sa teneur en eau était à l'optimum ou juste au-dessous. Il était manifeste qu'il y avait eu des circulations d'eau par les fissures du schiste. En revanche on ne trouva aucun signe de zone d'infiltrations massives ni d'exutoire de fuites concentrées, ni aucun dépôt de matériaux provenant des cavités, bien que le volume total de celles-ci ait été évalué à 190 m³.

Le processus de formation des cavités a été interprété de la façon suivante: 1) l'eau a pénétré dans les fissures du rocher altéré en amont de l'appui rive gauche du barrage; 2) elle a circulé par les joints et fissures du rocher pour venir se mettre en pression à l'amont de l'étroite tranchée-parafouille, puis percoler à travers cette tranchée vers sa face rocheuse à l'aval; 3) le fort gradient de pression d'eau a provoqué dans la tranchée une fracturation hydraulique; 4) l'eau circulant sous pression dans les fissures de fracturation a érodé les fines du remblai et les a entraînées vers le drain ou les fissures du rocher à l'aval de la tranchée (une partie de ces fines s'est déposée dans le tapis drainant, et le reste a sans doute été emporté par l'exutoire du drain sans qu'on ait pu retrouver trace d'un dépôt quelconque); 5) les dolines ont été l'aboutissement de l'extension des cavités for-

3.2.3. Internal Erosion

Erosion processes may be observed a long time after the first filling of the reservoir, although they frequently can be related to inadequate design or construction procedures. Internal erosion is the most common ageing scenario for the foundation of earth and rockfill dams. In the Appendix 64 case histories are reported, about 20 % of the case histories.

Illustration

Brodhead Creek Watershed dam (USA) [VIII-50] is a 33 m high zoned earthfill embankment completed in 1976 and used for flood control (no permanent storage) (Fig. III.2). The foundation consists of weathered jointed shale and glacial soils. The shell and core zones of the embankment were constructed with identical material, except that the large rock pieces were removed from the core zone material. This material was a gap graded glacial soil, classified as silty sand with gravel. The drainage system consisted of a small chimney drain extending 4.5 m up into the dam above the foundation level and down into the foundation on the downstream side of the cut-off trench. A blanket drain over the lower left abutment covered an area of potential seepage through a weathered rock zone and consisted of a narrowly graded gravel.

In 1984, a large flood filled the reservoir to the upper spillway crest and maintained the water level in the reservoir for about 10 days. This filling occurred after 9 years of service, during which the dam had experienced 1 or 2 low level fillings each year. After the reservoir was empty, a large sinkhole was found about half way between the base and the crest on the downstream side. Excavation into the dam exposed numerous large cavities including vertical holes. Pockets of coarse gravel soils were found near the lower elevations of the cavities, which appeared to terminate downstream at the embankment drain (Fig. III.2).

The earthfill adjacent to the upstream foundation of weathered shale with open joints was wet to 0.5 m into the fill. The remaining fill was very dense and had a water content at or just below the optimum. There was evidence of water in the rock joints and of some flow channels through the numerous joints of the weathered shale. No inlets or outlets of concentrated leaks could be found. There was also no observable deposit of the material missing from the embankment cavities, even though the volume was estimated to be about 190 m³.

The process by which the cavities developed, was eventually established as follows: 1) water entered the weathered bedrock upstream of the toe on the left abutment; 2) it travelled through the cracks and joints of the rock and accumulated under pressure against the upstream side of the narrow cut-off trench forcing seepage through the earthfill adjacent to the steep rock abutment; 3) high gradients caused hydraulic fracturing in the fill; 4) water running under pressure through the small cracks eroded the fine portion of the broadly graded fill into the coarse blanket drain or into the downstream weathered rock (suspended fines were deposited in the downstream drainage blanket and some were likely carried on further downstream through the drain outlet, without making a visible deposit); 5) the sinkholes were formed by the progressive caving of a complex system of

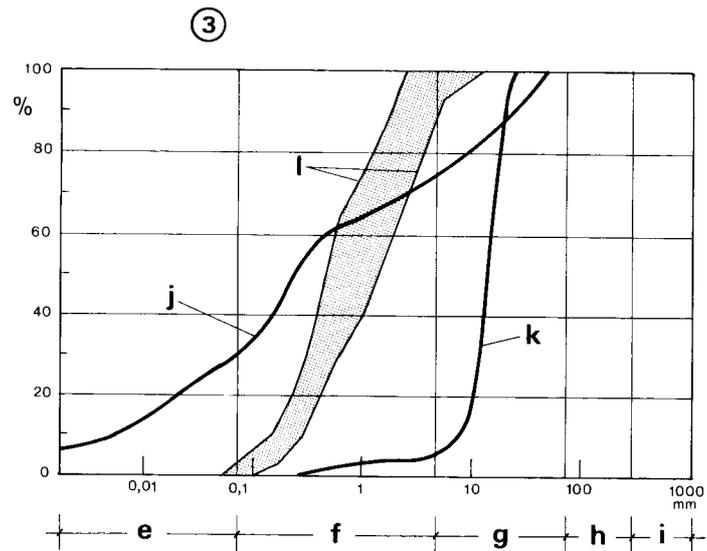
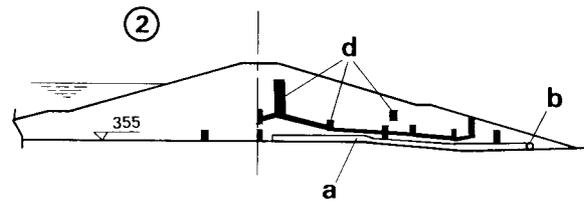
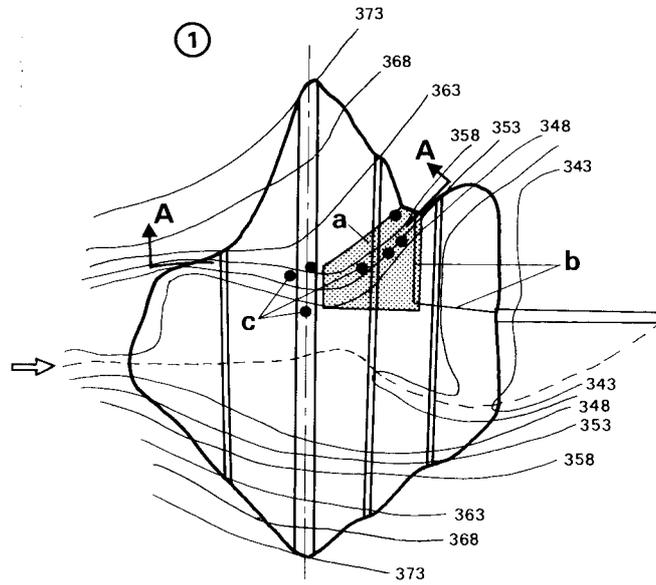


Fig. III.2

Brodhead Creek Watershed dam. Sinkholes and repair works

Barrage de Brodhead Creek Watershed. Dolines et travaux de réparation

- | | |
|---|--|
| (1) Plan : Blanket drain on abutment surface (a), drain outlet pipe (b), and sinkholes (c) | (1) <i>Vue en plan : tapis drainant sur la surface d'appui (a), tuyau exutoire du drain (b), et dolines (c)</i> |
| (2) Section A-A : Blanket drain (a), perforated drain pipe (b), and cavities (d) | (2) <i>Coupe A-A : tapis drainant (a), tuyau crépiné du système de drainage (b) et dolines (d)</i> |
| (3) Grading curves : fines (e), sands (f), gravels (g), cobbles (h), boulders (i), existing earthfill (j), original drain-fill (k), and limits of repair filter (l) | (3) <i>Courbes granulométriques : fines (e), sables (f), graviers (g), cailloux (h), enrochements (i), sol existant (j), matériau du drain d'origine (k) et fuseau du filtre de la réparation (l).</i> |

mant un système complexe, résultat d'une érosion sélective des matériaux les plus fins de la moraine (dont la granulométrie était très étendue).

A la suite de cet incident, une brèche fut pratiquée dans le barrage. Des essais de laboratoire confirmèrent la vulnérabilité à l'érosion de cette moraine à granulométrie discontinue. La reconstitution du barrage a comporté un drain dans le remblai, pourvu d'un filtre en sable avec une granulométrie apte à lui permettre de colmater d'éventuelles fissures dans le massif adjacent.

Causes, effets et conséquences

L'érosion interne dans la fondation d'un barrage en remblai peut être vue de la façon suivante :

1) Les joints de la masse rocheuse s'ouvrent sous l'effet des travaux de construction ou de la mise en eau de la retenue, et l'eau commence à circuler dans le réseau de joints [37].

2) Les percolations peuvent augmenter sous l'action de différents facteurs, notamment: le vieillissement du rideau d'injection du fait de la lixiviation du ciment; la dissolution et l'entraînement de gypse ou d'autres minéraux; l'instabilité interne des matériaux de fondation (saut de granulométrie entre couches voisines, moraines à granulométrie discontinue, argiles dispersives, etc.).

3) Lorsque les percolations augmentent, le débit peut atteindre des valeurs suffisantes pour déclencher l'érosion, laquelle entraînera une augmentation du débit de fuite qui à son tour aggravera l'érosion, jusqu'à mettre éventuellement en danger la sécurité du barrage.

Détection et contrôle

Pour la détection de l'érosion interne, les inspections visuelles et les mesures de fuites sont les pratiques les plus courantes. Lorsque l'ouvrage a une fondation meuble, des piézomètres, à tube de niveau ou autres, permettent de mesurer les sous-pressions afin d'apprécier les risques d'accident hydraulique ou de structure. Des mesures de turbidité et des analyses chimiques de l'eau des fuites ont été utilisées pour déceler des entraînements de fines ou de matériaux solubles.

Les remèdes adoptés pour maîtriser ces phénomènes ont consisté en injections, en drains de pied ou autres systèmes de filtres et drains, en puits de décharge, en butées de pied aval, en tapis amont, en parois moulées, ou en galeries de drainage.

3.2.4. Dégradation de la fondation

La dégradation des matériaux de la fondation consiste en des modifications de leurs caractéristiques ou propriétés conduisant à une diminution de leur résistance ou à une augmentation de leur perméabilité.

La dégradation des matériaux peut survenir par différents processus physiques ou chimiques (hydratation, dispersion, dissolution, gonflement, ou autres mécanismes thermiques et chimiques). Ces processus sont fortement influencés par l'eau de percolation. Ils peuvent se produire peu après le premier remplissage, ou se développer lentement dans le temps.

cavities created by the selective erosion of the finer portion of the broadly graded earthfill materials.

Following the incident, the dam was breached. Laboratory tests of the material at the breach confirmed the potential for internal erosion of the gap-graded fill material. The repair of the dam included an embankment drain with a sand filter gradation capable to seal cracks in the embankment material.

Causes, effects and consequences

The internal erosion in the foundation of earth and rockfill dams may be envisaged as follows :

1) The rock mass joints are opened by being disturbed during construction and by the filling of the reservoir, which allows seepage to begin through the joint network [37].

2) Seepage may increase on account of several factors, namely : ageing of the grout curtain due to dissolution of the cement; dissolution and removal of gypsum or other minerals; internal instability of the foundation material (abrupt changes in the gradation of the strata, broadly graded glacial till and dispersive clays etc.).

3) When the seepage increases, the flow rate may reach values high enough to cause erosion, which will cause an accelerated seepage and in turn increase the erosion eventually endangering the dam safety.

Monitoring and control

For detection of internal erosion, periodic visual inspection and measurement of seepage are the most common methods. When the dam is founded on soil, standpipes or piezometers are used to measure the uplift pressure to assess the risk of hydraulic failure and structural failure. Turbidity measurements and chemical analyses of seepage water have been used to detect washed out or dissolved minerals.

Remedial measures which have been adopted to control these phenomena are grouting, toe drains or other filter drainage systems, relief wells, stabilizing berms along the downstream toe, upstream blankets, diaphragm walls, and drainage tunnels.

3.2.4. Foundation degradation

Degradation of foundation materials implies that a change occurs in their characteristics or properties resulting in loss of strength or increase in permeability.

Degradation of the materials may occur as a result of several physical-chemical processes (slaking, dispersion, solutioning, swelling, and thermal and chemical processes). These processes are much influenced by the seepage water. They may occur soon after the first filling or develop slowly over time.

Les 12 exemples recensés en Annexe représentent 3,8% de l'ensemble des cas répertoriés.

Illustrations

La rupture de la digue de Quail Creek (Etats-Unis) [VI-31] s'est produite à peine 5 ans après son achèvement, non sans que des problèmes aient marqué les quelques années qui précédèrent l'accident. Le barrage principal, de 60 m de haut environ, n'est pas concerné par la rupture. Celle-ci a fait l'objet de rapports détaillés qui illustrent la dégradation de la fondation mettant en jeu l'érosion de matériaux de remplissage de joints et la dissolution de gypse, ainsi qu'un renard dans le corps de la digue amorcé par la fondation. On en trouvera ci-après une brève description (Fig. III.3.).

Le traitement de la fondation consistait dans l'aménagement d'une tranchée-parafouille située dans l'axe du barrage, qui pénétrait dans le rocher altéré jusqu'à une profondeur moyenne de 3 m, et dans un décapage de 0,30 m d'épaisseur théorique sur le reste de la fondation. La surface du rocher ne reçut aucun autre traitement, et l'injection fut limitée à une zone de grès de 60 m de long en rive gauche. Le noyau, en position centrale, était en règle générale constitué de sable silteux et argileux peu plastique. Un tapis de schiste argileux altéré moyennement plastique fut disposé dans le fond de la tranchée parafouille, et un filtre en sable fabriqué placé à l'aval du noyau. La recharge amont est en gravier sableux non trié, et la recharge aval en remblai tout-venant enveloppé de graviers. A la construction, la terre à noyau fut utilisée pour niveler la surface de la fondation rocheuse, qui présentait une série d'arêtes et de sillons de direction amont-aval. Par endroits, cette couche de nivellement atteignait une épaisseur de 3 m.

La géologie du site de la digue, caractérisée par une structure anticlinale, laissait prévoir des couches sédimentaires de faible épaisseur, peu plissées et peu faillées, mais très diaclasées. Les sédiments avaient été déposés sur un site lagunaire favorable à la formation de dolomie, de gypse et d'autres roches riches en sels minéraux. La combinaison des effets de la courbure de l'anticlinal et de la présence de quantités notables de minéraux solubles était un véritable défi pour la conception de la fondation d'un tel ouvrage.

La première indication d'un risque d'accident apparut le 31 décembre 1988 vers 10 heures du matin, lorsqu'on observa un geyser d'eau claire autour d'un tuyau de contrôle disposé dans le drain de pied (Fig. III.3). On amena immédiatement des engins et des matériaux pour coiffer d'un filtre de graviers la zone de la venue d'eau. Malgré la poursuite des efforts pour maîtriser l'écoulement, le débit augmenta et 12 heures plus tard le geyser se transforma en une source sortant du pied de la digue, où se forma une cavité dont le volume crût rapidement. A ce moment on retira le personnel et le matériel à l'œuvre, et on ordonna l'évacuation d'urgence de la vallée. Une heure plus tard, un pan de remblai, de 15 m de large et intéressant un tiers de la hauteur de la digue, s'effondra. L'érosion se poursuivit, atteignit la crête, puis la retenue qui se mit à se vider par la brèche ainsi formée à partir de 0 h 30 le 1^{er} janvier 1989. Une demi-heure plus tard, 31 millions de mètres cubes d'eau s'étaient échappés du réservoir.

Les conclusions du rapport d'enquête sur la rupture [31] sont résumées ci-après: 1) la conclusion principale est que les matériaux en contact avec la fondation,

The 12 case histories reported in the Appendix represent 3.8 % of the case histories.

Illustration

The failure of Quail Creek dike (USA) [VI-31] occurred just within 5 years of its completion and had exhibited problems in the few years prior to failure. The main dam is about 60 meters high and was not involved in this failure. The failure of this dike is a well-documented event illustrating degradation of the foundation by erosion of the soil filled foundation joints, solutioning of gypsum from the foundation, and piping of embankment material through the foundation. A brief description follows (Fig. III.3).

Foundation treatment consisted of a centerline cut-off trench through weathered rock to an average depth of 3 m and nominal stripping of the remaining foundation to a depth of 0.3 m. Exposed rock contacts were not treated and grouting was limited to a 60 m sandstone section in the left abutment. The centrally located core is of generally low-plasticity silty and clayey sands. A blanket of medium-plasticity weathered shale was placed on the bottom of the cutoff trench. A processed sand filter is located downstream of the core zone. The upstream shell is a pit-run sandy gravel and the downstream shell is random fill enveloped by pit-run gravels. During construction, core material was used to level the stripped foundation surface which consists of a bedrock topography having a series of ridges and valleys oriented perpendicular to the dike axis. At some locations more than 3 m of core type material was placed over the foundation, from the upstream toe to the downstream toe, to fill the valleys between the ridges.

The dike was constructed in a geologic setting where arching of thin-bedded sediments, minor faulting and folding, and pervasive jointing of beds resulting from the anticlinal building forces could be anticipated. The thin-bedded sediments at the site were deposited in a tidal flat environment which allowed for deposition and formation of limestone-dolomite and gypsum beds and other salt-rich sediments. The combination of the structural effects caused by arching of the anticline and the presence of significant amounts of soluble minerals presented a complex and challenging foundation on which to build the dike.

The first indication of potential failure was around 10:00 a.m., on 1988 December 31st, with the observed upward flow of discolored water around an observation pipe located in a downstream toe drain (Fig. III.3). Equipment and materials were mobilized to place a gravel filter over the seep area. Despite continued efforts to control the flow, the volume increased and about 12 hours later the flow changed from vertical to horizontal from a rapidly growing cavity at the toe. At this point, personnel and equipment were removed and an emergency downstream evacuation ordered. One hour later, a wedge of the downstream slope about 15 meters wide and extending about one-third of the way up the slope dropped down. Continuing embankment caving toward the reservoir crossed the dike crest and breached the dike, releasing the reservoir at about 12:30 a.m. on 1989 January 1st. Half an hour later about 31 millions cubic meters of water had drained from the reservoir.

The conclusions stated by the Report on the Quail Creek Dike Failure [31] are summarized as follows (Fig. III.3) : 1) the primary conclusion is that failure resulted

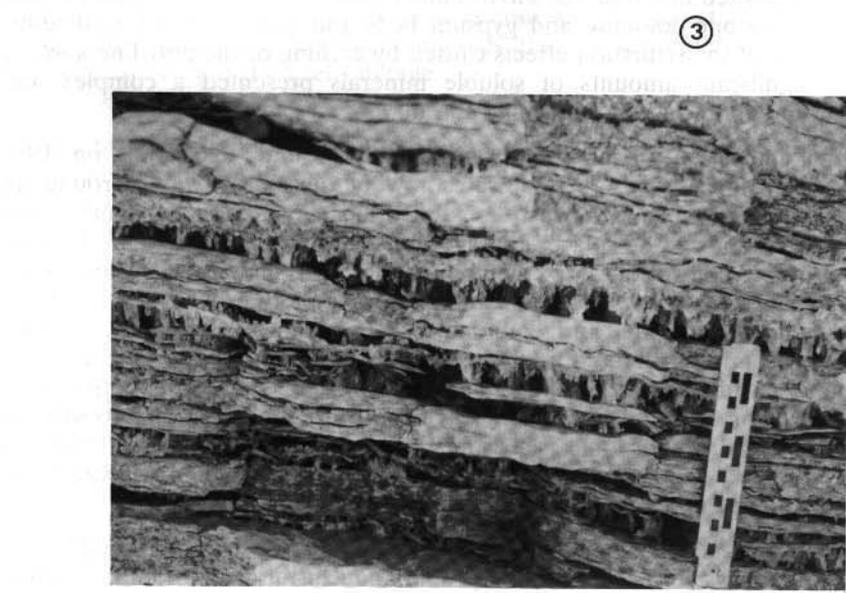
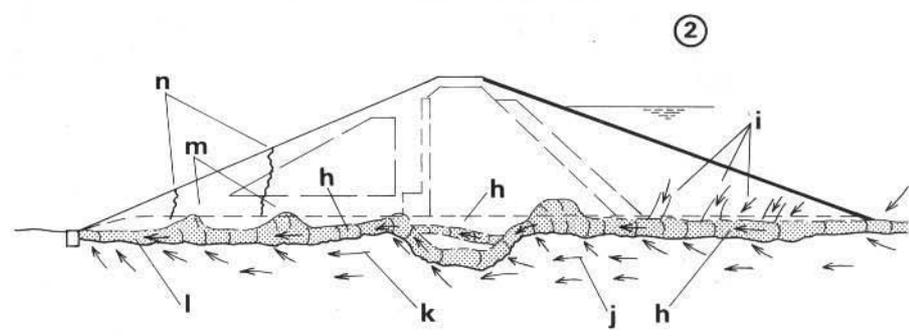
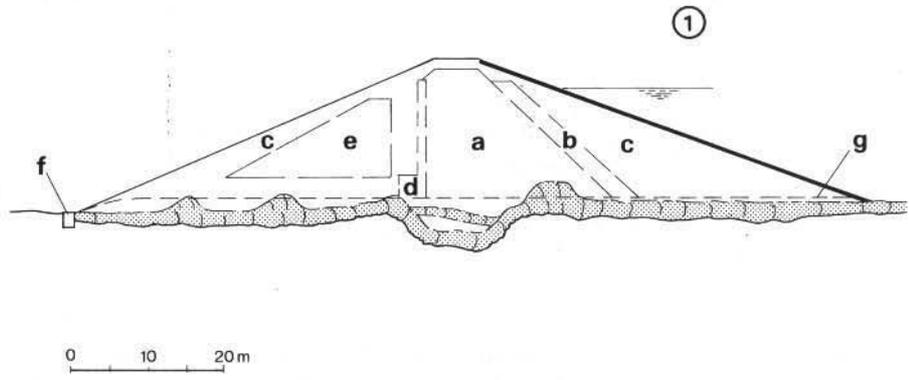


Fig. III.3

Quail Creek Dike. Possible failure mechanism

Digue de Quail Creek. Mécanisme possible de rupture

- | | |
|--|---|
| <p>(1) Dike: silty sand and sandy silt (a), weathered shale (b), sandy gravel (c), processed sand filter (d), random fill (e), toe drain (f), and design base (g)</p> <p>(2) Failure mechanism: silty sand and sandy silt filled in between foundation rock ridges and design base (h), contributory flow path (i), concentrated flow in joints (j), flow along joints and bedding planes at contact of rock ridges and silty sand and sandy silt (k), pipe developing along embankment foundation contact and progressing upstream (l), localized cavities (m), and initial collapse (n)</p> <p>(3) Foundation view after failure</p> | <p>(1) <i>Digue: sable silteux et silt sableux (a), schiste argileux altéré (b), gravier sableux (c), filtre de sable fabriqué (d), remblai tout-venant (e), drain de pied (f) et plan de base du profil en travers (g)</i></p> <p>(2) <i>Mécanisme de la rupture: remblai en sable silteux et silt sableux entre le rocher de fondation et le plan de base (h), zone d'infiltration des fuites (i), écoulement dans les diaclases (j), écoulement dans les diaclases, les joints de stratification et au contact remblai-rocher (k), renard se développant vers l'amont au contact remblai-rocher (l), cavités localisées (m) et premiers effondrements (n)</i></p> <p>(3) <i>Vue de la fondation après rupture.</i></p> |
|--|---|

y compris les terrains de couverture laissés en place, n'étaient pas protégés contre l'érosion; 2) la géologie du site rendait le projet extrêmement audacieux, et les études auraient dû demander un soin tout spécial; 3) les reconnaissances de la fondation ont été insuffisantes et n'ont pas permis de déceler l'importance des problèmes de circulations d'eau soulevés par la présence de 3 séries de joints quasi verticaux; 4) le projet de la fondation (notamment la protection contre l'érosion par l'eau des fuites) était fondé sur un postulat initial faux, à savoir qu'il se produirait peu ou pas de fuites par-dessous le parafouille peu profond prévu au projet; 5) le rocher très fracturé et perméable ainsi que les terrains de couverture érosifs à l'amont et à l'aval du parafouille ont été laissés en place, ce qui a permis des fuites au contact de la fondation; 6) des arêtes et sillons rocheux de direction amont-aval ont été laissés en place, les sillons étant remplis de terre à noyau érosive et non protégée, mise en contact direct avec les joints ouverts du rocher fracturé et perméable; 7) bien qu'il ne s'agisse pas de la cause principale de la rupture, la dissolution du gypse a contribué à augmenter le débit et la vitesse des circulations d'eau, accélérant ainsi le processus d'érosion; 8) les injections ne constituaient pas une solution durable pour la maîtrise des percolations en fondation, comme l'ont montré les déplacements de résurgences pendant les travaux et l'apparition sporadique de nouvelles fuites après chaque campagne de travaux d'injection; 9) les observations et les mesures piézométriques ont montré que les traitements par injection, en obturant les passages des fuites, provoquaient une augmentation des pressions d'eau au contact remblai-fondation, créant des conditions favorables à la formation d'un renard; 10) les conditions de filtre n'étaient pas remplies au drain de pied aval, dans lequel les fines se sont introduites, ce qui a favorisé le charriage des matériaux entraînés et accéléré la rupture; 11) il n'y a aucun indice que des fuites se soient produites à travers le remblai de la digue elle-même, ni que la qualité de sa construction ait contribué à la rupture.

Un second exemple du présent scénario est celui du barrage d'El Chocon (République Argentine) [X-65, X-67]. Un scénario à évolution rapide s'y est déroulé après 10 années d'une exploitation sans souci particulier. Une augmentation du niveau piézométrique au contact noyau-appui rive droite, ainsi qu'une forte concentration en sels minéraux dans l'eau des fuites incitèrent les responsables à procéder à des investigations approfondies, puis à des travaux d'injection dans les deux rives et au contact noyau-appui rive droite.

Le vieillissement observé à El Chocon était le résultat de la concomitance de facteurs naturels, de certaines dispositions du projet et de certaines conditions de réalisation, chacune des causes n'ayant pu à elle seule provoquer ce vieillissement accéléré. Le vieillissement affectait à la fois la fondation et le noyau. Il mettait en jeu la dissolution de sels solubles, notamment du gypse de la fondation, l'entraînement de matériaux insolubles de remplissage des joints du rocher de fondation, une fissuration du noyau et l'érosion d'argile dispersive contenue dans le noyau.

Des procédés spéciaux d'injection furent utilisés pour étancher la fondation et le noyau. Les relevés de fouilles faits pendant le chantier, montrant les emplacements des joints du rocher, leur longueur et leur orientation, avec indication de leur épaisseur, de détails sur leur remplissage et d'autres caractéristiques diverses, se sont révélés extrêmement précieux pour orienter les reconnaissances, comprendre le problème, et projeter les travaux de réparation.

because embankment materials placed on the foundation, including overburden left in place, were not protected from seepage erosion; 2) geologic conditions at the site were extremely challenging and deserved special consideration in design; 3) foundation exploration was not designed or complete enough to fully detect potential seepage problems associated with three major near vertical joint sets; 4) the early assumption that there would be little or no seepage through the dike foundation below the shallow cutoff was not valid and had a profound effect on design of seepage erosion protection; 5) highly fractured, pervious rock and erodible overburden was left in place upstream and downstream of the cutoff permitting seepage along the foundation contact; 6) upstream-downstream trending hogback ridges were left in place with intervening valleys filled from upstream toe to downstream toe with unprotected and erodible core-type material in intimate contact with open conduits in the fractured, pervious rock foundation; 7) although not the primary cause of failure, the solutioning of gypsum allowed increased volume and velocity of seepage near the contact, thus hastening the erosion process; 8) remedial grouting was not a long-term solution for seepage control of this foundation as demonstrated by the shifting locations of seepage emergence during grouting and sporadic outbreaks of new seepage after completion of each episode of remedial grouting; 9) there is piezometric and field evidence that remedial grouting restricted downstream drainage channels in the rock foundation increasing hydraulic pressure against the embankment-foundation contact, enhancing conditions for piping at the contact; 10) filter criteria was not met in the downstream toe drain which was invaded by eroded fine-grained material providing a closer uncontrolled exit for eroded materials and may have accelerated failure; 11) there is no indication that seepage through the dike embankment or the quality of its construction contributed to the failure.

A second illustration of the present scenario is provided by El Chocón dam (Argentina) [X-65, X-67]. At this dam, an accelerated ageing scenario was evidenced after 10 years of operation without any particular concern until then. Rising piezometric pressures in the right abutment-core contact and high salt content in the seepage water caused concern which initiated extensive investigations and led to remedial grouting in both abutments and the abutment rock-core contact zone.

The ageing observed at El Chocón dam was a result of a combination of natural, design and construction conditions, each of which alone would not have produced the accelerated ageing. The ageing affected the foundation as well as the core. There was solutioning of soluble salts, particularly gypsum from the foundation, washing of nonsolutionable filling from foundation joints, core cracking and erosion of dispersive clay from the core.

Special grouting procedures were implemented to seal the foundation and embankment core. Maps prepared during construction of the excavated foundation showing rock joints location, their length and orientation, with notes and details of their fillings, openings, and other characteristics proved to be extremely valuable to planning the investigations, understanding of the problem, and designing the remedial work.

Causes, effets et conséquences

Dans les processus de dégradation dont il est question ici, ce sont les circulations d'eau qui sont le principal agent. Les conséquences de ces processus sont les suivantes :

- 1) diminution de la résistance au cisaillement par suite de la saturation;
- 2) dissolution de minéraux par l'eau des circulations;
- 3) attaque chimique et enlèvement de matériaux solubles ou érosifs par des composés chimiques, des minéraux ou des bactéries transportés par l'eau des fuites;
- 4) érosion de particules arrachées à des argiles dispersives par l'eau des fuites (lorsque celle-ci est assez pure);
- 5) érosion de matériaux dont la cohésion, élevée à sec, diminue à saturation;

L'érosion des argiles dispersives est décrite dans le chapitre consacré aux corps des barrages, car elle est beaucoup plus fréquente dans les remblais que dans les fondations [XVI].

On ne trouve que de rares exemples de renards dans des argiles dispersives, et toujours à très faible profondeur, 1 m au maximum. On considère comme peu probable la formation de renards dans des argiles dispersives au-delà de l'épaisseur correspondant aux fissures de dessiccation. Il est toutefois primordial d'identifier les argiles dispersives et d'apporter le plus grand soin au projet et au chantier si elles sont présentes.

Les fuites activent la dissolution et la dégradation des matériaux de la fondation, qui peuvent ainsi être facilement emportés, ce qui diminue la compacité de la fondation et augmente sa perméabilité, d'où une accélération du processus.

Des bactéries aérobies et anaérobies peuvent avoir une influence sur la dissolution de certains composés minéraux de la fondation. Certains processus de détérioration donnent lieu à la formation d'autres minéraux, libérant des ions et laissant à la place un autre minéral, sans que les vides interstitiels soient particulièrement augmentés.

Détection et contrôle

Une bonne compréhension des phénomènes physiques et chimiques dont la fondation est le siège facilite considérablement la prise de décision en ce qui concerne les remèdes à mettre en œuvre pour améliorer le régime hydraulique dans cette fondation. Un plan judicieux de prélèvements d'eau, des mesures in situ et des analyses chimiques précises, associés à des modèles de calculs d'équilibres chimiques et de bilans pondéraux, permettent d'acquérir une bonne connaissance des processus qui gouvernent les phénomènes chimiques dans la fondation.

3.3. SCÉNARIOS PRINCIPAUX CONCERNANT LE REMBLAI

3.3.1. Déformation

Le lent processus de consolidation de la terre et des enrochements, après la construction du barrage et le premier remplissage, est la principale cause de la

Causes, effects and consequences

For the degradation processes under consideration, the flow or seepage of water is the primary vehicle. These degradation processes result in :

- 1) loss of shear strength due to saturation;
- 2) solutioning of minerals from material voids by seepage water;
- 3) removal of erodible or solutionable material by seepage water chemical compounds, minerals or bacteria which converts foundation minerals to other chemical compounds;
- 4) erosion of dispersed or deflocculated clay particles by relatively pure water seeping through dispersive clays;
- 5) erosion of materials having a high dry bond strength but low bond strength when saturated.

Erosion of dispersive clay is described in the section concerning the embankment ageing scenarios because it is much more prevalent in embankments than in their foundation [XVI].

There are only a few cases where dispersive clay piping tunnels have passed through soil foundations within about a meter of the embankment-foundation contact and no known cases of deep tunnels. Tunnels extending into saturated formations below the depth of drying cracks is unlikely. Recognition of dispersive clays and careful design and construction are necessary.

Seepage promotes solutioning and deterioration of foundation materials, which may easily be washed from the foundation, increasing the pore volume of the foundation, which in turn provides the opportunity for accelerating the process.

Aerobic and anaerobic bacteria may influence the dissolution of compounds in foundation materials. Some processes of weathering form another mineral releasing ions and leaving behind a new mineral thereby not greatly increasing the void space.

Monitoring and control

An understanding of the physical and chemical conditions within the foundation can greatly enhance a decision making process for selecting remedial treatment of seepage conditions at earth and rockfill structures. A well designed water sampling program, accurate field measurements and chemical data, coupled with analysis of chemical equilibrium and mass balance models can provide valuable insight to the processes that control the foundation seepage chemistry.

3.3. MAJOR AGEING SCENARIOS CONCERNING THE EMBANKMENT

3.3.1. Deformation

The long-term process of consolidation of the earth and rockfill, after the construction of the dam and during the first filling of the reservoir, is the main

poursuite des déformations du corps de l'ouvrage [36]. Trente et un exemples de ce scénario de vieillissement sont répertoriés en Annexe, soit 10 % du total des cas recensés.

Illustrations

Le barrage de Jirkov (Tchécoslovaquie), achevé en 1965, est un barrage en enrochement déversé de 50 m de haut, avec une étanchéité en terre sur sa face amont. Après 20 ans d'exploitation, le tassement en crête atteignait 1,5 à 1,7 m. La crête fut réparée et rehaussée.

Le barrage de Cuauhtemoc ou Santa Teresa (Mexique) [I-311] est un barrage en terre de 54 m de haut. Le noyau d'argile compactée fut fondé au rocher au fond d'une tranchée parafouille de 20 m de profondeur traversant des alluvions sablo-graveleuses. La terre à noyau fut mise en place au-dessous de l'optimum de teneur en eau et pas très bien compactée. Pendant la construction une ouverture fut maintenue dans le barrage, avec des pentes latérales très raides. Lorsque le barrage fut rempli complètement, on observa des tassements de 1,5 m à la crête du barrage, accompagnés de l'ouverture de fissures transversales de 40 mm d'ouverture et de 10 m de profondeur. Ces anomalies furent attribuées au défaut de compactage du noyau et aux tassements différentiels dus à la configuration de l'ouverture provisoire du chantier. Les réparations consistèrent à creuser sur l'axe du barrage une série de tranchées de longueurs variées et à les remplir d'argile plastique avec une teneur en eau légèrement au-dessus de l'optimum, de façon à intercepter le système de fissures. Pour compenser le compactage déficient, on disposa sur le talus aval une épaisse recharge de gravier compacté.

Le barrage Hebron (Etats-Unis) [III-681], achevé en 1913, est un ouvrage en terre de 17 m de haut. La conjonction de tassements et d'une certaine érosion de la crête avait amené par endroits une diminution de la revanche et le barrage fut submergé et rompu en 1942. La lame déversante avait une épaisseur maximum de 0,50 m et une longueur de 183 m. Le déversement s'est produit dans une zone où un renard s'était produit en 1914, et avait été réparé.

Le barrage de Storrie Lake (Etats-Unis) [II-82] a un noyau en remblai hydraulique encadré par deux recharges en schiste argileux altéré; à l'origine il avait une hauteur de 23,5 m, avec une largeur en crête de 10 m. Les pentes des talus étaient de 1/3 à l'amont et 1/2 à l'aval. En 1964, le barrage fut surélevé de 1,2 m et sa crête élargie à 12,8 m pour améliorer une autoroute. Ce résultat fut obtenu en raidissant à 1/1 le haut des talus sur 5 m de hauteur. Entre 1970 et 1972 deux fissures longitudinales se développèrent sur la crête du barrage, une de chaque côté de l'axe. Les fissures étaient situées dans la partie médiane de l'ouvrage, elles avaient environ 305 m de long, 0,6 cm à 20 cm d'ouverture et 7,6 m de profondeur. Le rail de sécurité aval s'était tassé et déplacé vers l'aval de 0,30 m. La fissuration et les mouvements étaient dus au tassement sous la charge supplémentaire de la surélévation. Le niveau de la retenue fut abaissé jusqu'à 8,5 m sous la crête et les 6 m supérieurs du barrage furent enlevés et reconstruits. Les pentes furent adoucies à 1/2,5 à l'amont et 1/2 à l'aval. Le talus amont fut protégé par un riprap de 0,6 m d'épaisseur. Une recharge fut ajoutée sur le talus aval, formant une risberme de 12 m de large à 6 m au-dessous du niveau de la crête, avec une pente de 1/3 et un tapis drainant de 1,5 m d'épaisseur.

cause of continuing deformations of the dam body [36]. Thirty one case histories concerning this ageing scenario are listed in the Appendix, about 10 % of the case histories.

Illustrations

Jirkov dam (Czechoslovakia) is a 50 m high dumped rockfill dam with an earth sealing on the upstream side and was completed in 1965. A crest settlement of 1.5 to 1.7 m occurred 20 years after completion of this dam. The crest was then repaired and heightened.

Cuauhtemoc (Santa Teresa) dam (México) [I-311] is a 54 m high earthfill dam. The compacted clay core was founded on the bottom of a 20 m deep cutoff trench through alluvial sands and gravels. The core material was placed at below optimum water content and the compaction obtained was low. A closure gap was constructed with steep side slopes and of great height. During the maximum storage, settlements of 1.5 m were observed at the crest, which produced a system of transverse fissures with openings of 4 cm and depths of 10 m. This deficiency was attributed to the low compaction of the core and the differential settlement to the configuration of the closure gap. Remedial measures consisted in a trench excavated at alternating lengths along the crest axis, intercepting the system of fissures which was refilled with plastic clay, compacted with moisture content slightly above the optimum. Due to the low compaction, a thick compacted gravel and sand shoulder was placed on the downstream slope.

Hebron dam (USA) [III-681], is a 17 m high earthfill structure completed in 1913. Combined settlement and erosion of the crest reduced the freeboard in local sections and the embankment failed by overtopping in 1942. Water flowed over the crest, a maximum of 0.5 m deep and 183 m wide, at the same zone where in 1914 piping had developed, and was repaired.

Storrie Lake dam (USA) [II-82] has a hydraulic fill core with weathered shale sections on each side, originally 23.5 m high, with a crest width of 10 m. The slopes are 1:3 (upstream) and 1:2 (downstream). In 1964, the dam was increased in height by 1.2 m and widened to 12.8 m to accommodate a State highway. The increase in height and width was accomplished by oversteepening the top 5 m to a 1:1 slope. Between 1970 and 1972 two longitudinal cracks developed on the crest, one upstream another one downstream from the center line. The cracks were in the central part of the fill, about 305 m long 0.6 cm to 20 cm wide and 7.6 m deep. The downstream guardrail had settled and moved downstream 0.3 m. The cracking and movement is due to settlement of the embankment from the added load. The pool was lowered to 8.5 m below the crest, and the upper 6 m of dam was excavated and recompacted. The slopes were changed to 1:2.5 (upstream) and 1:2 (downstream). The upstream slope was protected by 0.6 m of riprap. A 12 m-wide berm was built on the downstream slope with a top 6 m below the crest, blanket a 1:3 slope to ground surface and a 1.5 m thick blanket drain.

Causes, effets et conséquences

Le processus de consolidation progressive du remblai sous son propre poids est aussi influencé par d'autres sollicitations, statiques et dynamiques, notamment: les actions du milieu (température, précipitations, vibrations dues aux séismes, à des travaux, ou au trafic); et les actions découlant de l'exploitation des ouvrages (fluctuations du niveau de la retenue).

Les déformations du corps du barrage dépendent principalement du type et de la dureté de la roche, de la forme des grains et de la granulométrie de la terre ou de l'enrochement, ainsi que de la teneur en eau et de la densité du matériau compacté.

Le processus de consolidation peut avoir des conséquences diverses, notamment:

- 1) des déformations différentielles entre des zones voisines du barrage, ce qui peut entraîner la formation de fissures puis déclencher une érosion interne;
- 2) les tassements du remblai au contact d'un ouvrage en béton (prise d'eau, déversoir) peuvent perturber la liaison entre les deux types de structure et donner lieu à des fissures, à des fuites et à une érosion;
- 3) les tassements du remblai peuvent atteindre une ampleur qui représente une réduction significative de la revanche, d'où une augmentation du risque de submersion en cas de crue.

Prévention, détection et contrôle

Les effets négatifs des déformations peuvent être efficacement prévenus par un projet approprié, ainsi que par une mise en place et un compactage des matériaux de remblai selon les règles de l'art.

Il est important de prévoir les processus de déformation à long terme pouvant conduire à des situations critiques, et de vérifier périodiquement l'évolution des déformations par des mesures de déplacements horizontaux et verticaux.

3.3.2. Perte de résistance

La perte de résistance du matériau de remblai est un important scénario de vieillissement qui aboutit à des instabilités de talus et à des déformations. Dix-huit exemples sont répertoriés en Annexe, soit 5,7 % des cas recensés.

Illustrations

Le barrage du Lac Waxahachie (Etats-Unis) [II-52] fut achevé en 1956. Le remblai est essentiellement constitué d'argile marneuse compactée. La retenue fut remplie en deux jours de pluies abondantes au printemps de 1957, sans autre fait notable que de légères fuites. Un premier glissement du talus aval se produisit vers 1968; il fut suivi depuis lors d'une multitude d'autres glissements qui finirent par intéresser presque toute la face aval du barrage. Une recommandation de réparer le barrage (par enlèvement des matériaux glissés, et adoucissement du talus aval par une recharge compactée avec incorporation de 6 % de chaux) ne fut pas suivie. On se contenta de recompacter les matériaux des glissements, et de nouvelles ruptures se produisirent.

Causes, effects and consequences

The continuous process of embankment consolidation under the weight of the materials is influenced also by other actions, static and dynamic, namely: environmental actions (temperature, precipitation, and vibrations from earthquake, blasting and traffic over dam crest); operational actions (fluctuation of the water level in the reservoir).

The deformations of the dam body depend mainly on the mineral type, shape, hardness, and grain size curve of the earth or rockfill, and on the moisture and density of the compacted material.

The process of consolidation may lead to several consequences, namely :

- 1) differential deformations of adjacent sections of the dam body, which may cause fissures and so eventually start an internal erosion process;
- 2) the settlement of the dam at the contact with a concrete structure (intake, spillway) may cause bond failure of the contact zone, initiating cracks, leaks, and erosion;
- 3) the vertical deformation of an embankment may reach such values that the freeboard is substantially reduced, thereby increasing the overtopping hazard during floods.

Prevention, monitoring and control

Harmful effects of deformations can be prevented by appropriate design, proper placing and compaction of the fill material.

It is important to forecast the long-term deformation processes leading to potential critical situations and to periodically evaluate deformation processes through monitoring of vertical and horizontal displacements.

3.3.2. Loss of Strength

Loss of strength of the embankment materials is an important ageing scenario that usually results in instability of slopes and deformation. Eighteen case histories are listed in the Appendix, 5.7 % of the case histories.

Illustration

Lake Waxahachie dam (USA) [II-52] was completed in 1956. The embankment material consists essentially of compacted calcareous clay. The reservoir was filled in 2 days during heavy spring rains in 1957, with only minor seepage having been observed. A slide first occurred about 1968 on the downstream slope, and since then numerous slides have occurred involving nearly all the downstream face. The recommended repair (flatten downstream slopes or remove failed materials, mix with 6 % lime and compact back into embankment) was not followed. The material was just recompacted into slide areas and failures have reoccurred in these areas.

Le barrage de Lewisville (Etats-Unis) [VIII-111] est un ouvrage en terre compactée de 38 m de haut. Il fut construit avec une argile schisteuse provenant des fouilles de l'évacuateur de crue, et avec de l'argile et du sable de ballastière. Les pentes des talus étaient de 1/2,5 sauf celle de la partie inférieure du talus aval qui était de 1/3. Le barrage est exposé alternativement à des périodes extrêmement sèches et extrêmement humides. Pendant les périodes sèches, d'importantes fissures se sont ouvertes dans l'argile schisteuse, puis ces fissures se sont saturées au cours des périodes humides, ce qui a donné lieu à des glissements superficiels. Le remblai en argile schisteuse avait une limite de liquidité assez basse et était très plastique. La succession des périodes sèches et humides provoqua une baisse de la résistance au cisaillement du matériau, puis des instabilités. Au fil des années, il se produisit ainsi de nombreux glissements sur les deux talus amont et aval. La réparation consista à adoucir les talus par l'adjonction de recharges: les pentes des talus sont devenues 1/8 à l'amont et 1/3,2 et 1/4 à l'aval.

Le barrage du Lac Livingston (Etats-Unis) [VIII-103] est un ouvrage en terre zonné de 30 m de haut. Après une longue période sèche, un épisode pluvieux de 4 jours amena à saturation la zone superficielle du remblai, constituée d'argile très plastique. Une importante fissuration s'était développée dans le remblai pendant la période sèche, et pénétrait jusque dans la zone sous-jacente, également composée d'argile très plastique. L'eau de pluie pénétra dans les fissures, saturant le remblai au voisinage et y provoquant un gonflement avec diminution de la résistance au cisaillement. Le glissement fut la conséquence d'un mouvement de translation, le long de la pente, de la zone superficielle. L'épaisseur déstabilisée était généralement limitée à 1,2 à 1,8 m et même moins dans certains cas. Le glissement le plus important, de 230 m de long environ, se produisit en avril. La zone accidentée fut reconstruite en réutilisant les matériaux glissés, qui furent enlevés, traités par incorporation de chaux, remis en place et compactés.

Causes, effets et conséquences

Les pertes de résistance des matériaux de remblai sont liées à un certain nombre de phénomènes, dont les suivants :

1) La saturation d'un sol de remblai insuffisamment compacté donne lieu à une diminution de sa résistance au cisaillement mesurée à sec. La saturation complète n'est d'ailleurs pas indispensable pour cela. Des matériaux compactés du côté sec de l'optimum d'humidité avec une énergie de compactage trop chiche pour assurer une réduction suffisante du volume des vides, vont donner lieu à une importante réorientation des particules lors d'une introduction d'eau supplémentaire. Si un grand volume de remblai est sous-compacté, il en résultera d'importants tassements lors de la mise en eau ou dans la première phase d'exploitation. Si seulement quelques couches ou lentilles localisées sont sous-compactées, il se produira des tassements différentiels qui pourront conduire à l'apparition de fissures, d'un renard ou de zones de pressions interstitielles élevées.

2) Certains sols ont à sec une forte résistance au cisaillement procurée par une cohésion élevée, qui peut malheureusement diminuer fortement lorsqu'on les mouille. La chronologie de l'imbibition est un facteur important, surtout pour les matériaux des recharges aval. La stabilité du talus aval est fonction des percolations à travers le remblai, des niveaux piézométriques des nappes de versant qui alimentent la recharge aval, et du régime pluviométrique.

The Lewisville dam, (USA) [VIII-111] is a rolled earthfill structure 38 m high. It was built with clay shale from the spillway excavation, and clay and sand from borrow pits. The original embankment had 1:2.5 upstream slope and 1:2.5 downstream slope with a break to 1:3 in the lower slope. The dam is subject to periods of extremely dry and extremely wet weather. During the dry periods, the clay shale fill developed large cracks. In the wet periods, these cracks would become saturated causing surficial slides. The fill derived from the clay shale tended to have a low liquid limit and was highly plastic. Through the cycle of dry and wet periods, the shear strength of the soil was reduced, resulting in the slippages. Over a period of several years, numerous slides occurred on both upstream and downstream faces. The slides were repaired by flattening the embankment slopes and building stability berms (the upstream slope was flattened to 1:8 and the downstream slope is now 1:3.2 and 1:4).

Lake Livingston dam (USA) [VIII-103], is a zoned earthfill embankment 30 m high. After an extended dry period, 4 days of rain saturated a highly plastic clay topsoil blanket zone. Severe cracking due to the dry period had developed in the shell and penetrated the underlying zone, also composed of a highly plastic clay. The subsequent rains penetrated the cracks saturating the soil causing swelling and loss of shear strength in the vicinity of the cracks. The slide developed as a result of a downslope translational movement of the upper soil blanket. The materials involved were generally limited to the upper 1.2 to 1.8 m and in some areas to a lesser depth. The largest slide, approximately 230 m in length, occurred in April. The slide area was reconstructed by treating the disturbed soil with lime, then replacing and compacting the lime-treated soil.

Causes, effects and consequences

Loss of strength of the embankment materials is associated with several phenomena, some of which are indicated below :

1) The saturation of improperly compacted embankment soil leads to a loss of dry strength or shear strength. Complete saturation is not a requirement. Materials which are compacted dry of optimum moisture and without the compactive effort to sufficiently reduce the void volume, will experience large particle reorientation upon saturation. If a large mass of embankment is undercompacted, the result would be large settlement of the embankment usually upon first filling or early operation. If only occasional layers or lenses are undercompacted, the result would be differential settlement possibly leading to cracking, piping and selective areas of high pore water pressure.

2) Some soils have a high shear strength when dry, due to the cohesion strength component, but when wetted a very large reduction in cohesion occurs. Time for wetting is therefore an important factor, especially for downstream shell materials. Downstream instability would be a function of embankment seepage, abutment groundwater seeping into the downstream material, and rainfall intensity and duration.

3) Les pertes de résistance peuvent aussi être causées par une modification dans les états de contraintes. Les remblais constitués avec des matériaux de mauvaise qualité ou mis en place par des méthodes qui les empêchent de disposer de l'intégralité de leurs propriétés (par exemple par remblayage hydraulique), peuvent donner lieu à des incidents du fait de perte de résistance, par exemple dans les circonstances suivantes :

- Surélévation d'un remblai. Les remblais surajoutés surchargent les matériaux existants et les déforment au-delà de leur résistance maximum, de sorte que ces derniers ne peuvent plus opposer que leur résistance résiduelle. Il peut s'ensuivre une instabilité, avec des mouvements étalés sur une longue période avant qu'ils deviennent préoccupants. La vitesse de ces mouvements peut varier en fonction des fluctuations du plan d'eau.

- Cycles de dessiccation et imbibition des argiles très plastiques. Lorsque l'argile se dessèche, les contraintes de succion liées à la capillarité augmentent et peuvent provoquer une fissuration par mise en tension. Lors de l'imbibition suivante, la face supérieure de la fissure peut donner lieu à une désquamation et à une diminution de la résistance de l'argile qui gonfle près de la fissure. Des cycles de ce type peuvent provoquer des instabilités dans des talus, notamment des glissements superficiels de talus aval. L'accumulation de processus de ce genre peut diminuer l'épaisseur utile du barrage et déboucher sur d'autres scénarios.

Prévention, détection et contrôle

Les visites périodiques du barrage et des mesures de déplacements sont les outils de détection les mieux adaptés à la détection du présent scénario. La meilleure prévention consiste à obtenir à la construction des matériaux bien compactés.

3.3.3. Augmentation des pressions interstitielles

Dans les barrages en remblai, l'augmentation à long terme des pressions interstitielles est généralement liée à l'ouverture progressive de fissures transversales dans le noyau ou même l'ensemble du corps de remblai. Vingt exemples, soit environ 6 % des cas recensés, figurent en Annexe.

Illustration

Le barrage de Hills Creek (Etats-Unis) [IV-195] est un exemple d'augmentation progressive des pressions interstitielles dans un remblai. Il s'agit d'un barrage en gravier de 92 m de haut, à noyau central étanche; achevé en 1962, il est fondé sur du tuf volcanique modérément consolidé et fortement fissuré. Le noyau est réalisé avec des matériaux sablo-graveleux argileux. En fond de vallée et sur la berge rive-droite, il repose dans une large tranchée. Sur la rive gauche, une tranchée-parafouille a été disposée à 270 m environ en amont de l'axe du barrage, le long d'un contact entre le tuf et un massif d'andésite. Le traitement de la fondation a comporté un rideau d'injection sous la tranchée du noyau et un tapis amont sur la rive gauche. Ce tapis a été complété à l'aval par un système de drainage constitué d'une galerie équipée de forages drainants.

Le comportement du barrage a été satisfaisant jusqu'en juillet 1969. C'est alors qu'une augmentation des fuites fut signalée au pied de la rive gauche. Les piézo-

3) Loss of strength may also be caused by a change in state of stress. Existing embankments constructed of low strength material or where the method of construction (hydraulic fill for example) precludes the material from achieving its full strength, may experience an incident of strength loss. Examples may be :

- Embankment heightening. The added material stresses the existing material beyond its peak strength, and a lower residual strength is reached. The result may be instability and movement over a long period of time before its effects become a concern. The movements may be periodic with increase and decrease of reservoir level.

- Cycles of drying and wetting of high plasticity clays. As the clay dries the capillarity or suction stresses increase leading to cracking by tension. When water is again available to the crack, material sloughs off and falls into the lower part of the crack and there is a loss of strength in the swelling clay zone near the crack face. Cycles of this type can result in slope instability, particularly relatively shallow downstream slips. A progression of such failures would reduce the effective dam width and promote other scenarios.

Prevention, monitoring and control

Periodic inspections of the dam and displacement measurements are appropriate for detection of this scenario. Well-compacted embankment material is the primary defense.

3.3.3. Pore Pressure Increase

The long term pore pressure increase in embankment dams is generally linked to the progressive opening of transverse cracks in the core or in the whole fill. Twenty case histories, about 6 % of the case histories, are listed in the Appendix.

Illustration

Hills Creek dam (USA) [IV-195], is an example of progressive pore pressure increase in the embankment. It is a 92 m high gravel embankment with a central impervious core, completed in 1962, founded on moderately consolidated and massively jointed volcanic tuff. The impervious core is made of clayey sandy gravel and it is placed in a wide core trench on the right abutment and across the valley floor. On the left abutment a cut-off trench extends approximately 270 m upstream of the dam axis along the tuff-andesite contact. The foundation treatment included a grout curtain under the core trench and an upstream blanket on the left abutment. This blanket was completed at the downstream side by a drainage system consisting of a 280 m long tunnel with drain holes.

The behavior of the dam proved to be quite satisfactory until 1969 July, when increased seepage was reported downstream in the left abutment. Deep

mètres profonds ne montraient aucune évolution ni dans le remblai ni dans la fondation, mais certains piézomètres superficiels montraient dans une nappe perchée des niveaux qui dépassaient nettement toutes les mesures antérieures. Des investigations approfondies sur le site montrèrent que la fuite se produisait dans les 21 m supérieurs du barrage, à travers le noyau ou au contact noyau-fondation.

On procéda à une injection par des trous de 26 m pénétrant jusqu'à la fondation; le coulis de ciment contenait 2,5 % de bentonite et 1 % de chlorure de calcium, et la pression, y compris le poids du coulis, était limitée à la moitié du poids de la couverture. Des trous forés en gros diamètre ainsi que le déroulement de l'injection permirent de s'apercevoir qu'il existait dans le noyau des poches et des plans où les graviers étaient dégarnis de leurs fines, à des profondeurs variables jusqu'à 22 m. Pendant la construction, une voie de chantier avait traversé l'appui dans la zone de la fuite. On supposa que le nettoyage de cette voie avait été insuffisant et que le trafic avait provoqué une ségrégation dans le noyau. Après achèvement des travaux d'injection, le débit de la fuite fut fortement réduit pour les hauts niveaux de la retenue.

Causes, effets et conséquences

L'augmentation des pressions interstitielles dans un barrage en remblai est liée à l'ouverture de fissures dans le noyau ou dans l'ensemble du remblai. Fondamentalement trois situations peuvent se présenter :

1) la fissuration est provoquée par des tassements différentiels: dans la fondation ou au contact avec des ouvrages en béton, par transfert de charges (effet d'arc), du fait de certains types de déformation du remblai (zones tendues en crête);

2) la fissuration est liée aux fluctuations du niveau de la retenue et peut consister en une fracturation hydraulique, ou être la conséquence d'une dessiccation prolongée de la partie supérieure du noyau, ou de recharges aval non auto-drainantes;

3) le comportement du matériau est lié à ses propriétés intrinsèques, comme la solubilité de certains minéraux, ou la dispersivité de certaines argiles, ou la présence de couches défectueuses dans le noyau, ou une défaillance dans la mise en place, ou une perméabilité insuffisante de la recharge aval.

Prévention, détection et contrôle

La meilleure prévention des augmentations de pressions interstitielles est, là encore, la conformité aux règles de l'art du projet et des pratiques de construction. La fissuration du noyau peut être évitée en disposant des matériaux ductiles dans la partie supérieure, en éliminant les surplombs de la fondation, en adoptant des formes convenables pour les raccordements avec la fondation et les structures voisines. Les pressions interstitielles peuvent être déchargées par un drainage approprié à l'aval du noyau. La mise en place des matériaux doit être soigneusement contrôlée afin d'éviter la présence de zones défectueuses.

Le présent scénario est ordinairement détecté par des inspections visuelles, complétées par des mesures de fuites et piézométriques.

piezometers did not show any change in the embankment and foundation, but some shallow piezometers indicated a perched phreatic line substantially higher than any previous readings. Extensive field investigations showed that the leakage occurred in the upper 21 m of the dam embankment through the core or along the core-foundation contact.

Grouting of the core (cement with 2.5 % bentonite and 1 % calcium chloride) was carried out from holes extending down to 26 m into the foundation. Pressure, including the weight of the grout, was limited to 50 % of the overburden. Large diameter auger holes performed in conjunction with the grouting showed, in the area of seepage at various depths up to 22 m, pockets and seams of open work gravel within the impervious core. During construction a haul road crossed the abutment in the area of seepage. It is assumed that inadequate clean-up and segregation of the core material during backfilling might have occurred. After completion of the grouting works the seepage was substantially reduced for high pool levels.

Causes, effects and consequences

The pore pressure increase within the embankment body is associated with the opening of cracks in the core or in the whole fill. Basically 3 different situations can be envisaged :

- 1) cracking is caused by differential settlement in the foundation or at the contact with concrete structures, by stress transfer (arching), by the deformation pattern of the embankment (tensile stress zone at crest);
- 2) cracking is conditioned by the storage level in the reservoir and may result from hydraulic fracturing or drying out of the upper portion of the core after a long low level period, non self-draining downstream shoulders;
- 3) behaviour is linked to material properties such as dissolution of dispersive clays, defective layer in the core, poor placement, low permeability downstream shoulders.

Prevention, monitoring and control

Good design and construction practices may prevent excessive pore pressure increase. Core cracking may be avoided by placing ductile material in the upper portion, eliminating foundation overhangs, shaping the abutment contact and structure contact. Relief of pore pressure can be provided by adequate drainage at the downstream side of the core. Material placement should be carefully controlled to avoid defective zones.

The detection of this scenario has been essentially made by means of visual observation, supplemented by water flow measurements and pore pressure measurements.

Les remèdes les plus courants sont les suivants: injections; parois moulées (en béton plastique ou parois minces en coulis injecté à l'aide de profilés); enlèvement de la zone suspecte et remblaiement avec de l'argile; amélioration du drainage de la recharge aval (drains verticaux raccordés au tapis drainant).

3.3.4. Érosion interne

L'érosion interne dans un barrage en remblai peut passer inaperçue pendant longtemps, mais elle a ses racines dans un défaut de projet ou de construction. Elle peut prendre naissance à la suite de fissurations (argiles fragiles), ou consister en un renard (fines non cohésives), ou être d'un quelconque autre type.

Vingt-huit cas d'érosion interne (environ 9 % des exemples répertoriés) figurent en Annexe.

Illustrations

Un exemple de fissuration conduisant à une érosion interne est celui du barrage Mc Millan (Etats-Unis) [III-734], un ouvrage en terre et enrochement de 17 m de haut construit en 1893 pour l'irrigation. Il était composé d'un remblai amont en terre et d'une recharge aval en enrochement déversé, séparés par un mur en pierres sèches de 0,6 m d'épaisseur. Le talus amont avait une pente de 1/3,5 et était protégé par un riprap. On ne connaît pas réellement les méthodes employées pour la construction, mais on suppose que le remblai de terre fut mis en place par couches peu épaisses et compacté par la circulation du personnel et de charrettes.

En 1915, l'eau fit irruption à travers le remblai en terre, à 3,4 m au-dessous de la crête. La résurgence occupait une zone de 46 m de long environ au pied aval du barrage. Un grand entonnoir s'était formé au niveau du plan d'eau et s'élargissait rapidement sous l'effet de l'érosion. Il fut précipitamment rebouché avec des sacs de sable. Un sondage creusé à partir de la crête après l'incident montra la présence de nombreuses fissures de dessiccation. Une tranchée de 3,6 m de profondeur fut creusée tout le long de la crête du barrage et remplie de gravier et d'argile corroyés; le déversoir fut en outre agrandi. L'exploitation se poursuivit sans incident au cours des 20 années suivantes. Puis un incident similaire se produisit à nouveau en 1937, au moment d'une crue. Pendant deux jours, on disposa des sacs de sable tout le long du barrage et une rupture complète fut évitée. Ce second accident est probablement dû à la présence non décelée de fissures de dessiccation dans la partie supérieure du remblai, et au manque de filtre convenablement calibré à l'aval du remblai en terre. Les 3 m supérieurs du remblai furent enlevés et remplacés par un matériau imperméable bien compacté, et un filtre de 0,6 m d'épaisseur en sable graveleux fut disposé entre ce nouveau remblai et l'enrochement voisin. Le barrage a continué d'être exploité jusqu'en 1988, où il a été remplacé par un nouvel ouvrage.

Le barrage de Brodhead Creek Watershed (Etats-Unis) [VIII-50] (voir chapitre 3.2.3.) illustre le cas d'un noyau en moraine, accidenté au bout de plusieurs années d'exploitation.

L'érosion interne d'argiles dispersives est illustrée par le cas du barrage de Black Creek N° Y36-23 (Etats-Unis) [VIII-47], un petit ouvrage de contrôle des

Remedial measures adopted for this scenario have consisted of grouting; installation of diaphragm walls (plastic concrete, vibration beam grout injection); excavation of the damaged zone and backfilling with clay; improvement of drainage in the downstream shoulder (vertical drains connected to the drainage blanket).

3.3.4. Internal Erosion

Internal erosion in embankment dams may be unnoticed for a long time, but finds its origin in design and construction inadequacies. It may occur in soils susceptible to cracking (brittle clays), piping (noncohesive fines), and other types of erosion.

Twenty eight case histories of embankment internal erosion (about 9 % of the case histories) are listed in the Appendix.

Illustration

An example of cracking leading to internal erosion is provided by Mc Millan dam (USA) [III-734] an earth and rockfill embankment 17 m high completed in 1893 for irrigation purposes. The embankment was zoned with an upstream earthfill (sloping 1:3.5 and protected with riprap) separated from a downstream dumped rock section by a 0.6 m thick, hand-placed rock wall. The method of construction is not well known but it can be assumed that the earthfill was constructed in relatively thin layers compacted with team and wagon travel.

In 1915 water broke through the upstream earth zone, about 3.4 m below the crest. Leakage emerged at the downstream toe in a zone of about 46 m long. A large hole which was rapidly eroding at the reservoir level was quickly filled with sand bags. A test pit excavated from the dam crest after the incident showed numerous drying cracks. A trench was dug 3.6 m deep along the full length of the dam and backfilled with puddled gravel and earth; the spillway was also enlarged. For the following 20 years the dam was in good condition. Another similar failure occurred in 1937, with the reservoir at a flood condition. During two days sand bags were placed along the whole length of the dam, complete failure was avoided. This second break is probably due to preexisting drying cracks which developed unnoticed in the upper section of the fill and the lack of a well graded filter at the downstream face of the earthfill. The top 3 m of the embankment were removed and replaced by a well compacted impervious material and a 0.6 m-thick sand and gravel filter was placed between the impervious fill and the underlying rock section. The dam was in operation until 1988 when it was replaced by another one.

Brodhead Creek Watershed dam (USA) [VIII-50] (see section 3.2.3.) illustrates the case of a morainic core, after several years of operation.

Internal erosion of dispersive clays is illustrated by Black Creek No. Y36-23 dam (USA) [VIII-47], a small 18.4 m high flood retarding structure completed in

crues de 18,4 m de haut construit en 1964. Il s'agit d'un remblai en terre compactée construit avec des argiles et sables éoliens locaux. Ces matériaux, classés « CL » ou « ML », avec une limite de liquidité de 25 à 40 % et un indice de plasticité de 0 à 20 % au sens d'Atterberg, se révélèrent très dispersifs à la suite de divers essais: « pinhole test », test chimique de Sherrard, test du laboratoire SCS.

A la suite des pluies extrêmement violentes du 14 au 16 mars 1973, correspondant à un épisode de fréquence centennale, un renard s'amorça dans le remblai. La retenue est considérée comme à l'origine de la formation du renard, bien que la dispersion de l'argile ait pu être la cause de l'établissement de circuits de circulation préexistants mais non décelés. La retenue fut vidée et la recharge externe du remblai traitée à la chaux puis recouverte de remblai. Ce traitement semble avoir été couronné de succès.

Causes, effets et conséquences

L'érosion interne peut survenir dans le noyau, ou dans la recharge aval, ou, comme il arrive souvent, au contact du noyau ou d'un remblai terreux et de la fondation. Plusieurs causes peuvent la provoquer : un rocher fissuré, qui peut amener l'eau qui attaquera le remblai en terre au contact avec le rocher (mais aussi celle qui s'introduira dans la fracturation hydraulique d'une tranchée-parafouille); érosion d'un remblai terreux au contact du rocher dans une cavité de dissolution, ou de matériaux érosifs de remplissage de cavités de dissolution en fondation; fissuration du noyau; instabilité interne du matériau de remblai (cas de certaines moraines); argiles dispersives; dissolution de minéraux solubles, comme certains composés ferreux; rupture dans la partie amont du noyau (par exemple à la suite d'une vidange trop rapide); tassement de la fondation; gradient hydraulique élevé consécutif à une dégradation de la barrière étanche.

Selon le mode d'entraînement des matériaux et en fonction du caractère régressif ou non de l'érosion, on peut avoir affaire aux processus suivants :

1) La fissuration ouvre une voie à l'eau qui trouve une issue à l'aval. L'accroissement des vitesses provoque l'entraînement de particules solides par action hydromécanique. L'eau en circulation se trouble. La disparition des matériaux emportés provoque des tassements, puis des effondrements locaux, avec formation de cratères.

2) Dans un milieu à granulométrie discontinue qui présente une instabilité interne (comme par exemple certaines moraines), une petite fuite (par exemple par un plan affaibli) entraîne des fines à travers un squelette de matériaux plus grossiers. Cet entraînement de fines, s'il n'est pas combattu par un filtre approprié, peut provoquer des effondrements dans le squelette grossier, avec, là aussi, formation de cratères.

3) Une fuite quelconque commence par dissoudre des minéraux solubles (argile dispersive, composés ferreux ou éléments détritiques solubles quelconques). Si le gradient est assez élevé, l'argile saturée voisine n'est pas en mesure de refermer le conduit de circulation en gonflant. Lorsqu'une certaine quantité de matériaux a été emportée, des effondrements avec formation d'entonnoirs se produisent.

1964. It is a compacted earthfill built with local clays and silts of loessial origin. These soils (classified as CL or ML with Atterberg values in the range 25-40 % for liquid limit and 0-20 % for plasticity index) were found to be highly dispersive by the pinhole test, Sherard's chemical test, and SCS laboratory dispersion test.

During an extreme rainfall, estimated to be a 100-year frequency storm on 1973 March 14-16, piping of the embankment began. It is thought that the reservoir storage provided a source of water to initiate piping, although the development of the pipe channel due to dispersion might have taken place before, but remained unnoticed. The reservoir was emptied and the outside shell of the embankment was treated with lime and plated with fill. Such treatment seems to have been successful.

Causes, effects and consequences

Internal erosion may occur within the embankment core or in the downstream shoulder or quite frequently at the contact of core or earthfill with foundation. Several causes may be envisaged: 1) fissured rock as the path for erosion of earthfill at the rock contact (including hydraulic fracturing in cut-off trenches); 2) erosion of earthfill at contact with rock into solution cavities and erosion of erodible infilling from foundation solution cavities; 3) cracking of embankment core; 4) internal instability of earthfill (glacial till); 5) dispersive clays; 6) leaching of soluble minerals, such as iron oxide particles; 7) structural damage to upstream face of core (drawdown slide, etc.); 8) ground subsidence; 9) high seepage gradients resulting from damage of the impervious barrier.

According to the way particles are eroded and whether regressive erosion is taking place or not, the following erosion processes may be considered:

1) Cracking opens a small seepage path and seepage finds a downstream exit. Due to the increasing seepage velocity, particles are removed (hydromechanical action). Flow becomes turbid. Removed material induces settlements and at an advanced stage of the process, local failures occur (sinkholes).

2) A small leak (for instance, along a weakness plane) tends to move fines within the coarse soil matrix in the case of internally unstable, gap graded soils, such as glacial till [34]. Washing out of the fines (if not retained by a proper filter) causes failure of the coarse matrix (sinkholes).

3) An existing leak initiates leaching of soluble minerals (dispersive clay, particles or iron oxide from some residual soils). If the gradient is kept large enough, the surrounding saturated clay cannot swell to close the open leak. When sufficient material has been removed, failure will occur (sinkholes).

Détection et contrôle

L'érosion interne a été décelée la plupart du temps par inspection visuelle, mesure des fuites, mesures piézométriques, ou observation de la turbidité. Pour reconnaître l'importance de l'érosion, on a procédé à des forages d'exploration et à des investigations géophysiques [X-59].

Les mesures suivantes ont été adoptées pour remédier aux situations: 1) Injection du renard avec du coulis de ciment ou de ciment et bentonite (souvent avec addition de sable); 2) parafouille étanche (palplanches, paroi moulée, ou injections devant le noyau); 3) drain de pied; 4) nouveau couple de drain-filtre interne; 5) adjonction de recharges drainantes à l'amont et à l'aval; 6) traitement du remblai à la chaux; 7) remplacement d'un morceau du noyau.

3.3.5. Dégradation du remblai

Une dégradation des matériaux de remblai suppose qu'une évolution se produit dans les caractéristiques ou les propriétés du matériau, conduisant à une perte de résistance ou à une augmentation de la perméabilité. Les percolations sont un facteur important dans ce processus de dégradation. Trente-deux cas de dégradation du remblai (10 % des exemples recensés) sont répertoriés en Annexe.

Illustrations

Le barrage de Grenada (Etats-Unis) [I-503] est un cas de problème dû à des argiles dispersives. Depuis la construction, des érosions superficielles se sont produites sur le talus aval du barrage. Le processus est expliqué par la formation de fissures de dessiccation superficielles, à partir desquelles le ruissellement aurait provoqué la formation de chenaux d'érosion pouvant descendre jusqu'à 2 m de profondeur; certains de ces chenaux étaient tellement importants que les remblais situés au-dessus finissaient par s'effondrer dans les cavités causées par l'entraînement du matériau dispersif. L'érosion se manifestait en surface par des dépressions et des trous alignés sur la pente du talus. Des travaux d'entretien ont été réalisés périodiquement sur le talus aval; ils tendent à devenir moins lourds en raison: 1) du renouvellement progressif des matériaux; 2) de l'amélioration de la densité du gazon du talus, qui a continuellement reçu de la chaux et de l'engrais depuis 1963. Le gazon a maintenu une humidité plus régulière dans le talus et permis un meilleur écoulement des eaux de ruissellement.

Un autre exemple d'argile dispersive est celui du barrage de Black Creek N° Y36-23 (Etats-Unis) [VIII-47] (voir chapitre 3.3.4.).

Le barrage du Lac Coleman (Etats-Unis) [II-45] est un exemple de perte de résistance par suite de saturation. Les matériaux de remblai sont une argile non dispersive et une argile contenant de la montmorillonite, qui est très avide d'eau. Les matériaux sont expansifs, très plastiques et faiblement résistants. Des fissures sont apparues dans la crête qui s'est fortement tassée. Au bout d'un certain temps, ce tassement atteignit plusieurs pieds. Il fut attribué aux déformations de cisaillement liées à un mouvement du massif de remblai vers l'amont et à un tassement de la fondation. On constata également des fuites à l'aval. La réparation du barrage consista à recharger les zones déprimées et à surélever l'ensemble de la crête pour assurer une revanche suffisante. Un dispositif d'auscultation topographique fut installé pour mesurer les déformations en plan et en altitude.

Monitoring and control

The detection of internal erosion has relied mostly on visual inspection, water flow measurements, pore pressure readings, and turbidity measurements. To determine the extent of the erosion, drilling investigations have been carried out, as well as geophysical investigations [X-59].

The following measures have been adopted for control : 1) grouting the piping path with cement or cement-bentonite (often with addition of sand); 2) impervious cut-off (sheet pile, diaphragm wall or grouting in front of the core); 3) toe drain; 4) new internal drain/filter; 5) stabilizing free-draining upstream and downstream fills; 6) lime treatment of the fill; 7) replacement of core section.

3.3.5. Embankment degradation

Degradation of embankment materials implies that a change in characteristics or properties of the materials occurs, resulting in a loss of strength or an increase in permeability. Seepage of water is an important factor for these degradation processes. Thirty two case histories of embankment degradation (10 % of the case histories) are reported in the Appendix.

Illustrations

Grenada dam (USA) [I-503] illustrates a case of dispersive clays. Since construction, surface erosion of the downstream slope of the dam has been occurring. Surface shrinkage cracks would form after which surface runoff would develop erosion channels to a maximum depth of 2 m, and some become so large that overlying soils collapsed into the cavities caused by the loss of dispersive embankment material. The surface erosion would be observed by the appearance of depressions and holes along the downstream slope of the dam. Periodic maintenance repairs are made to the downstream slope which have decreased due to: 1) replacement of embankment material; 2) the increased density of the sod cover which has been continually limed and fertilized since 1963. The sod cover has maintained a more uniform moisture content in the downstream slope and increased the rainfall runoff.

Another example of dispersive clays is the case of Black Creek No. Y36-23 dam (USA) [VIII-47] (see section 3.3.4.).

Lake Coleman dam (USA) [II-45] is an example of strength loss by saturation. The embankment materials are non-dispersive clays and a clay with montmorillonite which has a large affinity for water. The materials are expansive, with low strength and of high plasticity. Cracks developed in the crest and large crest settlement occurred. The crest settled several feet below the design elevation over a period of time. The settlement was thought to have been caused by shearing strain associated with upstream movement of the shell and foundation settlement. Also, seepage emerged downstream. Rehabilitation of the dam included raising the depressed areas and raising the entire crest length to an acceptable hydraulic level. A system of monuments was installed to document horizontal movement and settlement.

Le barrage d'El Estribon (Mexique) [I-312] est un autre exemple de perte de résistance par saturation (voir 3.2.2. ci-dessus). L'aménagement comprend un barrage principal de 29 m de haut et une digue secondaire de 20 m. La digue est un ouvrage en terre avec deux recharges amont et aval en enrochement. Elle est fondée sur un sol alluvial contenant une argile très plastique. Les pentes des talus étaient à l'origine de 1/1,75 dans leur partie supérieure et 1/2,7 dans leur partie inférieure. Le noyau était fait d'une argile très plastique. Après 18 ans d'exploitation, alors que la retenue était pleine, un glissement se produisit dans le talus aval à travers le noyau et la fondation argileuse. Les investigations qui suivirent montrèrent que l'accident était dû à une diminution de la résistance au cisaillement de l'argile expansive du noyau et de la fondation, causée par la saturation. Pour améliorer la sécurité de la digue, une recharge en enrochement fut ajoutée sur le talus aval. La même précaution fut prise pour le barrage principal.

Causes, effets et conséquences

Les percolations à travers le remblai sont l'agent principal de ces processus de dégradation, qui appartiennent, pour l'essentiel, à l'un des 3 types suivants :

- 1) entraînement de matériaux érosifs ou solubles par l'eau de percolation;
- 2) érosion de particules d'argile dispersive ou défloculée par de l'eau de percolation suffisamment pure;
- 3) perte de résistance au cisaillement due à la saturation.

On ne connaît pas d'exemple où un problème de dissolution ait provoqué un incident véritable. C'est peut-être parce que les remblais compactés avec des rouleaux lourds ont une très faible perméabilité, et que le débit de percolation est trop faible pour entraîner des quantités notables de matériaux et avoir des conséquences néfastes. Les remblais plus anciens, construits avec du matériel moins lourd, ont une densité plus faible, donc des vides plus importants et une perméabilité plus élevée. Beaucoup de ces remblais ont eu des problèmes de perte de résistance due à la saturation, ayant abouti à des instabilités de talus [III-585]. L'expérience confirme donc que des remblais bien compactés avec densité et teneur en eau contrôlées ont des percolations réduites, ce qui diminue les dissolutions, et jouissent d'une bonne résistance au cisaillement du fait du bon contact assuré entre les particules solides. Les considérations développées au chapitre 3.2.4. sur les problèmes de dissolution dans les fondations sont également applicables, pour l'essentiel, aux remblais.

Les incidents et ruptures causés par l'érosion d'argiles dispersives ou déflocuées se produisent la plupart du temps au début de la vie du barrage. On signale pourtant des cas où des mécomptes sont survenus après plusieurs années d'exploitation. Pour certains d'entre eux, une érosion a pu se produire pendant un certain temps sans être remarquée. Une étude approfondie de ces problèmes est présentée dans le Bulletin 77 de la CIGB [XVI].

Certains types de roches, en particulier les schistes argileux, s'altèrent lorsqu'ils sont exposés à l'air libre et à l'humidité. Des schistes argileux et des argilites contiennent de la montmorillonite qui gonfle si elle est soumise à l'humidité sans être confinée. De telles altérations du rocher conduisent à une augmentation de sa perméabilité et à une diminution de sa résistance. Il existe deux types de situation principaux dans lesquelles les schistes argileux peuvent poser des problèmes. Si des

El Estribón dam (Mexico) [I-312] is another example of loss of strength due to saturation (see section 3.2.2.). The project consists of a main dam 29 m high and a dike 20 m high. The dike is an earth dam with upstream and downstream rock shoulders. It is founded on an alluvial fill contaminated with highly plastic clay. The original slopes were 1:1.75 upstream and 1:1.75 downstream from the dam crest with a change to 1:2.7. The impervious core was built with a highly plastic clay. 18 years after construction of this dike, and with a full reservoir, a partial slide occurred on the downstream slope through the impervious core and the contaminated clay of the foundation. Later investigations showed that the fault was caused by loss of shear resistance due to saturation of the expansive clays of the core and foundation. In order to increase the safety of this dike, a wide rock shoulder was placed on the downstream slope of the dike, as well as on the main dam.

Causes, effects and consequences

Seepage of water through the embankment is the primary vehicle for the degradation processes, which are essentially of the 3 following types :

- 1) removal of erodible or solutionable material by seepage water;
- 2) erosion of dispersed or deflocculated clay particles by relatively pure seepage water;
- 3) loss of shear strength due to saturation.

No case histories are known of solutioning leading to an incident. This may be due to the fact that embankments compacted by heavy rollers have a very low permeability so seepage water volume is too small to remove sufficient material to be of any consequence. Older embankments constructed without heavy rollers have lower mass density with more void space and a greater permeability. Many of these embankments had problems with loss of strength due to saturation, resulting in slope failures [III-585]. Therefore, it seems that well compacted embankments employing moisture and density control restrict seepage, thereby minimizing solutioning and by keeping particles in close contact can maintain an adequate shear strength. Solutioning of foundation materials is discussed in 3.2.4. and would be similar for embankments, should this be applicable.

Incidents and failures caused by the erosion of dispersed or deflocculated clay from embankments most often occur during the initial operation of the dam. However, several cases are reported after several years of operation. For some of these, unnoticed erosion could well have been taking place for some time. A detailed discussion of this problem is presented in ICOLD Bulletin 77 [XVI].

Some rock types, particularly shales, deteriorate when exposed to air and moisture in an unconfined condition. Some shales and claystones contain montmorillonite which swells when given access to moisture and unconfined. These conditions allow the rock to disaggregate resulting in an increase in permeability and a decrease in strength. There are generally two situations where use of or construction on shales may become a problem. If shales are used in a rockfill, the

schistes argileux sont incorporés dans un talus d'enrochement, des blocs peuvent s'écailler, se détériorer, ou même se transformer en matériau meuble; les produits d'altération tombent dans les vides de l'enrochement, les blocs sont plus ou moins écrasés par les autres matériaux, et des déformations se produisent en surface. Le matériau d'altération a une résistance au cisaillement médiocre, et une instabilité de talus peut se produire. L'importance des déformations et de la perte de résistance au cisaillement dépendent de la proportion de schiste argileux dans le remblai. Le second type de situation délicate est le cas de fondation sur un schiste argileux altérable : l'altération superficielle peut donner lieu à la formation d'une couche de mauvaise qualité particulièrement vulnérable à l'érosion interne.

Prévention, détection et contrôle

Des dispositions particulières concernant tant le projet que les méthodes de construction doivent être prises pour les remblais construits sur des schistes argileux altérables. Ni le noyau, ni les filtres et drains ne doivent être mis en place sur du rocher désagrégé. Le rocher doit être protégé immédiatement après excavation, ou bien le fond de fouille doit être ravivé juste avant le début de mise en place du remblai. Sous les recharges, le schiste argileux doit être protégé contre les renards par un filtre, et la stabilité de la recharge doit être étudiée en la supposant fondée sur un soubassement médiocre.

En raison du rôle majeur joué par l'eau dans les processus de dégradation, il est important de bien contrôler les percolations à travers le remblai. A cet effet on procède à des prélèvements d'échantillons, à des mesures in situ et à des analyses de laboratoire comme indiqué ci-dessus en 3.2.4.

3.3.6. Érosion superficielle

L'érosion superficielle, bien qu'elle soit un scénario de vieillissement très répandu, n'a pas provoqué d'accident grave. En fait, l'érosion superficielle est aisément repérable par inspection visuelle de sorte que l'entretien et les réparations peuvent être facilement entrepris en temps utile. Cinquante-six cas d'érosion superficielle, soit 18 % des exemples recensés, sont répertoriés en Annexe.

Illustration

Le barrage de Sveg (Suède) [33] illustre les effets de l'érosion superficielle sous un climat froid. Ce barrage, achevé en 1975, est un ouvrage en terre de 15 m de haut avec des recharges en gravier caillouteux grossier et matériaux dragués. La protection du talus amont contre l'érosion a 1,4 m d'épaisseur; elle repose sur une couche de transition de 0,75 m de matériaux grossiers allant des cailloux au sable, faisant fonction de filtre.

Quelques années après la mise en service, au cours d'une forte tempête d'automne, de grosses vagues endommagèrent localement la protection du talus amont. Celle-ci fut réparée avant l'hiver, mais on jugea intéressant de procéder à des investigations plus poussées sur le comportement du barrage vis-à-vis de la rigueur du climat.

Le barrage a un cycle d'exploitation saisonnier, avec vidange hivernale, lorsque les débits sont faibles et la demande en énergie forte. La durée et l'intensité du

pieces will slake, deteriorate or weather, into a soil which falls into voids and is squeezed by the weight of the overlying material and results in surface deformation. The soil will have a low shear strength and may allow a slope failure. The extent of deformation or loss of shear resistance will depend on the amount of shale in the rockfill.

Prevention, monitoring and control

Embankments constructed on shale foundations require special design and construction considerations. Embankment core and chimney filter-drain material must never be allowed to be placed against slaked foundation rock. The disaggregated material would be a prime location for the development of a piping tunnel. For this reason the fresh rock surface is protected or only excavated to a fresh surface immediately prior to embankment placement. Under shell areas, the shales are protected from piping by a filter and the embankment stability is checked assuming a low strength layer.

Because of the strong influence of water on the degradation processes, the control of seepage through the embankment is very important. Sampling, field measurements and chemical analyses are also appropriate techniques (see section 3.2.4.).

3.3.6. Surface Erosion

Surface erosion although a very common ageing scenario has not originated important embankment failures. In fact, surface erosion is easily detected by visual inspection, therefore repair and maintenance of the surface protection can be timely undertaken. Fifty six case histories of surface erosion, about 18 % of the case histories, are reported in the Appendix.

Illustration

Sveg dam (Sweden) [33] illustrates the effects of surface erosion in a cold climate. This dam, completed in 1975, is an earthfill structure 15 m high with shells of coarser stony gravel and dredged fill. The erosion protection on the upstream slope is 1.4 m thick and the underlying transitional layer, 0.75 m thick, consists of coarse material from natural stones to stony gravel and sand acting as a filter.

A few years after commissioning, during a strong autumn storm, large waves developed in the reservoir that locally damaged the erosion protection. The protection was repaired before the winter season. However, a more detailed investigation on the dam behaviour under the cold climate conditions was considered of interest.

The dam is used for seasonal regulation of the river and is emptied during winter when the inflow is low and the energy demand is high. The length and

froid hivernal sont les facteurs essentiels qui gouvernent la pénétration du gel dans le barrage, mais la couche de neige, qui constitue un manteau isolant, influe dans une certaine mesure sur cette pénétration.

La protection du talus amont contre l'érosion est aussi exposée à l'action de la couche de glace qui recouvre le lac, action qui, combinée aux fluctuations du plan d'eau, peut constituer une agression sévère pour la couche d'enrochement.

En mai 1986 on observa que le gel avait pénétré de 2 m à l'intérieur du corps du barrage. De grosses lentilles de glace, découvertes à des profondeurs importantes, avaient provoqué le soulèvement du remblai situé au-dessus. Ces lentilles s'étaient formées par la migration de l'eau provenant du corps du barrage vers les zones gelées lors de l'abaissement du plan d'eau. La couche de protection et le filtre sont sensibles aux effets de l'action du gel sur le remblai sous-jacent, dont la granulométrie est plus fine. Les blocs sont soulevés par les lentilles de glace, mais au dégel ils ne reviennent pas dans la même position: ils retombent un peu plus bas, du fait de la gravité conjuguée avec un effet de roulement à billes sur les particules plus fines que le dégel a fait déplacer entre les blocs plus gros, ce qui se traduit par un coefficient de frottement moins élevé (Fig. III.4.).

En hiver, les blocs les plus gros s'accrochent fermement à la couche de glace qui recouvre le lac. Lorsque cette couche de glace s'abaisse en suivant le niveau du lac, les blocs sont déplacés et au dégel il reste un petit mouvement résiduel vers le bas. Dans le cas d'un réservoir saisonnier, ce phénomène est cumulatif au fil des ans.

Pendant les saisons « chaudes », les vagues attaquent le talus en déplaçant des particules du filtre qui devient plus perméable. Ces déplacements entraînent un tassement de la protection contre l'érosion.

Ces phénomènes ont été observés au barrage de Sveg. On a également constaté que la route de crête s'était tassée de 0,15 m par suite des migrations de matériaux dans la partie supérieure du talus amont.

Causes, effets et conséquences

Les talus amont, les talus aval et les crêtes de barrages sont exposés à des érosions de types différents.

L'érosion de la crête et du talus aval (glissements superficiels ou autres genres de dégradation) peut être due :

- 1) à l'action directe de la pluie ou du ruissellement en résultant;
- 2) à l'action des embruns ou paquets d'eau provenant des vagues de la retenue;
- 3) à une brève submersion accidentelle de la crête.

L'érosion du talus amont peut être due :

- 1) à l'action des vagues sur le riprap (s'il est composé de blocs trop petits ou s'il est mal fondé), ou sur un revêtement en béton ou sur toute autre protection;
- 2) à une dégradation du riprap;
- 3) à des déplacements sous l'action du gel et du dégel.

intensity of the winter are the primary factors in frost penetration in the dam. Penetration is modified to some extent by the snow cover acting as an insulating blanket.

Another factor affecting the slope protection is the thickness of the ice at the dam. The ice cover on the reservoir together with water level fluctuations may severely affect the protecting stone layer of the upstream slope.

In May 1986 it was found that frost had penetrated 2 m into the dam body. Large lenses of ice, discovered at large depth, were responsible for frost heave. These lenses were created by the water moving from the interior of the dam to the frozen surface when the reservoir level was lowered. The erosion protection and the underlying filter are sensitive to the effects of frost penetration into the finer grained underlying soil. The stones are lifted by frost heave. Thawing causes the stones to move back, but they will not settle into the same position, rather sinking a small distance downwards due to gravity and the ball bearing effect i.e., small grains free from ice appear in between the larger stones, reducing internal friction (Fig. III.4).

In the cold season the ice cover of the reservoir is firmly attached to the larger stones. When the ice cover is lowered with the emptying of the reservoir, the stones are moved and when thawing takes place a small permanent displacement downwards results. For a seasonal storage this phenomenon is repeated year after year.

In the warm season waves attack the dam slope removing some filter particles and the filter becomes more permeable. Finer material being washed out allows settlement of the erosion protection.

These phenomena were observed at Sveg dam. It was also found that the roadway on the crest had settled 0.15 m, as a consequence of the loss of material in the upper part of the upstream face.

Causes, effects and consequences

Erosion on the upstream slope, and on the downstream slope and crest are associated with different phenomena.

Erosion on the downstream slope and crest (shallow slips or other deterioration) may be due to :

- 1) heavy direct rainfall or by run-off surface water;
- 2) spray over top of wave wall;
- 3) overtopping of the crest during a brief period.

Erosion on the upstream slope may be due to :

- 1) wave action on the riprap (which is too small or have inadequate bedding layer) and on a concrete face or other lining;
- 2) breakdown of riprap;
- 3) freeze-thaw displacement.

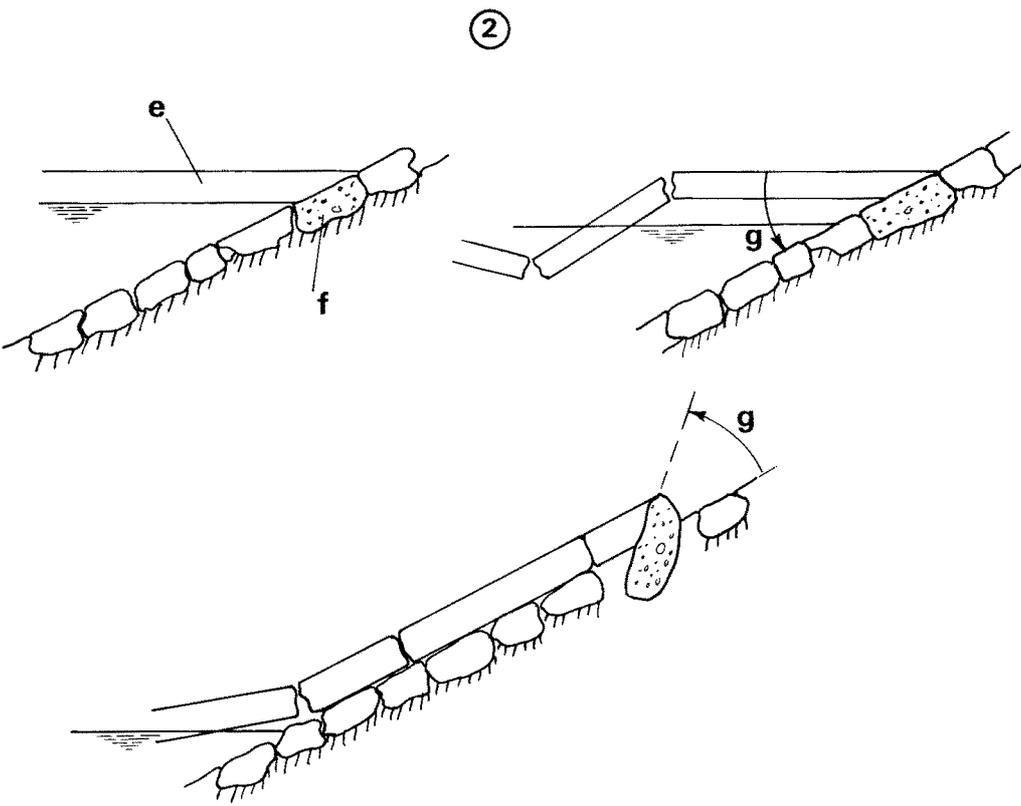
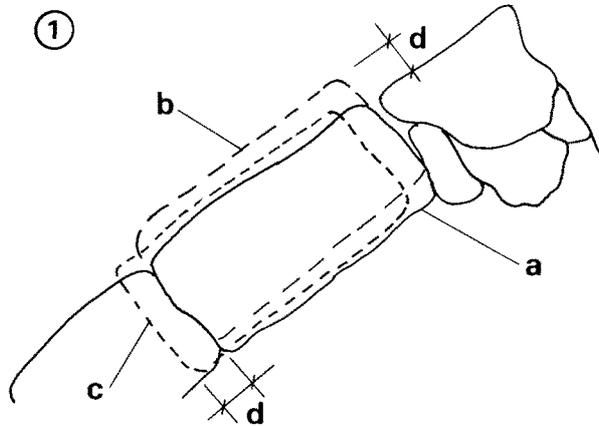


Fig. III.4

Sveg dam. Frost and ice effects on the erosion protection [33]

*Barrage de Sveg. Les effets du gel et de la glace
sur la protection du talus amont contre l'érosion [33]*

- | | |
|--|--|
| <p>(1) Freezing and thawing causing displacements of the larger stones: original position (a), frozen position (b), thawed position (c), displacements (d)</p> <p>(2) Rotation of surface boulders caused by the ice cover following lowering of the reservoir: ice cover (e), surface boulder (f), rotation (g)</p> | <p>(1) <i>Déplacements des gros blocs sous l'effet du gel et du dégel: position d'origine (a), position après action du gel (b), position après le dégel (c), déplacements (d)</i></p> <p>(2) <i>Rotation des blocs sous l'action de la couche de glace et de l'abaissement du plan d'eau: couche de glace (e), bloc (f), rotation (g)</i></p> |
|--|--|

Prévention, détection et contrôle

Les barrages à réserve saisonnière situés sous des climats froids sont exposés à des sollicitations très importantes de la part du gel, de la glace et des vagues. Pour de tels ouvrages: 1) les protections contre l'érosion doivent être constituées de deux couches de gros blocs (pour des conditions telles que celles qui prévalent en Suède, il faut un minimum d'épaisseur de 1,7 m); 2) la couche de transition sous-jacente doit remplir les conditions de filtre et avoir au moins 0,8 m d'épaisseur; 3) la zone de contact entre les plus gros blocs et la couche de transition doit comporter une couche d'enrochement non roulé afin de diminuer les déplacements des gros blocs sous l'effet du gel et du dégel (effet de roulement à billes).

Ce sont des inspections visuelles qui ont permis de déceler les dégradations des protections de talus. Dans certains cas on a aussi procédé à des mesures de déplacements. Pour les barrages à réserve saisonnière soumis à des climats rigoureux, il est recommandé: 1) de procéder chaque année à une inspection du talus amont; 2) de dégager, une fois tous les 3 ans, des bandes de la couche de neige et de glace (par exemple sur 5 m de large environ) pour vérifier l'état de la protection contre l'érosion; 3) de procéder chaque année à un nivellement de la crête du barrage; 4) de suivre un programme d'entretien régulier du talus amont afin de maintenir le bon état de la protection.

Pour réparer les protections de talus aval, les interventions suivantes ont été pratiquées: 1) enlèvement de la couche superficielle de terrain et projection par voie humide d'une mince couche d'un mélange de graines de gazon et de paille, directement sur le remblai; 2) amélioration du drainage (détournement des eaux de ruissellement de la crête vers le talus amont, mise en place de drains en gravier dans le talus aval et/ou au pied de ce talus); 3) protection du talus par des enrochements.

3.4. AUTRES SCÉNARIOS DE VIEILLISSEMENT

L'examen des documents sur la détérioration des barrages en remblai (Annexe) fait apparaître d'autres scénarios relatifs aux matériaux constitutifs et au comportement de certains organes spécifiques. Ces scénarios, qui ne concernent pas un nombre de cas très élevé, sont néanmoins présentés ci-après.

3.4.1. Fuites à travers des barrages en enrochement à masque amont d'étanchéité en béton

Dans l'échantillon recueilli, ce scénario n'est signalé que pour des barrages en enrochement déversé, peu ou pas compacté. Habituellement les revêtements de ces barrages possèdent une double série de joints, les uns horizontaux, les autres parallèles à la ligne de pente. Ce système est maintenant abandonné.

Dans la plupart des 7 cas répertoriés, les problèmes ont été décelés assez vite, mais les réparations n'ont été décidées que bien plus tard, lorsque le débit des fuites avait par trop augmenté ou que les restrictions imposées à l'exploitation se sont révélées trop lourdes.

Des tassements excessifs des enrochements peuvent entraîner une dégradation des joints et même un flambement des dalles de béton. La grande perméabilité des

Prevention, monitoring and control

Actions of frost, ice and waves are very important in the case of embankment dams used for seasonal storage in cold climates. For such dams : 1) the erosion protection should have two layers of covering larger stones (for Swedish conditions not less than 1.7 m thick); 2) the underlying transitional layer (filter) should be at least 0.8 m thick and graded according to filter criteria; 3) the contact zone between the larger stones and the underlying filter should contain a layer of rockfill (not rounded natural material) to reduce the displacements of the larger stones due to frost – thaw effects (ball bearing effect).

Detection of deterioration of slope protection has been made by direct observation. In some cases, measurement of displacement has also been used. For dams used for seasonal storage in cold climates, it is recommended : 1) to inspect the upstream slope every year; 2) to clear strips (about 5 m width) of ice and snow every 3 years, to check the condition of the erosion protection; 3) to carry out a level survey of the dam crest every year; 4) to establish a regular maintenance program, to keep the upstream erosion protection in good condition.

The following remedial measures have been adopted to repair the slope protection downstream : 1) removal of the thick topsoil layer and replacement with a thin layer of hydroseeding of grass seeds and mulch directly onto the earthfill slope; 2) improvement of drainage (crest road run-off directed to the upstream face, gravel filled drains in the downstream face and/or along the bottom of the downstream slope); 3) slope protection by placed rock.

3.4. OTHER AGEING SCENARIOS

The analysis of the data on the deterioration of earth and rockfill dams (Appendix) pointed out other ageing scenarios concerning the behaviour and materials of some specific dam elements. These scenarios, while not reported in a large number of cases, are presented below.

3.4.1. Seepage through concrete faced rockfill dams

This scenario has only been reported for dams built of dumped or sluiced rockfill, with little or no roller compaction. Such dams usually have a double system of slab joints, vertical and horizontal, which is no longer in favour.

Problems were detected early in most of the 7 reported cases however, the remedial measures were only taken much later when the amount of seepage became too large or the limitations on the operation were found too restrictive.

The excessive settlement of the rockfills led to damage of the joints and in some cases to buckling of the concrete slabs. The high permeability of the rockfill

enrochements permet la percolation de gros débits à travers l'ouvrage: des débits dépassant les 3 000 l/s ont été observés. On n'a cependant pas signalé d'érosion interne ni même d'entraînement de fines.

Le barrage de Courtright (Etats-Unis) [I-470, IV-153] illustre ce scénario, caractéristique de ces barrages anciens. Il s'agit d'un ouvrage en enrochement déversé de 90 m de haut à masque amont en béton, datant de 1958. La pente du talus amont varie de 1/1,3 au pied à 1/1 au sommet, et l'épaisseur théorique du masque est de 0,9 m. Mais en raison des irrégularités de surface du talus d'enrochement, son épaisseur atteint par endroits 2 m. A l'origine, le joint entre le masque et le parafouille en béton était rigide, mais il fut par la suite modifié pour lui permettre un certain mouvement. Une membrane de néoprène fut en outre placée sur la partie inférieure du masque.

Au bout de 10 ans d'exploitation, le parement amont du barrage s'était tassé avec un mouvement vers l'aval atteignant 1,8 m, le masque était cassé et le débit des fuites avait augmenté jusqu'à 1 300 l/s. La partie inférieure du masque et le joint périmétral furent réparés, et on ajouta sur la partie inférieure du masque un manteau de protection en gravier et sable silteux.

Ce scénario a généralement été détecté par inspection visuelle, par la mesure des débits de fuites et par mesure des déplacements du masque et des joints.

3.4.2. Modification de la perméabilité

L'érosion interne (chapitre 3.3.4.) peut être considérée comme un scénario d'augmentation de la perméabilité. Toutefois, lorsqu'on observe les effets à long terme des percolations, on remarque souvent une décroissance de la perméabilité qui se manifeste par une diminution des débits de fuites et une baisse du gradient hydraulique. Une telle diminution de la perméabilité peut être due à différentes causes: 1) consolidation à long terme d'un remblai de terre, qui diminue la porosité; 2) colmatage du remblai ou de la fondation par des fines déposées dans les vides; 3) colmatage des filtres autour des drains.

Le développement des phénomènes évoqués ci-dessus peut être influencé par la composition chimique de l'eau de percolation, la vitesse de circulation de l'eau, ainsi que par la nature et la quantité des particules solides charriées et déposées dans le remblai – ou au contraire enlevées à ce remblai.

Une diminution de la perméabilité n'affecte pas forcément la stabilité du barrage, mais une croissance des pressions interstitielles vers le pied aval de l'ouvrage augmente les risques de glissement de talus ou de fracturation hydraulique et de renard. La migration de fines à partir des plans de séparation des couches vers les matériaux environnants diminue la perméabilité verticale de ces matériaux, tandis qu'elle augmente la perméabilité horizontale des plans en question. Ces modifications ont pour effet d'augmenter les débits de percolation.

Le présent scénario peut être surveillé à l'aide de mesures des fuites collectées au drainage de pied, d'inspections visuelles, en recherchant notamment les taches humides, et aussi à l'aide de mesures de pressions interstitielles dans le corps du barrage. Des investigations géophysiques pour déterminer la direction et la vitesse des percolations, des analyses chimiques de l'eau des fuites, et le contrôle des éventuels transports de particules solides peuvent aussi être très utiles.

led to large seepage through the rockfill structure, values above 3 000 l/s have been reported. However, internal erosion, wash out of fines, etc., have not been reported.

Courtright dam (USA) [I-470, IV-153] illustrates the typical scenario for these older dams. It is a 90 m high concrete-faced sluiced rockfill embankment completed in 1958. The slope of the upstream face varies from 1:3 at the base to 1:1 at the top, and supports a concrete slab 0.9 m in designed thickness. The slab however, reaches 2 m at some places, due to irregularities in the rockfill. Joints between the concrete slab and the concrete cut-off were made rigid initially. These were later modified to allow motion. A neoprene blanket was also placed to minimize leakage.

After 10 years of operation, the dam face had settled and moved downstream 1.0 to 1.8 m, crushing the upstream slab and increasing leakage up to 1 300 l/s. The lower part of the slab and the perimetral joint were repaired and an additional protective blanket of a silty sand gravel earthfill was placed against the lower part of the slab.

The detection of this scenario was by visual inspection, and by measurements of flow and displacement of the slab and joints.

3.4.2. Permeability Change

Internal erosion (section 3.3.4.) may be considered as a scenario of permeability increase. However, when considering the long-term effects of seeping water, a permeability decrease is often observed as evidenced by a decrease in the total seepage and in the seepage gradient. The permeability decrease may be due to several causes: 1) long-term consolidation of the earthfill, which reduces the porosity; 2) sealing or deposition of fines in the voids of the earthfill and foundation; 3) clogging of the filters around the drains.

The development of the above phenomena may be affected by the chemical composition of the seeping water, the velocity of seepage, and the content and the kind of fine particles which are carried and deposited or conversely, removed from the earthfill.

The permeability decrease may not affect the dam stability. However, an increase in pore water pressure near the downstream toe of the dam increases the risk of sliding or hydraulic fracturing and piping. The transferring and deposition of fine particles from the original horizontal earthfill layer placement joints to the adjacent materials will reduce the vertical permeability of these materials, while increasing the horizontal permeability of the joints. Such a change in the joint permeability increases the seepage through the dam.

This scenario can be monitored by measurement of the seepage water collected in the toe drainage, by visual observations for wet areas and complemented by water pressure measurement in the dam body. Geophysical investigation of the direction and velocity of the seepage as well as the analyses of the chemical composition and the content of fine particles in seeping water may also be helpful.

3.4.3. Dégradation du raccordement entre remblai et ouvrages en béton

La dégradation des raccordements entre remblai et ouvrages en béton est liée à des mouvements différentiels dans les zones de contact. Douze exemples sont répertoriés en Annexe. Dans la plupart des cas une érosion interne s'est produite, et la rupture est survenue dans 3 d'entre eux.

Les déplacements dans la zone de raccordement peuvent être dus à un tassement des matériaux de remblai en raison d'un compactage insuffisant ou d'une érosion interne, ou bien à un tassement de la fondation par suite d'un traitement inadapté. Ces tassements entraînent des effets d'arc dans le remblai, d'où une diminution des contraintes effectives. Des fuites prennent alors naissance par des fissures dans le remblai ou le long de l'ouvrage en béton, avec un risque d'apparition d'érosion interne, et de rupture si le système de filtre-drain est défaillant.

Le barrage de Stenkullafors (Suède) [X-2], achevé en 1983, est un ouvrage en terre de 25 m de haut. Il est pourvu d'un mince noyau central en moraine, encadré de deux filtres amont et aval en gravier sableux. Les recharges sont constituées de sable graveleux avec quelques cailloux. Un rideau de palplanches métalliques, lié aux ouvrages en béton, fut mis en place à mi-épaisseur du noyau. Il est fondé au rocher, et il fut construit avant le démarrage du remblai. La terre à noyau est une moraine à granulométrie très étalée; elle fut mise en place par couches de 0,5 m d'épaisseur, et compactée avec un rouleau vibrant de 15 tonnes. Sa teneur en eau était en général voisine de l'optimum, mais il est arrivé qu'elle soit à quelques points au-dessous et que la densité soit alors sensiblement diminuée.

En 1987, on observa un entonnoir à la crête du barrage. Les reconnaissances effectuées aboutirent aux conclusions suivantes: 1) la formation d'entonnoirs était due à un filtre inadapté entre le riprap et le noyau, vers la crête du barrage; 2) le noyau était très ramolli au voisinage des ouvrages en béton; 3) le niveau piézométrique était plus élevé que prévu en plusieurs endroits. Des prélèvements d'échantillons montrèrent que des couches de moraine sèches et compactes alternaient avec des couches de matériaux mouillés et ramollis. A certains niveaux, les fines de la moraine avaient probablement été entraînées par l'eau de percolation: on y trouvait des nids de matériaux grossiers sans fines, témoins de ce que des circulations s'étaient établies à travers le noyau dans des plans horizontaux. Même dans des échantillons denses moyennement humides, on trouvait de fins conduits (2 à 3 mm de diamètre) montrant que la moraine avait été érodée et présentait une instabilité interne. Des piézomètres installés dans le noyau près du filtre aval indiquaient des pressions élevées, révélant que les couches perméables mises en évidence par les sondages communiquaient avec la retenue, mais que la zone voisine du filtre aval était colmatée, probablement par les fines entraînées de la moraine.

Les facteurs suivants peuvent être à l'origine des phénomènes évoqués ci-dessus: 1) le noyau en moraine était très étroit au voisinage des ouvrages en béton, notamment dans la zone des palplanches. Le matériau correspondant était très déformable par rapport au sable graveleux des filtres, situation favorable au développement d'un effet d'arc, et une fracturation hydraulique s'est produite dans le noyau; 2) l'étroitesse des bandes de noyau a rendu le répandage et le compactage difficiles; 3) la moraine présentait des zones compactées quelques points au-dessous de l'optimum de teneur en eau, ce qui a pu favoriser une désorganisation lors de la saturation au remplissage de la retenue; 4) les contraintes peu élevées ont permis à

3.4.3. Loss of bond between concrete structures and embankment

The deterioration of embankments adjacent to concrete structures is associated with differential movements in the bonding zones. Twelve case histories are listed in the Appendix. Internal erosion developed for many of these cases and failure occurred in 3 of them.

Displacements of the bonding zone may be due to settlement of the embankment material because of inadequate compaction or internal erosion; or to settlement of the foundation due to inadequate treatment. These settlements lead to arching in the fill, then to a reduction of the effective stress. Seepage will develop through cracks in the fill or along the concrete structure, promoting internal erosion and failure if the filter-drainage systems are insufficient.

Stenkullafors dam (Sweden) [X-2] is an earthfill structure 25 m high completed in 1983. The dam has a central thin core of glacial till and filters of sandy gravel downstream and upstream of the core. The shell material consists of stony, gravelly sand. A steel sheet-piling wall was constructed in the center of the embankment core and attached to the concrete structures. It is founded on rock and was erected before the construction of the embankment. The impervious core consisted of a broadly graded glacial till, spread in 0.5 m layers and compacted by a 15-ton vibratory roller. The fill generally had a water content close to optimum, however, on some occasions, the moisture content was a few percent dry of optimum and compacted to a fairly low density.

In 1987, a sinkhole was observed at the dam crest. A field investigation led to the following conclusions: 1) the sinkholes were due to an inadequate filter between the riprap and the core material at the dam crest; 2) the core of the dam was very soft near the concrete structures; and 3) the hydrostatic head at some points was higher than would be expected. Sampling showed alternating layers of dry, dense till and soft, wet material. At a few elevations the fines in the till had probably been washed out by the seepage water. At the same elevations coarse material without fines was found indicating that seepage had previously occurred through the core in horizontal layers. Also in stiff, medium-wet specimens, numerous narrow "pipes" (diameter 2 to 3 mm) could be observed, indicating that the broadly graded till had eroded and was internally unstable. Some piezometers located in the core close to the downstream filter recorded high heads, indicating that the permeable layers found through the sampling were in contact with the reservoir, but that they were clogged in the vicinity of the downstream filter, probably by the fines eroded from the till.

The above phenomena may have developed due to the following factors: 1) the glacial till zone was very narrow in the vicinity of the concrete structures, particularly in the area of the sheet-piling wall. This material is very deformable as compared to the gravelly sand in the filter zones allowing arching to develop and hydraulic fracturing occurred in the core; 2) narrow strips of core material made the spreading and compaction difficult; 3) the glacial till was sometimes compacted at a few per cent dry of optimum, which makes the material susceptible to collapse due to saturation from the reservoir; 4) the low stresses permitted hydraulic fracturing and seepage followed by internal erosion of the core material; 5) the

la fracturation hydraulique de se produire, et des percolations se sont établies avec érosion interne du matériau; 5) les fines enlevées de la moraine ont colmaté la zone proche du filtre aval, d'où les pressions élevées mesurées dans la partie aval du noyau.

Pour remédier à la situation, on mit en place une butée aval en enrochement prévue pour assurer la sécurité vis-à-vis des glissements et de l'érosion, en faisant l'hypothèse que le débit de percolation n'était limité que par la perméabilité du filtre et de la recharge. Un système de mesure des fuites fut également aménagé.

Le barrage de Roxo (Portugal) [I-358], achevé en 1968, est un ouvrage de 49 m de haut, avec une partie en béton et l'autre en terre. Des tassements importants furent constatés dans le remblai dans la zone du raccordement à la partie en béton. Ce tassement s'étendait sur 60 m et se poursuivait à une vitesse pratiquement constante. Dans un premier temps, le remblai fut rechargé. Ensuite, on réalisa un système de drainage comprenant une galerie sous la fondation et plusieurs séries de forages drainants. Plus tard, des injections furent réalisées à partir de cette galerie. Le barrage en béton fut prolongé de 32 m dans la partie en remblai.

Ce scénario de vieillissement a généralement été détecté, essentiellement, par inspection visuelle. Des sondages, des prélèvements d'échantillons et l'observation des déplacements verticaux ont été également utilisés.

Diverses solutions ont été adoptées pour rétablir les situations, notamment :

1) Reconstruction du remblai avec des dispositions propres à éviter l'effet d'arc (fouilles plus larges, fruits moins raides, noyaux plus épais). Systèmes de filtre-drainage confortables. Compactage convenable avec contrôle des teneurs en eau.

2) Diminution des percolations par injection de la fondation.

3) Construction d'une butée aval stabilisatrice et propre à améliorer la résistance à l'érosion.

3.4.4. Vieillessement des matériaux organiques de synthèse

Les matériaux organiques de synthèse sont de plus en plus utilisés dans les barrages en remblai, comme membranes, filtres, systèmes de drainage, tuyaux drainants, armatures (sous forme de membranes, de textiles, de non-tissés, de treillis, de produits composites et de fabrications diverses). Il est donc judicieux de s'intéresser aux processus de vieillissement qui peuvent affecter ces matériaux dans l'environnement qui est le leur: air atmosphérique, lumière solaire, eau et sols. Les agents principaux de ce vieillissement sont les rayons ultraviolets, les contraintes, la température, les variations d'humidité, l'oxydation, les attaques chimiques diverses, les agressions biologiques [35].

La formulation et les conditions de fabrication de ces matériaux sont des facteurs importants de leur résistance au vieillissement.

La phase de construction, avec ses opérations de stockage, manutention et mise en œuvre, est celle où les matériaux synthétiques sont le plus exposés à des agressions pouvant se traduire par un vieillissement précoce accéléré.

finer from the glacial till were clogged in the zone close to the downstream filter, resulting in high hydrostatic head in the downstream part of the core.

The remedial measures consisted of a stabilizing berm of rockfill along the downstream toe of the dam designed to prevent sliding as well as erosion resistance for the condition that leakage is only limited by the permeability of the shell and filter material. Facilities to measure seepage were also built.

Roxo dam (Portugal) [I-358] is a concrete buttress and earthfill dam 49 m high completed in 1968. Large settlement was observed in the embankment in the contact zone with the concrete part. This settlement extended for about 60 m and progressed at a practically constant rate. Initially, the embankment was refilled. Afterwards, several series of drainage holes were drilled and a drainage gallery was excavated in the foundation under the embankment. Grouting was later carried out from this gallery. Part of the reconstruction work included extending the concrete dam into the embankment for about 32 m.

This scenario was detected essentially by visual inspection. Sampling, sounding investigation and observation of vertical displacement have also been used.

Various remedial measures have been adopted, namely :

- 1) Reconstruction of the embankment with a new design to avoid arching (wider excavation in foundation, flatter batters, wider impervious core). Conservative filters and drainage systems. Adequate compaction and moisture control.
- 2) Reduction of seepage by foundation grouting.
- 3) Construction of a downstream berm for stabilization and increase of erosion resistance.

3.4.4. Ageing of synthetic polymer materials

The use of synthetic polymer materials is increasing for applications in embankment dams as membranes, filters, drainage systems, drain pipe and reinforcement (geomembrane, geotextile, geogrid, geocomposite or geopipe). Therefore it is important to consider the ageing processes which these materials may be subjected to in an environment consisting of air, sunlight, water and soil. The common ageing agents are ultraviolet light, stress, temperature, moisture extraction, oxidation, chemical and biological [35].

Synthetic polymer materials are formulated and produced by manufacturing processes which influence its ageing resistance.

The construction period including the storing, handling and installation can be the most damaging to the polymer product, from the standpoint of the product experiencing an accelerated ageing during installation.

Au stade des études et de la mise en œuvre, et en ce qui concerne la prévention du vieillissement, on se conformera aux règles de conduite suivantes :

1) Spécifier des formulations caractérisées par leur résistance au vieillissement et adaptées à l'environnement de l'ouvrage à construire (les techniques des polymères ont des possibilités très étendues, mais demandent des cahiers des charges précis).

2) Utiliser des méthodes de manutention et de mise en œuvre qui protègent les matériaux contre tout dommage qui faciliterait un vieillissement ultérieur accéléré.

Pour contrôler le comportement des matériaux synthétiques, il est recommandé de prélever périodiquement des échantillons et de les soumettre à des essais physiques et mécaniques.

3.5. RECOMMANDATIONS

Des recommandations générales relatives aux barrages en béton et en maçonnerie ont été présentées dans le chapitre 2 (chapitre 2.5.1.); elles peuvent être opportunément adaptées aux barrages en remblai. On trouvera ci-après quelques recommandations spécifiques propres à prévenir et à atténuer le vieillissement résultant des différents scénarios décrits dans les chapitres 3.2., 3.3., et 3.4. ci-dessus.

Scénarios concernant le vieillissement de la fondation

– Dans le cas de fondations difficiles: 1) lorsque la fondation est déformable, le barrage doit être zoné et les matériaux doivent être auto-réparateurs; 2) s'il existe en fondation des argiles sujettes à perte de résistance, elles doivent être si possible éliminées; si cet enlèvement est impraticable, la mise en place d'une butée de pied supplémentaire peut constituer une solution satisfaisante.

– La maîtrise des sous-pressions dans la fondation du barrage est obtenue par la combinaison d'un parafouille étanche et d'un dispositif de drainage. Des dispositions particulières doivent être prises en présence de matériaux solubles ou érosifs (gypse, remplissage de joints), notamment: 1) des injections poussées, dont l'efficacité peut être durable, mais qui parfois demandent à être réitérées par la suite; 2) des parois moulées en fondation, éventuellement réalisées à travers le remblai, souvent utilisées en cas de fondations difficiles.

– Pour prévenir l'érosion interne des matériaux de la fondation, ou de ceux du barrage au contact avec la fondation, on peut avoir recours aux mesures suivantes: 1) disposer un filtre en sable sur la fondation lorsque la recharge aval est fondée sur du rocher ou une sol meuble à granulométrie étendue; 2) prévoir des drains de pied, des puits de décharge ou tout autre dispositif efficace de drainage s'il existe un risque de sous-pression sous le pied aval du barrage; 3) bien veiller à ce que les conditions de filtre soient remplies par les matériaux utilisés dans l'ensemble du système de filtre-drainage à l'aval du noyau (au besoin avec un contrôle par essais de laboratoire); 4) maîtriser les percolations par des injections soignées, et par un traitement de surface du rocher; ce dernier peut comporter, si nécessaire, une injection de la zone superficielle, ou un revêtement en béton, éventuellement armé.

Design and construction considerations for ageing of synthetic polymers should :

1) Specify formulations of materials which are resistant to ageing processes and compatible with the environment into which they are placed (the polymer science to produce such materials is very important).

2) Utilize handling and installation methods which preclude material damage which hastens ageing.

For monitoring the field behaviour of geosynthetics it is recommended to retrieve test pieces from time to time, and carry out physical and mechanical tests.

3.5. RECOMMENDATIONS

General recommendations were presented in Chapter 2 (section 2.5.1) to concrete and masonry dams, which can appropriately be adapted for earth and rockfill dams. Specific recommendations aiming at the prevention and mitigation of ageing scenarios described in sections 3.2., 3.3. and 3.4., are presented below.

Ageing scenarios concerning the dam foundation

- The following measures are recommended for dams built on foundations consisting of: 1) deformable soils-the dams should be zoned with granular self-healing material; 2) clay materials prone to loss of strength - the complete or partial removal of the clay material should be considered. If removal is not convenient, the construction of a stability berm may be appropriate.

- The control of the uplift pressure in the dam foundation is achieved by an appropriate combination of impervious cut-off and drainage provisions. Special care has to be given to soluble or erodible foundation materials (gypsum, joint fillings), namely : 1) by means of extensive grouting, which can provide a durable solution, or might have to be repeated from time to time; 2) by diaphragm walls through the embankment into the foundation, usually used in difficult foundations.

- To prevent internal erosion of foundation materials or erosion of dam materials into the foundation the following measures are appropriate : 1) a filter of sand on the foundation surface when the downstream shell is founded on rock or broadly graded soil; 2) toe drains, relief wells or other drainage arrangements when there is a risk of uplift pressures in the foundation below the toe of the dam; 3) the filter materials used in the drainage arrangements downstream of the core should be properly graded in accordance with current filter criteria or laboratory filter tests; 4) seepage control by careful grouting and building a grout cap or reinforced concrete grouting slab where necessary to thoroughly seal the upper foundation rock.

– La construction d'une galerie dans la fondation rocheuse d'un barrage en remblai construit sur du rocher fissuré peut être opportune pour l'entretien ultérieur du rideau d'injection et du système de drainage.

Scénarios de vieillissement concernant le remblai

– Les effets néfastes des déformations peuvent être efficacement prévenus par une bonne observation des règles de l'art, à savoir un zonage et un choix de matériaux appropriés, et une mise en place et un compactage convenables. Il est essentiel d'avoir une connaissance approfondie des propriétés et du comportement des matériaux à la lumière des conditions de leur utilisation et des futures conditions d'exploitation de l'ouvrage.

– La fissuration des noyaux peut être évitée : 1) en utilisant des matériaux ductiles dans les zones exposées à des extensions; 2) en éliminant les surplombs et les brusques changements de pente sur les appuis latéraux; 3) en donnant aux ouvrages annexes des formes propres à faciliter un bon compactage des matériaux de remblai à leur voisinage, ainsi qu'une bonne liaison avec le noyau; 4) en adoptant un zonage qui évite la juxtaposition de matériaux très différents par leur module de déformation.

– Les pressions interstitielles excessives peuvent être évitées au moyen d'un système de drainage qui vienne décharger toutes les zones où de telles pressions risquent de s'établir.

– Pour prévenir l'érosion interne dans le corps du barrage, on peut recommander les mesures suivantes: 1) empêcher la fissuration de la zone de remblai imperméable; 2) prévoir une zone de transition auto-réparatrice avec une granulométrie adéquate entre le noyau et la recharge amont; 3) éviter les migrations de fines en provenance du noyau vers la recharge aval, en disposant entre les deux un système de filtre-drain à granulométrie adaptée; 4) traiter les argiles dispersives et disposer à l'aval une zone de filtre capable de retenir les plus fines particules d'argile; 5) éviter l'emploi de matériaux à granulométrie discontinue, comme certaines moraines, ou, si c'est impossible, prévoir des zones de filtre et de drain avec le soin nécessaire pour empêcher les migrations de fines; 6) traiter les rochers fissurés, spécialement dans et au voisinage des tranchées-parafouilles, pour éviter toute érosion au contact noyau-rocher.

– Pour prévenir la dégradation des remblais, on peut recommander les mesures suivantes: 1) compacter les remblais efficacement; 2) réduire les percolations au minimum, de façon à empêcher, autant que possible, les dissolutions; 3) bien prévoir des filtres; 4) bien choisir les matériaux; 5) traiter les argiles dispersives et prévoir des filtres en sable.

– Pour une bonne prévention des érosions superficielles, le projet et les cahiers des charges de construction doivent prévoir: 1) des pentes de talus adaptées: des pentes adoucies ou des surépaisseurs peuvent compenser des faiblesses quant aux dimensions des matériaux; 2) une couche de transition sous le riprap, remplissant les conditions de filtre, pour éviter l'érosion du matériau de la recharge; 3) pour le riprap, des matériaux ayant une durabilité, des dimensions et une granulométrie appropriées, en épaisseur suffisante, et mis en place avec soin: il convient par exemple de placer les blocs oblongs parallèlement à la ligne de pente, d'éviter des vides ou des décrochements à la surface du riprap, etc...

– Construction of a gallery in the rock foundation of embankment dams founded on fractured rock may be appropriate to allow maintenance of the grout curtain and drainage system.

Ageing scenarios concerning the embankment

– Harmful effects of deformations can be prevented by appropriate material selection and zoning, and proper placing and compaction of fill material. A thorough knowledge of material behaviour and its potential performance under site construction and operation conditions is essential.

– Cracking of the dam core may be avoided by : 1) placing ductile material at locations subject to tension; 2) removing overhangs or sharp changes in slope on the abutments; 3) appropriately shaping the appurtenant structures to permit proper compaction and bonding of the core against the structure; 4) adopting a zoning which will not place materials with large differences in deformation modulus next to each other.

– Relief of excess pore pressure can be provided by an internal drainage facility with access to materials susceptible to develop excess pore pressure.

– To prevent internal erosion of the dam body the following measures are recommended: 1) avoid cracking of the impervious fill zone; 2) provide a self-healing well-graded transition zone between upstream shell and core; 3) prevent migration of core particles into the downstream shell by having a properly designed filter and drain zone separating the core from the shell; 4) treat dispersive clays, and design a downstream filter zone to retain the minimum clay flock size; 5) avoid gap-graded material, such as some glacial tills or if not possible, carefully design filter and drain zones to prevent migration of fine particles; 6) treatment of fissured bedrock especially around cut-off trenches to prevent erosion along the core-bedrock contact.

– To prevent degradation of the embankment the following measures are recommended: 1) good compaction of the embankments; 2) restrict seepage, thereby minimizing solutioning; 3) use of filters; 4) selection of materials; 5) treat dispersive clays and use of sand filters.

– To prevent deterioration of the surface protection, the following design and construction measures should be considered : 1) appropriate slope inclination (a less inclined slope or a thicker zone can sometimes be used to compensate for deficiency of stone size); 2) a bedding layer for the riprap complying with filter criteria to prevent erosion of underlying material; 3) riprap with appropriate durability, size, grading, and thickness, and adequately placed (preventing voids and gaps on the riprap surface, placing the elongated stones along the maximum slope, etc.).

Autres scénarios de vieillissement

– Dans les zones voisines d'ouvrages en béton, il est recommandé : 1) d'éviter les tranchées étroites et les pentes raides, afin de prévenir les effets d'arc; 2) d'évaser le noyau à l'accostage sur l'ouvrage en béton; 3) de donner un fruit aux faces de béton afin d'améliorer la liaison et les réactions d'appui du noyau sur le béton; 4) d'épaissir les filtres et drains au voisinage du raccordement; 5) de prendre des mesures spéciales pour la zone de raccordement : prescrire des matériaux particuliers, en limitant les dimensions des éléments les plus gros; les répandre en couches moins épaisses; augmenter un peu la teneur en eau prescrite; compacter avec du matériel capable d'opérer tout contre l'ouvrage en béton.

– Lorsque les seuls enrochements disponibles laissent redouter des déformations importantes, il faut éviter les masques amont en béton, et avoir recours à un masque en béton bitumineux, ou à un noyau interne.

– L'utilisation de produits organiques de synthèse exige : 1) une étude approfondie de leur formulation et de leurs procédés de fabrication; 2) un cahier des charges précis et complet concernant l'environnement où ils seront employés; 3) un programme détaillé d'utilisation des matériaux, (stockage, manutention, mise en œuvre), en vue d'éviter tout vieillissement accéléré; 4) la mise en place d'un élément d'ouvrage-témoin, sur lequel on puisse, en exploitation, prélever périodiquement des échantillons à contrôler en laboratoire pour apprécier le vieillissement.

Other ageing scenarios

– In zones adjacent to concrete structures it is recommended : 1) to use wide excavations and flat cut slopes in excavations in order to prevent arching; 2) to flare the core at the interface; 3) to batter concrete walls in order to enhance the bond and maintain pressure of the embankment against the wall; 4) to adopt a greater width for filter and the drainage systems; 5) to use special materials, compaction and moisture (material with a limit on maximum size, thinner layers, more moisture and equipment which can compact against the structure).

– For embankment where the only rockfill available may experience deformations, which could be unacceptable for a concrete face, use of an asphaltic concrete face or central core should be considered.

– The use of geosynthetic materials requires : 1) a careful study of its composition and manufacture; 2) an appropriate characterization of the environment into which the material will be installed; 3) a careful planning of the storing, handling and installation of the geosynthetic material during construction to avoid its accelerated ageing; 4) periodic retrieval of coupon samples from a field test section incorporated in the project for laboratory testing and evaluation of ageing [59].

4. OUVRAGES ANNEXES

4.1. INTRODUCTION

Les ouvrages annexes sont les ouvrages d'exploitation et les ouvrages de sécurité, tels qu'ils sont définis au Tableau I.2.

Les scénarios de vieillissement présentés ici concernent uniquement les ouvrages annexes situés à proximité des barrages, c'est-à-dire : les évacuateurs de crue et leurs vannes, les ouvrages de prise d'eau et leurs vannes, les conduites forcées pour les centrales localisées près du barrage et la portion du tunnel en charge au voisinage du barrage, les centrales et autres ouvrages. Les scénarios traitant du vieillissement du béton, de la maçonnerie et du remblai présentés aux chapitres 2 et 3 de ce rapport s'appliquent aussi, dans une certaine mesure, aux structures et fondations des ouvrages annexes. Cette partie du Bulletin n'y fera pas référence mais traitera plutôt des scénarios de vieillissement liés au débit d'eau passant dans les ouvrages.

De brèves observations sur les données et la méthodologie utilisées lors de la sélection des principaux scénarios de vieillissement sont présentés ci-après dans la présente introduction. Les principaux scénarios de vieillissement sont ensuite définis et illustrés dans un deuxième chapitre, qui indique également les causes, le processus, le développement et les conséquences pour chaque type de vieillissement principal, ainsi que les méthodes les plus appropriées pour les détecter, les évaluer et déterminer les mesures correctives. Les recommandations concernant la prévention et l'auscultation des principaux scénarios de vieillissement sont présentés dans un troisième chapitre.

Les données utilisées pour la sélection des principaux scénarios de vieillissement des ouvrages auxiliaires sont les exemples de détérioration recueillis par le Comité de la CIGB sur la Détérioration des Barrages et des Réservoirs [I à V]. Sur 1 105 cas de détérioration recensés par le Comité, 330 cas concernaient les ouvrages annexes et 45 autres cas les ouvrages annexes combinés avec d'autres structures. On aboutit ainsi à un total de 375, soit environ un tiers de tous les cas de détérioration. Sur les 1 105 cas, 107 correspondent à des ruptures dont 47 impliquent des ouvrages annexes (38 barrages en remblai et 9 barrages en béton et en maçonnerie). La plupart des incidents et accidents répertoriés concernent les ouvrages de sécurité notamment les évacuateurs de crue. Toutefois, des incidents liés aux prises d'eau, aux centrales, ainsi que, dans un nombre limité de cas, aux canalisations enfouies dans les barrages en remblai, ont également été rapportés.

Des 375 cas relatifs aux ouvrages annexes, 155 (environ 40 %) sont associés à des scénarios de vieillissement impliquant principalement le débit d'eau; ces cas ainsi que 26 autres ajoutés par le Comité [X], sont énumérés en Annexe. Les exemples de vieillissement recueillis peuvent ne pas être représentatifs de tous incidents survenus. Cependant, cet échantillon a été considéré comme adéquat pour choisir les six scénarios de vieillissement principaux indiqués dans le Tableau I.5.

4. APPURTENANT WORKS

4.1. INTRODUCTION

Appurtenant works are those structures which are associated with the operation and safety of dam projects as outlined in Table I.2.

The ageing scenarios presented in this Chapter 4 concern exclusively appurtenant works adjacent to dams, namely spillways and their gates, intake structures and their gates, penstocks for powerhouses located near the dam and the portion of the pressure tunnel in the dam region, powerhouses and other facilities. Ageing scenarios for concrete, masonry and embankment dams presented in Chapters 2 and 3 of this report apply also, to a certain extent, to many structures and foundations of appurtenant works. They will not be referred to again in this part which deals with ageing scenarios related to the flow of the water through the works.

Brief comments on the data and methodology used in the selection of the major ageing scenarios are presented in this first section. The major ageing scenarios are described in section 4.2 where the causes, process, development and consequences of each major ageing scenario, as well as the most appropriate methods for its timely detection and evaluation and some remedial measures, are indicated. Recommendations concerning the prevention and monitoring of the major ageing scenarios are presented in section 4.3.

The data used for the selection of the major ageing scenarios of appurtenant works were the case histories on deterioration of those works assembled by the ICOLD Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs [I to V]. From the 1 105 deterioration case histories gathered by that Committee, 330 relate to appurtenant works, and another 45 to appurtenant works in conjunction with other structures; thus giving a total of 375, about a third of all deterioration case histories. Among these 1 105 case histories, 107 correspond to failures, 47 of which involve appurtenant works (38 appurtenant works of embankment dams and 9 appurtenant works of concrete and masonry dams). The bulk of the incidents and accidents recorded in these data relate to safety works, namely to spillways. However, incidents relating to intakes and powerhouses, as well as a limited number of cases with pipes embedded in embankment dams, are also reported.

Among the 375 case histories related to appurtenant works, 155 (about 40 %) correspond to the ageing scenarios mainly related with the water flow; these case histories and 26 others added by the Committee [X], are indicated in the Appendix. The assembled case histories may not be representative of all occurring incidents. However, the sample was considered sufficiently broad to select the 6 major ageing scenarios indicated in Table I.5.

4.2. PRINCIPAUX SCÉNARIOS DE VIEILLISSEMENT LIÉS AU DÉBIT D'EAU

4.2.1. Affouillement local

L'impact de l'eau peut engendrer des sollicitations élevées dans le rocher, ou le béton des ouvrages de dissipation d'énergie. L'importance de ces sollicitations et de leurs conséquences ne sont pas toujours faciles à évaluer et l'expérience montre qu'elles sont souvent sous-estimées. Une mauvaise appréciation des forces d'érosion associées à l'impact de l'eau peut conduire à des ouvrages sous-dimensionnés particulièrement lorsque la construction d'un organe de dissipation d'énergie approprié est très coûteuse. De telles sous-évaluations peuvent ne pas avoir une grande importance lorsque les évacuateurs de crue sont rarement utilisés ou lorsqu'ils ne débitent qu'une fraction de leur capacité théorique. Toutefois, dans certains cas, un affouillement local a entraîné des réparations coûteuses et a même menacé la stabilité des ouvrages. C'est pourquoi le phénomène d'affouillement local causé par l'impact de l'eau au pied de l'évacuateur de crue constitue un scénario de vieillissement important pour les ouvrages annexes.

Trente cas de détérioration répertoriés (environ 16 %) concernent ce scénario (voir Annexe). Ils affectent des évacuateurs de crue intégrés à des barrages de différents types (17 barrages en remblai et 13 barrages en béton).

Illustrations

Le cas de l'évacuateur de crue du barrage en béton de Black Canyon, aux États-Unis, illustre le processus d'affouillement local par l'impact de l'eau et ses conséquences possibles [III-879, 39]. Ce barrage-poids de 56 m de hauteur a été construit en 1924 pour l'irrigation et la production d'électricité. L'évacuateur de crue à crête libre n'est protégé par aucune structure de dissipation d'énergie. Au fil des ans, les déversements de l'évacuateur de crue ont érodé le rocher au pied du barrage et développé des sous-pressions au contact béton-rocher.

Une cuillère de dissipation a été ajoutée en 1952. Elle a été liée à la fondation et à la face d'aval de l'évacuateur de crue, comme indiqué sur la Fig. IV.1.

Le cas du barrage de Lake Waco, aux États-Unis, est un autre exemple de ce type de vieillissement (Fig. IV.2). L'ouvrage a été construit en 1930 pour approvisionner en eau la ville de Waco (Texas) [III-713, 40]. Il est constitué d'un barrage en terre d'une hauteur de 21 m et d'un évacuateur de 135 m de longueur équipé de 16 vannes segments. Le radier de l'évacuateur de crue a été construit environ 2,75 m plus bas que le niveau du bief aval en vue de former un bassin de dissipation au pied de l'ouvrage. Les forts débits déversés ont causé une érosion sous le radier pour finalement le détruire. De plus, la fondation schisteuse située en aval de l'évacuateur de crue s'est érodée. Un volume approximatif de 38 000 m³ de béton et de rocher a été emporté par ces affouillements.

Un calcul des structures endommagées a montré que pour chacun des trois cas de charge étudiés, la résultante des forces passait en dehors du tiers central de la fondation. Cela signifiait que les contraintes de compression au pied aval de l'évacuateur de crue étaient supérieures à celles prévues et, en fait, atteignaient des valeurs alarmantes. La rupture de l'évacuateur de crue par renversement ou par glissement était de plus en plus probable à mesure que le rocher s'érodait.

4.2. MAJOR AGEING SCENARIOS RELATED TO FLOW

4.2.1. Local scour

Water impact can create severe stress in the rock or concrete of energy absorbing structures. The magnitude of the stress and its consequences are not always easily evaluated, and experience shows that they are frequently underestimated. Often, an inadequate understanding of the erosive forces associated with water impact, can lead to underdesigned structures, particularly when the construction of an energy dissipating structure is costly. Such an oversight may not have a great importance when the spillway is seldom used or are used at only a fraction of its design capacity. However, local scour has led to costly repairs and, furthermore, it has threatened the stability of the retaining structures. Thus, the phenomenon of local scour caused by water impact at the foot of spillways is an important ageing scenario for appurtenant works.

Among the selected case histories, 30 (about 16 %) concern this scenario (Appendix), and relate to spillways incorporated in schemes with dams of different types (17 embankment dams and 13 concrete dams).

Illustrations

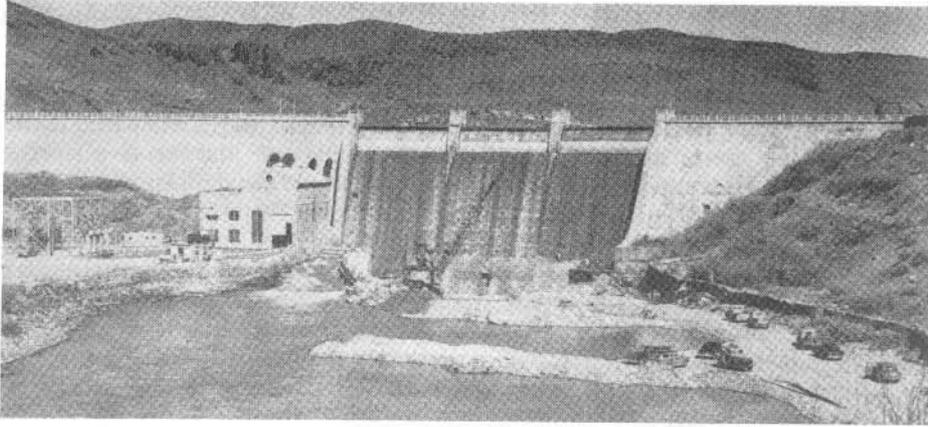
The case history of the spillway of Black Canyon concrete dam (USA) illustrates the process of local scour by water impact and its possible consequences [III-879,39]. The 56 m high gravity dam was built in 1924 for irrigation and power production. The overflow spillway has no energy absorbing structure at its toe. Over the years, spillway discharges have eroded the rock at the toe of the structure and uplift pressures developed at the rock-concrete contact.

A flip bucket was added in 1952. It was tied to the foundation and to the downstream face of the spillway, as illustrated in Fig. IV.1.

Another example of this scenario is the case history of the Lake Waco dam (USA) (Fig. IV.2), built in 1930 for public water supply of the city of Waco (Texas) [III-713,40]. It is a 21 m high earthfill dam, with a 135 m long spillway containing 16 tainter gates. The spillway apron was constructed nearly 2.75 m below normal tailwater, in order to form an energy-absorbing pool at the foot of the structure. High flow over the spillway caused erosion below the apron and ultimately destroyed it. This was followed by erosion of the shale foundation immediately downstream from the spillway. A total of approximately 38 000 m³ of concrete and shale were lost in the process.

Analysis of the damaged structure revealed that for each of the 3 assumed loading conditions, the resultant of the forces passed outside the middle third of the foundation. This means that the compressive stress at the downstream toe of the spillway was higher than desirable, and indeed approached a dangerous value. The failure of the spillway by overturning or sliding became an increasing possibility as more rock was eroded.

①



②

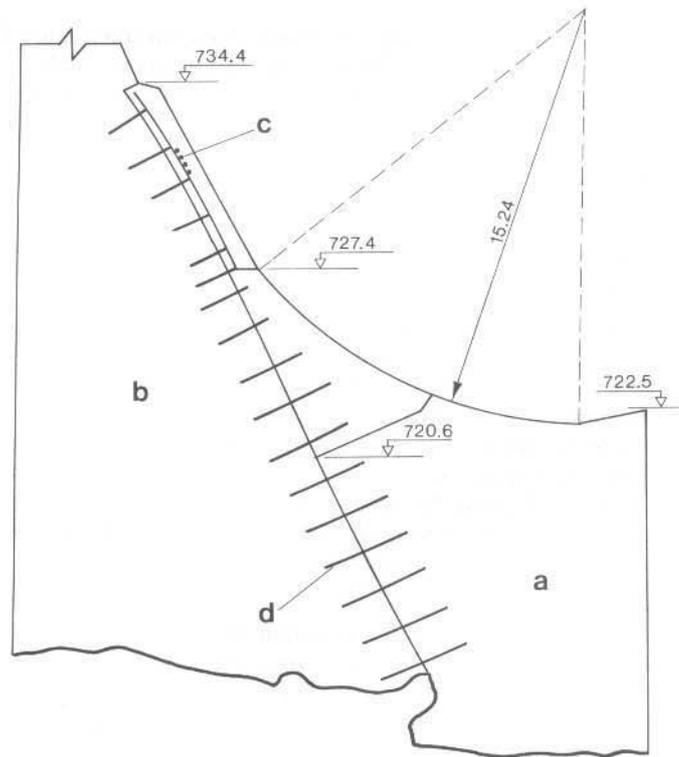
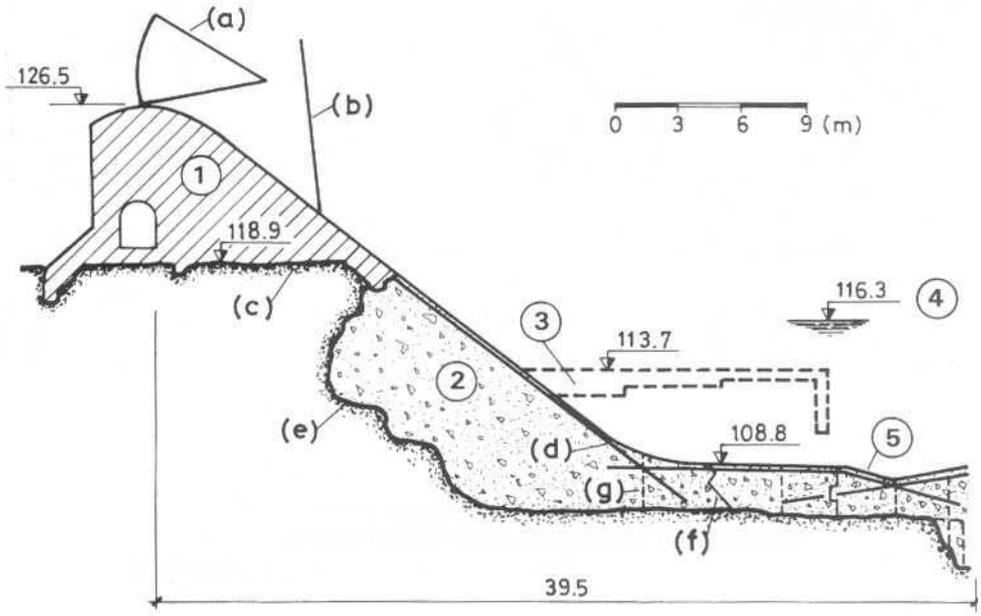


Fig. IV.1

Black Canyon dam. Concrete added at the spillway toe [39]

Barrage de Black Canyon. Béton ajouté au pied du déversoir [39]

- | | |
|---|--|
| (1) General view after the repair works (1952 March) | (1) <i>Vue générale après les travaux de réparation (Mars 1952)</i> |
| (2) New concrete of the flip bucket (a), existing concrete of the gravity dam (b), bars of 20 mm, spaced 0.30 × 0.75 m (c), anchor bars of 32 mm, grouted both ways in 64 mm diameter holes, up to a depth of 1.5 m (d) | (2) <i>Nouveau béton de la cuillère de dissipation (a), béton existant du barrage-poids (b), barres de 20 mm, espacées de 0,30 × 0,75 m (c), quadrillage de barres d'ancrage de 32 mm, scellées dans des trous de 64 mm de diamètre et 1,5 m de profondeur (d)</i> |



⑥

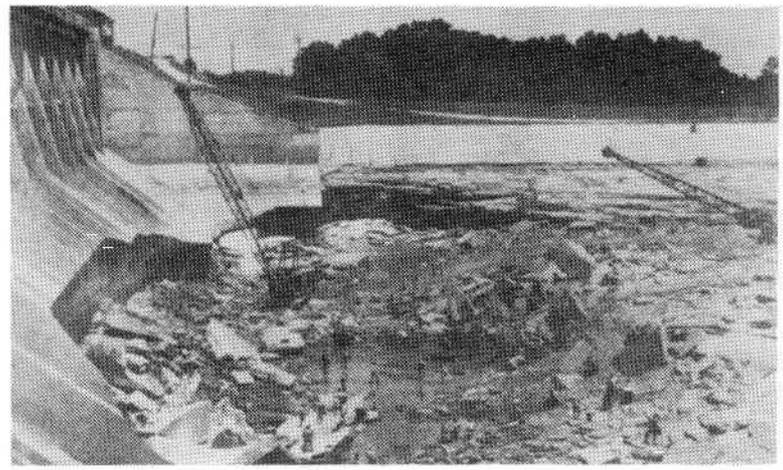


Fig. IV.2

Lake Waco dam. Cross section of the repaired zone [40]

Barrage de Lake Waco. Coupe transversale de la zone des réparations [40]

- | | |
|--|--|
| (1) Original spillway : crest gate (a), gate pier (b), original foundation shale (c) | (1) Déversoir d'origine : vanne du seuil déversant (a), pile de la vanne (b), schiste argileux de la fondation d'origine (c) |
| (2) New concrete : reinforcing steel (d), boundary of the clean shale (e) | (2) Nouveau béton : acier d'armature (d), limite du schiste sain (e) |
| (3) Lost original apron | (3) Radier d'origine emporté par l'érosion |
| (4) Normal tailwater level | (4) Niveau aval normal |
| (5) New apron : construction joints (f), weep holes (g) | (5) Nouveau radier : joints de construction (f), trous de drainage (g) |
| (6) Erosion downstream of spillway | (6) Erosion à l'aval de l'évacuateur de crue |

En 1947, la fondation a été reconstituée en béton de masse. Un nouveau radier a été construit. Sa longueur est supérieure de 7 mètres à celle du radier d'origine, et il est bordé à l'aval par un seuil, en vue d'éviter une nouvelle érosion sous le radier (Fig. IV.2).

Causes, effets et conséquences

Le bassin de dissipation au pied de l'évacuateur de crue a pour fonction de dissiper l'énergie en transformant l'énergie cinétique de l'eau en chaleur et en déformation des matériaux constitutif des ouvrages. Lorsque les dimensions du bassin de dissipation sont insuffisantes pour absorber l'énergie et que son radier n'est pas assez résistant, l'érosion apparaît. Des détails sur la conception hydraulique de ces structures sont donnés en références [41 à 45].

Lorsque le rocher est recouvert d'une dalle de béton, celle-ci peut s'éroder ou se soulever et l'érosion se poursuit dans le rocher de fondation. Lorsque le rocher n'est pas protégé, le degré d'érosion dépend de l'importance de l'impact de l'eau et de la qualité du rocher, caractéristiques des diaclases incluses.

Dans les deux exemples présentés, il est à noter que l'absence ou l'insuffisance du bassin et des ouvrages de dissipation d'énergie ont entraîné l'affouillement de la fondation, au pied du barrage. Dans un cas, les sous-pressions ont augmenté, alors que dans l'autre cas l'érosion a atteint un tel degré qu'elle a mis la structure en danger d'être emportée par glissement ou par renversement. Dans les deux cas, en l'absence de réparations, la conséquence prévisible aurait été la destruction du barrage consécutive à une défaillance de la fondation.

Dans des situations moins critiques (c'est à dire lorsque le point d'impact de la chute d'eau est assez éloigné en aval du barrage, que le rocher est de très bonne qualité, ou que l'évacuateur de crue est rarement utilisé), les conséquences de l'absence d'un ouvrage destructeur d'énergie ou d'un bassin de dissipation, ou leur insuffisance, sont moins graves.

Détection et contrôle du vieillissement

C'est l'inspection des ouvrages qui permet la détection des détériorations relatives au présent scénario. Lorsque l'affouillement s'est développé progressivement sur une longue période, des sondages périodiques et des inspections occasionnelles par plongeurs ont été réalisés afin de mesurer la profondeur de l'affouillement. Des mesures de niveau et d'alignement sur les ouvrages ont parfois été effectuées après chaque fonctionnement de l'évacuateur de crue. Enfin, on a dû quelquefois assécher le bassin afin d'évaluer l'étendue des dommages et de recueillir l'information nécessaire pour l'étude des réparations.

Les mesures correctives varient en fonction du degré de détérioration et de la localisation de la fosse d'amortissement ou du bassin de dissipation par rapport au barrage.

Lorsque l'état de détérioration atteint un niveau critique, comme dans les cas décrits plus haut, l'intervention comprend : d'une part, la reconstitution de la fondation afin d'assurer la stabilité des ouvrages principaux; d'autre part, la redéfinition de l'évacuateur de crue et du bassin de dissipation sur la base de critères adéquats. Des modèles hydrauliques sont souvent élaborés afin d'évaluer l'efficacité des nouveaux ouvrages.

In 1947, the foundation was rebuilt with mass concrete and a new apron was built. The apron extended 7 m downstream from the original and was terminated by an end sill to prevent erosion below the apron (Fig. IV.2).

Causes, effects and consequences

The stilling basin at the foot of the spillway has to dissipate the energy by transforming the kinetic energy of the water into heat and into mechanical deformation of structural components. When the size of the stilling basin is inadequate to absorb the energy and its floor is not resistant enough, erosion takes place. Details of the hydraulic design of these structures are given in references [41 to 45].

When the rock is covered by concrete, slabs can be eroded or pried loose and the erosion continues in the rock underneath. When the rock is not protected, the degree of erosion depends on the magnitude of the water impact and on the rock mass quality including the characteristics of the rock joints.

In the 2 examples presented above, it is seen that the absence or inadequacy of the stilling basin and energy absorbing structure resulted in the undermining of the foundation at the toe of the dam. In one case, the uplift pressure increased; in the other case, such a stage of erosion was reached that the structure was in danger of sliding or overturning. In both cases, the predictable consequence, in the absence of repairs, would have been the destruction of the dam through foundation failure.

Where, for example, the point of impact is well downstream of the dam, the rock is of high quality, or the spillway is only rarely used, the consequences of an inadequate or non-existent energy-absorbing structure or stilling basin may be less important.

Monitoring and control of ageing

Detection of the scenario under consideration has been made by visual inspection. Where the scour has developed over a long period of time, periodic depth sounding and occasionally diver inspection have been used to monitor its depth. Sometimes, uplift and alignment measurements after each operation of the spillway have also been used. Dewatering has sometimes been carried out in order to assess the extent of damage and to gather information for the design of the remedial measures.

Remedial measures vary according to the degree of deterioration and location of the plunge pool or stilling basin in relation to the dam.

In serious situations, such as those described in the above illustration examples, the remedial measures comprise two actions designed to restore the effectiveness of the spillway and stilling basin. First is the rebuilding of the foundation followed by the redesign of the spillway and stilling basin to adequate criteria. Hydraulic models are often used to assess the effectiveness of the repaired structures.

Des réfections moins élaborées peuvent se limiter à reconstruire des dalles ou des cuillères de dissipation fortement armées, des radiers en béton plus robustes et un système de drainage pour éliminer les sous-pressions.

Si l'évacuateur de crue est rarement utilisé et si l'érosion de la fosse d'amortissement se développe lentement, ou si la fosse est à une distance suffisante du barrage pour ne pas menacer sa stabilité, aucune réparation n'est nécessaire. L'approfondissement progressif de la fosse augmente sa capacité à dissiper l'énergie, et on peut tendre vers un équilibre entre l'effet de impact de l'eau et la résistance de la fondation. A ce stade, l'érosion s'arrêtera, comme l'illustrent les cas [I-359, 46,47].

4.2.2. Érosion par abrasion

La plus commune des causes d'érosion par abrasion répertoriée est l'action de corps étrangers dont le charriage dans le bassin de dissipation peut entraîner l'érosion rapide du béton par attrition. La deuxième source de dégradation, affectant la face aval des seuils déversants, est le déversement des eaux chargées de silt ou de corps étrangers qui causent une importante érosion, en particulier aux changements brusques de direction. Une érosion en aval des vannes est moins fréquente mais survient lorsque l'eau chargée de silt se déverse dans un canal étroit, endommageant ainsi les parois de béton.

Les cas de détérioration de 35 ouvrages annexes (19 % des cas répertoriés) se retrouvent en Annexe. Ils concernent les ouvrages annexes de barrages aussi bien en remblai (23) qu'en béton (12).

Illustrations

La dégradation des bassins de dissipation de la centrale hydroélectrique Ilha Solteira, au Brésil, constitue un exemple typique d'érosion par abrasion [48]. L'aménagement, terminé en 1974, comprend un barrage de 74 m de hauteur sur le fleuve Paraná.

Moins d'un an après la fin des travaux, on a décelé une érosion notable dans le bassin de dissipation, érosion dont on a attribué l'origine au charriage de blocs de rocher et d'autres matériaux entraînés lors du fonctionnement dissymétrique de l'évacuateur de crue (Fig. IV.3). Les dommages ont été initialement découverts à l'aide de sondages acoustiques, suivis d'inspections détaillées sous l'eau. Les inspections ont permis de constater la présence de cailloux de différentes grosseurs, dont certains étaient fortement arrondis.

Les travaux de réparation ont consisté à ajouter une couche protectrice de béton de 200 mm sur tout le fond du bassin, après réparation des waterstops sous l'eau (Fig. IV.3). Cette solution a été choisie pour sa simplicité et sa rapidité d'exécution.

Les rapports concernant les dommages observés aux États-Unis [I-448, I-462, I-484, I-569] témoignent de l'importance du phénomène. Dans la plupart des cas, on signale une érosion de 0,2 à 0,3 m dans le béton avec des dégâts sérieux aux armatures du béton et aux joints d'étanchéité.

Less extensive solutions may be limited to the reconstruction of slabs or flip buckets with added reinforcement, thicker slabs of concrete and a drainage system to relieve the uplift pressure.

When the spillway is seldom used and the erosion of the plunge pool is not serious, or where the pool is at a sufficient distance from the dam not to endanger its stability, no repair is effected. The gradual deepening of the plunge pool increases its energy-dissipating power and an equilibrium between the water impact and resistance of the foundation will eventually be reached. At this point the erosion will stop as exemplified in the case histories [I-359, 46,47].

4.2.2. Erosion by abrasion

The most commonly reported cause of erosion by abrasion occurs when material is trapped in a stilling basin; the violent action of debris particles in the water provides a grinding action capable of rapid erosion of the concrete. The second source of problems is associated with the downstream face of overflow sections, where a flow carrying a heavy load of silt or detritus can cause heavy erosion particularly at sharp directional changes. Less commonly reported is the erosion downstream of gates, where silt laden water discharging in a concentrated stream provides a powerful source of damage to the walls of concrete conduits.

In the Appendix, 35 examples of appurtenant structures being damaged through the action of erosion by abrasion (19 % of the case histories) are listed; they concern both appurtenant works related to embankment structures (23) and concrete structures (12).

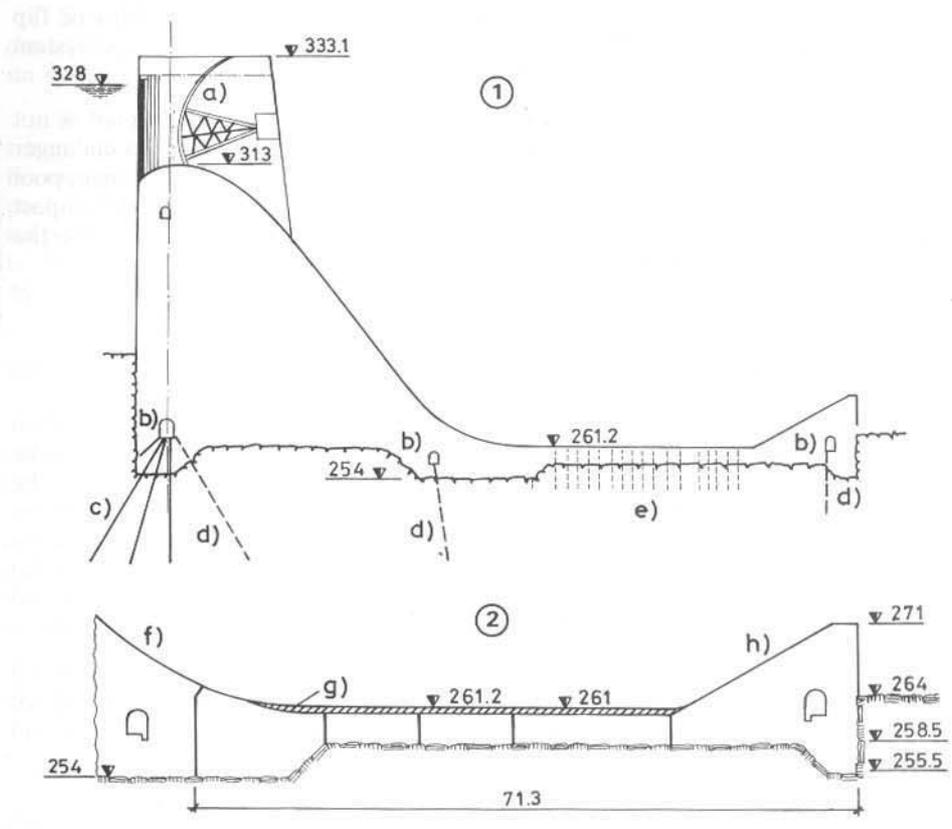
Illustrations

Typical of the problems that have been experienced by owners in connection with the erosion of stilling basins is that reported for the Ilha Solteira Hydroelectric Plant (Brazil) [48]. This project, completed in 1974, includes a 74 m high dam across the Paraná River.

Within a year of the completion, erosion was discovered in the stilling basin. This was attributed to blocks of rock and other materials carried into the basin and to their movement as a result of the asymmetric operation of the spillway (Fig. IV.3). The damage was initially found by means of echo sounding, followed by detailed underwater inspection. Together with the erosion, the inspection discovered "several rocks of various sizes, some of which were well rounded".

The repair work, chosen for its simplicity and speed of execution, was to add a 200 mm thick protective layer of concrete over the entire basin floor, the waterbars having previously been repaired under water (Fig. IV.3).

Reports of damage reported in the USA [I-448, I-462, I-484, I-569] indicate that it is not unusual to find that 0.2-0.3 m of concrete have been eroded from the stilling basin floor with the consequent damage to reinforcement and water stops.



③

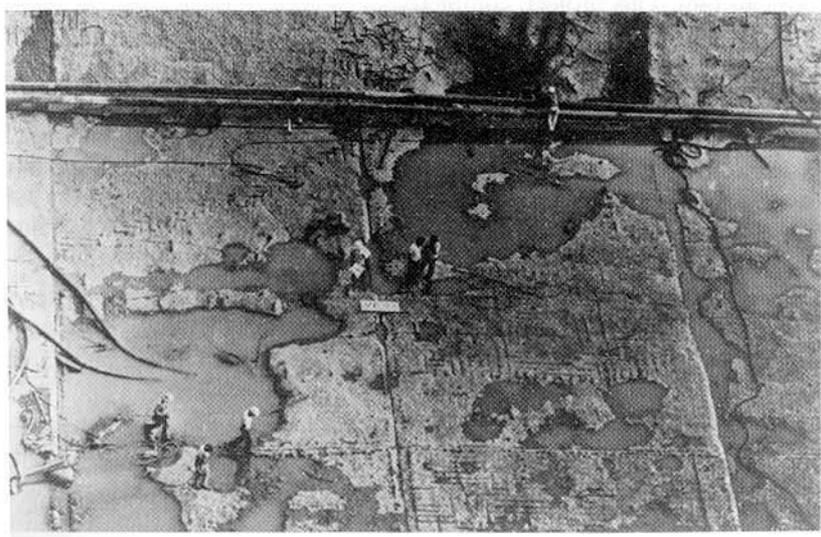


Fig. IV.3

Ilha Solteira dam. Erosion by abrasion [48]

Barrage d'Ilha Solteira. Érosion par abrasion [48]

- | | |
|--|---|
| (1) Spillway and stilling basin: gate (a), galleries (b), grout curtain (c), drainage curtains (d), anchor bars (e) | (1) Déversoir et bassin de dissipation: vanne (a), galeries (b), écran d'injection (c), réseaux de drains (d), barres d'ancrage (e) |
| (2) Repairs of damaged areas of the stilling basin: with epoxy (f), with concrete (g), in some blocks (about 100 mm) (h) | (2) Réparations des zones détériorées du bassin de dissipation: avec des résines époxy (f), avec du béton (g), sur certaines zones du seuil aval (environ 100 mm) (h) |
| (3) Stilling basin showing damaged areas | (3) Bassin de dissipation montrant les zones endommagées |

Les barrages de Yasuoka, au Japon [I-306] et de Cherokee, aux États-Unis [I-465] fournissent des illustrations de dommages causés par l'eau chargée de corps étrangers aux coursiers des évacuateurs de crue. A Cherokee, des dégâts au béton de plusieurs dalles du radier, particulièrement près des dents de dissipation, ont été rapportés. Il semble que les dommages aient été causés par les impacts répétés des cailloux entraînés durant les déversements. A Yasuoka, on a signalé une érosion atteignant 1,3 m de profondeur sur la face aval de la partie déversante du barrage. Cette érosion est attribuée au sable et au silt entraînés par le courant.

Le cas du barrage Senzu, au Japon [I-297], un barrage-poids en béton de 62 m de hauteur, construit en 1935 sur la rivière Sumata, illustre l'érosion du béton en aval du pertuis des vannes. La quantité de sédiments évacués annuellement augmentait au fur et à mesure de l'alluvionnement dans le réservoir et le pertuis d'évacuation des sédiments a dû être réparé en 1957. La surface du béton du pertuis d'évacuation était fortement marquée par l'abrasion. Des réparations réalisées en 1969 ont comporté le scellement de rails d'acier et l'utilisation d'un mortier de résine époxy. L'effet abrasif du fort débit solide était encore cependant trop important, et des protections supplémentaires, avec mise en place d'une membrane de caoutchouc fixée à la surface du béton, ont été nécessaires. Lors d'essais préalables, cette solution avait fait la preuve d'une très grande résistance à l'érosion.

Causes, effets et conséquences

Il apparaît que deux causes fondamentales sont responsables des dommages aux ouvrages en béton par abrasion, à savoir la présence de solides entraînés et la turbulence du courant.

En aval des vannes, ou sur les coursiers des évacuateurs de crue, les dommages sont causés par le sable ou le silt transportés par un courant plus ou moins parallèle. Normalement, le sable ou le silt proviennent des dépôts dans le réservoir. Il s'ensuit que les pertuis de fond seront affectés plus rapidement que les évacuateurs déversants.

L'intensité des érosions est intimement liée à la géologie du bassin versant; les particules de roche contenant des minéraux durs tels que le quartz sont les plus agressives pour attaquer les surfaces de béton. La vitesse d'écoulement est également un facteur important d'érosion. Le petit nombre de cas d'érosion signalés pour des barrages de moins de 30 m de hauteur donne une indication sur l'importance de ce facteur.

Les dommages aux bassins de dissipation sont les problèmes le plus fréquemment rencontrés. Dans ces cas, les corps étrangers contenus dans le bassin même constituent la source principale des difficultés. En gros, ces corps étrangers peuvent provenir de quatre origines : 1) du réservoir, comme décrit précédemment; 2) du lit de la rivière en aval du bassin de dissipation; 3) des gravats de chantier qui n'ont pas été enlevés; 4) des talus bordant l'évacuateur et le bassin de dissipation.

Les bassins de dissipation conçus pour évacuer les corps étrangers ne retiennent pas assez longtemps les matériaux pour créer des dommages significatifs.

Les matériaux du lit de la rivière en aval du bassin sont parfois entraînés dans ce dernier par les grands tourbillons qui peuvent être provoqués par une configuration inappropriée de l'ouverture des vannes. Les écoulements tourbillonnaires,

Typical information about damage caused by debris laden water flowing over a spillway slab is provided by Yasuoka dam (Japan) [I-306] and Cherokee dam (USA) [I-465]. At Cherokee, damage to the concrete on several apron block slabs, particularly at step risers, is reported. The damage was believed to have been caused by the repeated impact of stones carried through during sluicing. At Yasuoka, the owners reported up to 1.3 m of erosion on the downstream face of the overflow section of the dam, and attributed this to the sand and silt carried in the flow.

The case history of Senzu dam (Japan) [I-297], a 62 m high concrete gravity dam, constructed in 1935, on the Sumata River, deals with the erosion of concrete downstream of sluice gates. The annually flushed sediment load increased as the reservoir absorbed more silt, and the sediment flushing conduit had to be renewed in 1957. Conspicuous abrasion occurred on the concrete surface of the flushing conduit. The repairs in 1969 comprised the embedment of steel rails and the use of epoxy mortar. However, the abrasive effect of the heavy sediment load proved to be too great, and further measures were tried. These included the use of a rubber membrane attached to the surface of the concrete, shown by tests to be highly resistant to erosion.

Causes, effects and consequences

There appear to be two basic causes which together are responsible for damage to concrete structures due to erosion by abrasion: the introduction of detritus into the water flow, and the occurrence of a turbulent flow.

Damage is caused by sand or silt being carried along in a more or less parallel flow, downstream of gates, or on overflow spillway slabs. The sand or silt typically enters the flow from the reservoir. Hence, low level scouring outlets tend to be affected earlier in the life of a project than overflow spillways, simply because of the time taken for a sufficient level of deposition to occur in the reservoir.

The geological setting has an important bearing on the erosion rate. Rock particles containing hard minerals, such as quartz, are relatively efficient in eroding concrete surfaces. The flow velocity is another important factor, as confirmed by the relative paucity of reported problems for dams less than 30 m high.

Damage to stilling basins is the most common scenario reported. Here the major problem appears to be the detritus within the basin itself. Broadly, there are four locations from which such detritus can originate: 1) from the reservoir, carried in the flow as described above; 2) from the river bed downstream of the stilling basin; 3) from construction debris that has not been removed; and 4) from slopes commanding the spillway or the basin.

Stilling basins designed to flush out the detritus are less likely to retain the material long enough for it to do significant damage.

The entrainment of material from the river bed downstream of the basin has been reported as being encouraged by relatively large scale eddies, extending beyond the basin itself. Such eddies, and smaller ones, are not infrequently initiated

associés à l'incapacité du bassin à rejeter les matières solides, sont responsables de la majorité des dommages.

Les dégâts peuvent avoir deux origines, soit l'action des corps étrangers piégés dans le bassin de dissipation, soit les particules solides transportées par le courant.

Plusieurs exemples [I-461, I-477] témoignent de l'effet de « broyeur » très puissant des corps étrangers entraînés dans le bassin de dissipation. Sauf à enlever les matériaux du bassin ou à changer la nature de l'écoulement, l'effet de tourbillon risque de causer l'érosion d'un grand volume de béton dans un laps de temps remarquablement court.

Les dommages en aval des vannes, ou sur la surface de coursiers, sont le résultat d'un apport prolongé de matériaux provenant soit du réservoir [I-297, I-306], soit des talus latéraux [I-461]. Ce phénomène n'est pas l'effet d'un système fermé comme dans le bassin de dissipation. Pour qu'il y ait des dommages substantiels, il est nécessaire que des matériaux soient continuellement entraînés. Les rapports sur l'érosion en aval des vannes indiquent qu'une usure pouvant atteindre 0,22 m/an est possible lorsque l'eau est fortement chargée ou que le béton est de qualité médiocre. Lorsque les surfaces sont protégées par un revêtement en pierre, l'érosion est généralement beaucoup plus lente.

Détection et contrôle du vieillissement

Des dommages causés aux ouvrages annexes par l'érosion due à l'abrasion ont été détectés de 4 façons : par assèchement du bassin de dissipation pour inspection, par inspection du béton sous l'eau par des plongeurs, par des inspections visuelles périodiques ou, plus rarement, par des sondages acoustiques.

Les ouvrages de protection suivants ont été mis en place : 1) chapes de béton [I-292, I-306, I-363, I-448, I-458, I-477, I-512]; 2) chapes de béton liées à la structure existante avec un mortier d'époxy [I-448]; 3) mortier de résine pour réparer et protéger les surfaces endommagées [I-297, I-461, I-486, I-519]; 4) béton projeté (peu fréquent) [I-363]; 5) béton armé de fibres (peu commun); 6) prépaqt (rarement) [I-465].

En vue d'empêcher que les matériaux en aval ne soient entraînés dans le bassin de dissipation, on a couvert de béton le lit de la rivière à l'aval du bassin [I-448], et aussi surélevé le seuil aval du bassin de dissipation [I-4].

4.2.3. Érosion par cavitation et dissipation d'énergie

L'érosion par cavitation est un important scénario de vieillissement des ouvrages annexes. Fondamentalement, elle est liée à la présence de zones de basse pression dans la masse liquide à proximité des parois des conduits.

Les dommages occasionnés par la cavitation peuvent être divisés en deux groupes : 1) ils peuvent résulter d'une ventilation ou d'une géométrie inadéquates des conduits fermés en aval des vannes; 2) ils peuvent être associés à une géométrie déficiente des coursiers de déversoirs.

Vingt-neuf cas d'érosion par cavitation ayant entraîné des réparations coûteuses ont été répertoriés (16 % de tous les cas) et sont donnés en Annexe. La plupart appartiennent au groupe 1) ci-dessus, quelques uns au groupe 2). Quelques

by a specific pattern of gate openings upstream. It is the rotational element of the flow, coupled with the inability of the basin to discharge solid matter, that appears to be responsible for much of the damage.

The development of damage is broadly along two lines, namely through the action of trapped debris and by solid particles carried with the flow.

Within stilling basins there is an abundance of evidence [I-461, I-477], suggesting that the “ ball mill ” effect of the entrained detritus is a powerful one. Unless either the material is removed from the stilling basin, or the nature of the flow within the basin is changed, the rotating flow has capacity to remove a large volume of concrete in a remarkably short time.

The development of damage downstream of a gate, or on a spillway slab, relies more on a ready supply of entrained material, either from upstream [I-297, I-306] or from adjacent slopes [I-461]. The phenomenon is less of a closed system than in a stilling basin, and for a substantial damage to occur there is a requirement for a continuous supply of entrained material. The reports on erosion downstream of gates suggest that an erosion rate of up to 0.22 m/year can be expected in severe cases or where the concrete is of a lower quality than required. Where the surfaces are protected with stone the erosion rate is usually found to be much lower.

Monitoring and control of ageing

Damage to appurtenant structures by erosion due to abrasion has been detected in 4 ways : by dewatering the stilling basin for inspection, by using divers to inspect the concrete under water, by routine visual inspection and, more rarely, by echo sounding.

The following remedial measures have been used : 1) provision of additional concrete [I-292, I-306, I-363, I-448, I-458, I-477, I-512]; 2) additional concrete, bonded to the existing structure by epoxy mortar [I-448]; 3) resin mortar to repair and protect the damaged surface [I-297, I-461, I-486, I-519]; 4) sprayed concrete (not often used) [I-363]; 5) fibre reinforced concrete (uncommon); 6) precast concrete (rarely) [I-465].

In order to prevent material being washed into the stilling basin from downstream, the river bed downstream of the basin has been covered with concrete [I-448]. Elsewhere, the downstream sill of the stilling basin has been raised [I-4].

4.2.3. Erosion by cavitation and energy dissipation

Cavitation erosion is an ageing scenario that is important in appurtenant works. It is fundamentally related to the occurrence of low pressure within the flow adjacent to a solid boundary.

Cavitation damage may be result : 1) of inadequate venting and geometry downstream of gates in closed conduits; and 2) it may also be associated with poor geometrical details on spillway chutes.

Records of 29 case histories (16 % of the cases reported) are listed in the Appendix. All describe cavitation erosion so severe that costly repairs were needed. Most of the histories relate to inadequate venting of the flow downstream of a gate.

rare cas traitent de dommages occasionnés par un courant turbulent. Ces cas ont été pris en compte parce que les poches de basse pression sont souvent créées dans des régions de très forte turbulence.

Illustrations

Les 3 cas suivants illustrent le type de dommages du groupe 1) ci-dessus.

L'érosion par cavitation du béton du barrage Clear Creek, aux États-Unis [IV-146] est une des premières références à ce sujet. Le barrage en remblai de 30 m de hauteur a été construit en 1928 pour l'irrigation et un réseau de distribution d'eau. En juillet 1970, on a noté que le béton de la conduite de restitution avait été érodé par la cavitation.

Le barrage en remblai de Tongue River, aux États-Unis, d'une hauteur de 43 m, a été construit en 1939 pour l'irrigation. L'inspection annuelle de 1973 a mis en évidence des dommages dus à la cavitation dans la galerie de restitution de 4,9 m de diamètre, immédiatement en aval des vannes [II-85]. Dans ce tronçon de raccordement entre la section rectangulaire des vannes et la galerie cylindrique, une tôle de 1,2 m × 3,7 m × 12 mm qui protégeait les parois a été arrachée et entraînée. La cavitation a aussi attaqué le radier de la galerie où s'est formé un trou de 250 mm de profondeur.

Le barrage en enrochement de Belden (Caribou Afterbay, États-Unis), de 50 m de haut, a été construit en 1958 pour la production d'électricité. Il a été le siège d'incidents sur le blindage et les vannes de la vidange de fond [IV-123]. Cette vidange de fond comprenait deux vannes à glissières (1,8 m × 1,8 m) suivies de courtes viroles de raccordement à une conduite de 3,6 m de diamètre blindée en acier. La virole de raccordement de gauche était ventilée par un reniflard de 1,2 m de diamètre, situé immédiatement en aval de la vanne à glissières. La virole de raccordement de droite n'était pas ventilée. En août 1966, le cadre de la vanne de droite a été arraché avant d'être retenu dans sa pièce de raccordement. Les commandes des vannes avaient été inversées par inadvertance, et les lâchures s'étaient faites par la vanne de droite non ventilée, ce qui avait entraîné l'écrasement du blindage et l'érosion du béton du cadre de la vanne. En mai 1967, le blindage d'acier a implosé une nouvelle fois, le béton s'est rompu et les dispositifs d'étanchéité des vannes ont été endommagés sérieusement. La réparation du premier incident a été faite sans modification par rapport à la conception d'origine. On a toutefois rectifié les circuits électriques de commande. Après le second incident, les garnitures d'étanchéité des vannes ont été remplacées, des blindages supplémentaires ont été ajoutés entre les pièces de raccordement et la conduite de 3,6 m de diamètre, et les deux vannes ont été aérées.

Les quatre cas suivants illustrent brièvement le processus d'érosion relatif au groupe 2) ci-dessus, c'est à dire concernant les coursiers d'évacuateurs.

Le coursier de l'évacuateur de crue du barrage Nakaiwa, au Japon [I-288], s'est érodé par suite de la détérioration du béton et de la turbulence de l'écoulement. Des études ont conduit à une amélioration de la géométrie des coursiers. Les modifications ont été réalisées entre 1967 et 1969.

Au barrage de Hiwassee (D) [I-516], construit aux États-Unis en 1940, on a découvert en 1955 des dommages dus à la cavitation à la sortie de 2 des 4 puits. On a conclu qu'une mauvaise séquence d'ouverture des vannes était la cause

A few of the histories relate to damage caused by turbulence. These have been included because the low cavitation pressures are often found within the core of intense areas of turbulence.

Illustrations

The following 3 case histories illustrate cavitation damage associated with inadequate venting of the flow.

The concrete erosion by cavitation in Clear Creek dam (USA) [IV-146] is one of the first references to the subject. The 30 m high earthfill embankment dam was built in 1928 for irrigation and water storage. In July 1970, it was noted that the concrete in the outlet conduit had been eroded due to cavitation.

At Tongue River dam (USA), a 43 m high earthfill embankment built in 1939 for irrigation, the 1973 annual inspection found a cavitation damage in the 4.9 m diameter outlet tunnel, immediately downstream of the operating gate [II-85]. In this transition area from the rectangular shaped gate to the nearby circular tunnel, a large steel plate of 1.2 m × 3.7 m × 12 mm that protected the side wall was washed away. Cavitation forces were also at work on the tunnel floor, where a 250 mm deep hole was reported.

At Belden dam (Caribou Afterbay, USA), a 50 m high rockfill dam built in 1958 for hydroelectric development, the incident occurred at the steel liner and gates in the low level outlet [IV-123]. This low level outlet had two (1.8 m × 1.8 m) slide gates with short stubs to a 3.6 m diameter steel lined outlet pipe; while a 1.2 m diameter air vent connected to the left hand stub, just downstream of the slide gate, the right hand stub had no air vent. In August 1966, the right hand gate frame collapsed into the downstream opening. The gate controls were inadvertently interchanged, and thus, when throttled releases went through the unvented right gate, the steel liner collapsed and the concrete around the gate frame eroded. In May 1967, the steel liner collapsed again, the concrete failed, and the gate seals were badly damaged. The first damage was repaired by replacement in kind with controls properly connected; and after the second incident the gate seals were replaced, new steel liner and transition from the gate stubs to the 3.6 m diameter conduit were installed, and improved venting was provided to both gates.

The following 4 case histories briefly illustrate the process of cavitation damage in spillway aprons.

The Nakaiwa dam (Japan) [I-288] experienced erosion of the spillway face, due to a concrete deterioration and water turbulence. Studies of a new chute geometry were carried out and modifications were made when the spillway was repaired between 1967 to 1969.

At the Hiwassee (D) dam [I-516], built in the USA in 1940, cavitation damage was detected in 1955, at the outlet of 2 of the 4 sluices. It was established that an improper gate opening sequence was the principal cause of deterioration.

principale de la détérioration. Le béton endommagé a été enlevé et la zone affectée a été polie à la meule.

Au barrage de Norris [I-572], construit en 1936 aux États-Unis, deux murs de béton de faible hauteur, parallèles à la direction du courant, ont perturbé considérablement l'écoulement et provoqué l'érosion de la surface des coursiers dans leur voisinage. Ces deux murs qui n'avaient pas été prévus lors de la conception ont été enlevés et le béton a été réparé.

Enfin, au barrage de Lake Mineral Wells [IV-304], construit en 1943 aux États-Unis, de gros déversements se sont produits en 1974. Lors de ces déversements, la majeure partie du coursier de l'évacuateur de crue en aval de la crête a été arrachée et détruite. La dalle du radier du coursier était mince, non armée et non ancrée. A la suite de l'incident, une nouvelle dalle de béton, armée et ancrée, a été coulée sur la fondation préalablement équipée d'un réseau de drains.

Causes, effets et conséquences

En ce qui concerne la cavitation dans des conduits fermés, et comme les trois premiers exemples cités ci-dessus l'illustrent, on retrouve fréquemment les aspects suivants : 1) les dommages se produisent souvent en aval des vannes et sont plus fréquents lorsqu'elles sont partiellement ouvertes; 2) les dégâts sont souvent liés à des changements dans la géométrie du conduit; 3) l'absence ou les dimensions insuffisantes des reniflards augmentent les risques de dommages.

Lorsque, pour une raison quelconque, la pression en un point de l'écoulement s'abaisse suffisamment pour que l'eau se vaporise, la vapeur apparaît sous forme de cavités ou de bulles. Les cavités sont transportées dans le courant et leur nombre, dimensions et durée vont dépendre des conditions d'écoulement. Lorsque la pression augmente ensuite, la vapeur d'eau se recondense et les cavités implosent. Lorsque l'implosion se produit près d'une surface solide, elle crée des « microjets » qui endommagent ou érodent le matériau.

Les tourbillons qui se forment à l'interface entre l'eau à grande vitesse et l'eau quasi-stationnaire créent une sorte de surface de cisaillement et peuvent être une des causes de dommages, par cavitation, au béton de revêtement des conduits. Si les plans de cisaillement sont verticaux (sillage des piles de vannes), les dommages en aval seront concentrés sur le radier. Inversement, si les plans de cisaillement sont horizontaux (jet d'eau noyé à la sortie de vannes partiellement ouvertes), les dommages causés par la cavitation en aval seront concentrés sur les murs latéraux [49].

Dans le cas des coursiers d'évacuateurs de crue, une géométrie inadéquate peut causer le décollement de la nappe d'eau du béton, créant ainsi des poches de basse pression et de la cavitation. Dans d'autres cas, des zones de grande turbulence peuvent prendre naissance, avec dissipation d'énergie en dehors du bassin de tranquillisation. Une mauvaise configuration de l'ouverture des vannes peut être également une cause d'érosion en aval.

Les conséquences de l'attaque des coursiers d'évacuateurs de crue par la cavitation sont l'érosion du béton et l'arrachement de dalles des coursiers. Dans ce dernier cas, des blocs de béton peuvent se détacher si les armatures et ancrages sont insuffisants. La turbulence de l'écoulement, associée à la dissipation d'énergie, peut provoquer des sous-pressions importantes sous les dalles de radier, à la faveur de joints déficients ou d'un drainage inadapté. Ce sont bien entendu les radiers qui

The damaged concrete was chipped away, and the affected area was ground smooth.

At the Norris dam [I-572], commissioned in the USA in 1936, 2 low concrete walls running parallel to the direction of the flow caused a considerable flow disturbance and erosion to the chute slab in their vicinity. The 2 walls which had not been called for in the design were removed and the concrete repaired.

Finally, at the Lake Mineral Wells dam [IV-304], built in the USA in 1943, a large flow had to be released in 1974. It displaced and destroyed the major portion of the spillway chute, downstream from the crest. The slab was thin, non reinforced and had no anchoring system. A new reinforced and anchored slab was placed, over an underdrain system, following the incident.

Causes, effects and consequences

The following aspects are frequently associated with damage by cavitation in closed conduits : 1) damage often occurs downstream of gates and is more frequent when these are operated partly open; 2) damage is often associated with changes in the conduit geometry; 3) the lack of appropriately sized air vents increases the risk of damage.

When, for any reason, the pressure at a point in the water falls sufficiently for the water to vaporize, the vapour appears in the form of cavities or water-vapour bubbles. In a water stream, the cavities will travel with the flow, and their number, size and life will depend on the flow conditions. When, however, the pressure subsequently rises, the water vapour will recondense and the cavities will collapse. The cavities which collapse near a solid boundary may form microjets, which impact and damage or erode the solid material.

Cavitation damage to the concrete of conduit linings can be attributed to the vortices arising in the severely sheared water flow at the interface between fast moving and almost stationary water. If the sheared flow planes are vertical (e.g., in the wakes of gate piers), any associated damage downstream will be concentrated at the invert. Conversely, if the sheared flow planes are horizontal (e.g., due to submerged jets leaving the partly opened gates), any associated cavitation damage downstream will be concentrated at the side walls [49].

In the case of spillway chutes, the deficient geometry may cause, in some cases, the water nappe to detach itself from the concrete, thus creating low pressure pockets and cavitation; in other cases, a high turbulence, thus allowing an excess of energy to dissipate outside of the stilling basin. Improper gate operating sequences may also be mentioned as an eventual cause of downstream erosion.

The consequences of cavitation in spillway chutes take the form of the erosion and uplift of the concrete chute slab. In the later case, blocks of concrete may be detached if they are not properly reinforced and anchored. The main areas of erosion are usually the slab, at points of changes in the geometry, along lateral walls, immediately downstream of gate piers, and most commonly on the downstream side of baffle blocks. An interesting documented case also refers to a

sont les plus vulnérables, notamment aux changements de géométrie, le long des murs latéraux, immédiatement en aval des piles, et souvent aussi les faces aval des dents brise-charge (un cas intéressant répertorié est celui d'un évacuateur en galerie où un ressaut hydraulique s'est produit, créant une érosion importante).

Lorsque les dalles de coursiers sont robustes, bien armées et ancrées, les dommages causés par la cavitation peuvent être superficiels. Mais si ce n'est pas le cas, il peut arriver que le coursier soit détruit en grande partie, avec éventuellement attaque de la fondation au pied du barrage mettant ainsi en péril sa stabilité. Dans le cas d'un évacuateur de crue en galerie, le bon fonctionnement de l'ouvrage peut être entravé par une érosion importante.

Détection et contrôle du vieillissement

Dans tous les cas répertoriés, la détérioration causée par la cavitation a été détectée par des inspections visuelles. Parfois, les dommages ont été notés lors d'inspections faites par des plongeurs (en particulier en ce qui concerne les dents brise-charge) suivies d'inspections visuelles après mise à sec des ouvrages.

Parfois les dommages ont été décelés par un mauvais fonctionnement des vannes. Dans les évacuateurs en galerie, la détection des problèmes d'érosion est difficile, sauf à faire des inspections systématiques. Comme l'érosion se produit lors de grands déversements, les débris révélateurs du problème sont rarement laissés au voisinage de la sortie de l'évacuateur de crue, d'où l'absence de signal de détérioration.

Parmi les réparations de dommages appartenant au premier groupe, on peut citer : 1) l'installation de reniflards appropriés dans les ouvrages de restitution [IV-146]; 2) l'imposition de contraintes dans les programmes de manœuvre des vannes [II-85]; 3) la remise en ordre des commandes de vannes et l'amélioration du système de ventilation (par exemple, dans le cas [IV-123], le premier incident a été réparé par remise en ordre des circuits de commande; après le second incident, les garnitures des vannes ont été remplacées, des blindages supplémentaires ont été ajoutés entre les pièces de raccordement et la conduite de 3,6 m, et les deux vannes ont été correctement ventilées).

Les mesures correctives pour les dommages appartenant au deuxième groupe peuvent être limitées à des réparations superficielles. Mais dans d'autres cas, elles peuvent comprendre la réparation des zones érodées avec du béton, la mise en place de rainures d'aération et la reconstruction des dalles des coursiers et des dents brise-charge. Il est parfois nécessaire de mettre les ouvrages à sec. Dans la plupart des cas, l'évacuateur de crue est hors-service durant les réparations.

4.2.4. Obstruction par des solides transportés par le courant

Les solides transportés par le courant peuvent obstruer les vidanges de fond ou les prises d'eau et entraîner des dommages sévères et des réparations coûteuses. Six cas concernant ce scénario (3 % des cas répertoriés) sont indiqués en Annexe.

Illustrations

Le barrage du Chambon, en France, est un exemple des problèmes associés aux obstructions des ouvrages de vidange [I-122, 53]. Ce barrage de 136 m de hauteur et de 290 m de longueur a été construit en 1935. La figure IV.4 montre la vidange de fond qui est une conduite blindée de 2 m de diamètre, équipée d'une grille en béton, d'une vanne à opercule du côté amont et d'une vanne de réglage à pointeau à l'aval.

spillway tunnel in which a hydraulic jump occurred within the tunnel creating a large amount of erosion.

Where the chute slabs are robust, well reinforced and anchored, cavitation damage may be superficial. At the other extreme, the destruction of a major part of the chute apron can take place, contributing to the undermining of the foundation and possibly of the toe of the dam, thus jeopardizing its stability. In the case of tunnel spillways, large amounts of erosion may impede proper operation of the spillway.

Monitoring and control of ageing

Detection of deterioration caused by cavitation has been made by visual inspection. Sometimes, the damage was reported by divers (particularly with respect to baffle blocks) followed by dewatering and visual inspection.

Sometimes the damage has been detected by the gates failing to operate properly. With respect to tunnel spillways, unless systematic inspections are carried out, it is difficult to detect erosion because it takes place at high flows. Consequently, tell tale rock debris are seldom left in the vicinity of the spillway outlet and a signal of deterioration does not exist.

The remedial measures where inadequate venting has occurred have included : 1) installation of adequate air vents in the outlet works [IV-146]; 2) appropriate restrictions placed on the operating procedure [II-85]; 3) replacement of gate controls and improvement of venting (e.g., in the case [IV-123] the first damage was repaired by replacement with controls properly connected; and after the second incident the gate seals were replaced, new steel liner and transition from the gate stubs to the 3.6 m diameter conduit were installed, and improved venting was provided to both gates).

Remedial measures to cavitation damage to spillway chutes comprise superficial repairs. They may also comprise concrete filling of eroded rock, installation air vents, rebuilding chute slabs and of baffle blocks. In some cases, dewatering is required. In most instances, the spillway will be unavailable during repairs.

4.2.4. Obstruction by solids carried by flow

Solids carried by flow may obstruct bottom outlets or intakes and lead to severe damage and costly repairs. A total of 6 case histories (3 % of the cases reported) concerning this scenario are indicated in the Appendix.

Illustrations

Chambon dam (France) is an example of the problems associated with obstruction of outlet structures [I-122,53]. This dam, 136 m high and 290 m long was built in 1935. Fig. IV.4 shows the bottom outlet to be a 2 m lined conduit equipped with a concrete trash rack, a ring-seal gate valve at the upstream end and a regulating needle valve downstream.

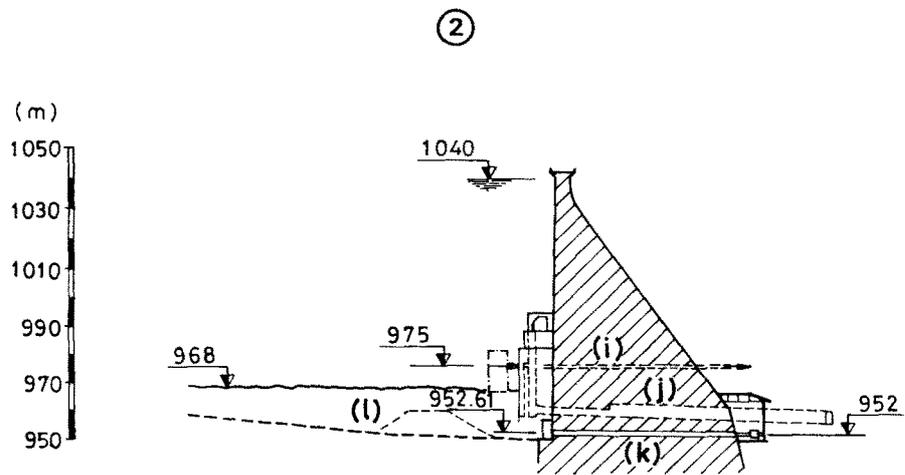
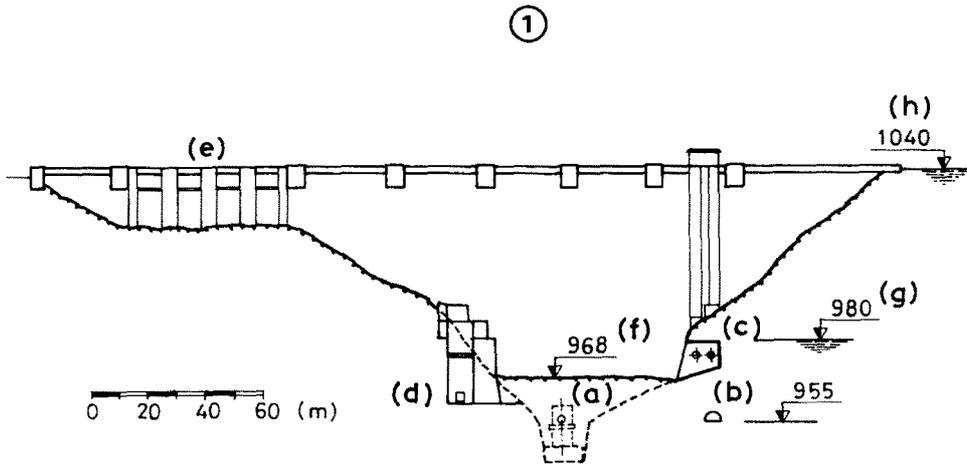


Fig. IV.4

Chambon dam. Old and new bottom discharge [53]

Barrage du Chambon. Ancienne et nouvelle vidange de fond [53]

- (1) Upstream elevation (1960): old bottom outlet (a), diversion tunnel (b), intake (c), new bottom outlet (d), spillway (e), mud level (f), minimum operation level (g), normal operation level (h)
- (2) Cross-section (1960): intake tunnel (i), tunnel of the new bottom outlet (j), tunnel of the old bottom outlet (k), cofferdam (l)

- (1) *Élévation amont (1960): ancienne vidange de fond (a), dérivation provisoire (b), prise d'eau (c), nouvelle vidange de fond (d), évacuateur de crue (e), niveau de vase (f), niveau minimal d'exploitation (g), retenue normale (h)*
- (2) *Section transversale (1960): galerie de prise d'eau (i), galerie de la nouvelle vidange de fond (j), galerie de l'ancienne vidange de fond (k), batardeau (l)*

La raideur des pentes et la faible proportion boisée du bassin versant, les effets du gel-dégel et de la fonte de la neige ont entraîné une érosion importante des sols au fil des ans. En 1953, le captage d'un affluent a porté la superficie du bassin versant de 255 km² à 335 km². Durant 20 ans, des essais de fonctionnement ont confirmé que les équipements de commande des ouvrages de vidange étaient satisfaisants, même si le réservoir n'a jamais été vidé complètement.

Durant l'été de 1955 après un essai, la vanne de réglage n'a pu être fermée complètement. Heureusement, la vanne à opercule a pu être fermée, ce qui a permis de démonter la vanne à pointeau. Un essai pour vider le réservoir a échoué durant l'hiver de 1956. Une investigation a montré que de la terre et des corps étrangers divers avaient bouché la prise et détruit la grille en béton. Des morceaux de grille avaient obstrué la vanne à pointeau.

A partir de 1960, on a entrepris l'étude d'une nouvelle vidange de fond. Le réservoir a été partiellement vidé par pompage et on a découvert que les membrures de la grille, des souches et de la terre avaient créé un bouchon qu'on mit 3 mois à retirer. Pour aménager la nouvelle vidange de fond, on a tiré profit d'un ancien tunnel routier passant sous le barrage, au-dessus du niveau des sédiments accumulés. Ce tunnel avait été bouché avec du béton durant la construction du barrage. Le bouchon a été démoli, et le tunnel a été utilisé comme nouvelle vidange de fond d'un diamètre légèrement plus grand que celle d'origine (Fig. IV.4). Une tour s'élevant jusqu'au-dessus du niveau d'eau minimal d'exploitation a été construite et équipée d'une grille en acier. La nouvelle prise d'eau est ainsi accessible occasionnellement pour le nettoyage. Elle est protégée par une vanne à glissières verticale et l'écoulement est contrôlé par une vanne segment à l'aval. La nouvelle grille est conçue pour résister à une obstruction complète. La vanne à glissières peut couper le débit de gueule bée.

Un autre exemple de vidange de fond obstruée est celle du barrage en remblai de 29 m de hauteur, construit en 1939 à Middle Fork, aux États-Unis [I-551]. Le réservoir fut vidé à plusieurs reprises pour réparer la prise d'eau de l'ouvrage de restitution. Lors de ces opérations, des sédiments ont pénétré dans la prise d'eau et l'ont obstruée, la rendant ainsi inutilisable. Un caisson a été descendu au-dessus de la prise d'eau qui fut reconstruite avec un seuil.

Dans ces deux cas, la détérioration ne s'est pas développée graduellement; le blocage semble avoir été causé brusquement par l'entraînement des sédiments et des corps étrangers durant les rares manœuvres des vannes d'évacuation. Les problèmes ont donc été identifiés par le mauvais fonctionnement des matériels, sans avertissement.

Causes, effets et conséquences

La cause fondamentale de ce type de problème est l'accumulation de sédiments et de corps étrangers divers, en particulier de souches d'arbres et d'autres objets de grandes dimensions qui sont apportés dans le réservoir lors des crues importantes. Il apparaît que le fait de ne pas faire fonctionner les vidanges de fond, soit pour des essais, soit pour des chasses, contribue à l'apparition des problèmes. Ces derniers surviennent à l'occasion d'une ouverture des vannes, soit lors de réparations, soit lors de l'évacuation de crues.

Les problèmes sur les ouvrages de restitution dépendent de la géométrie de ces derniers, ainsi que de la conception de leur prise d'eau et de la conduite. Les corps

The steep slopes, freeze-thaw effects and snow-thaw combined to allow a major soil erosion over the years. In 1953, the diversion of a stream increased the catchment area from 255 km² to 335 km². For 20 years, operational tests were carried out and confirmed the satisfactory condition of the outlet control equipment, although the reservoir was never completely emptied.

In 1955 summer, the regulating valve failed to close properly. Fortunately, the gate valve could be closed to allow the needle valve to be dismantled. An attempt, in the dry winter season of 1956, failed to empty the reservoir. Exploration showed that earth and debris had clogged the intake and collapsed the trashrack. Pieces of the collapsed structure had obstructed the needle valve.

By 1960, a solution for the replacement of the bottom outlet had been engineered. The reservoir was lowered by pumping, and it was discovered that the trashrack members, stumps and earth had created a plug that took 3 months to be removed from the conduit. The remedial solution took advantage of an old road tunnel, passing under the dam above the level of the accumulated sediments. The tunnel had been plugged with concrete during the construction of the dam. The plug was rebores, and the tunnel used as a new bottom outlet of slightly larger diameter than the original one (Fig. IV.4). A tower protruding above the minimum operating water level was built and equipped with steel trashracks. The new intake was thus occasionally accessible for cleaning. The intake was protected by a vertical sliding gate, and the flow is controlled by a downstream radial gate. The new trashrack was designed to resist a complete obstruction. The sliding gate was designed for a closing against the full flow.

Another example of a blocked low level outlet is the Middle Fork dam (USA), an embankment structure built in 1939, with a height of 29 m [I-551]. From time to time the reservoir was drained, in order to repair the intake of the outlet structure. In the process, sediments moved into the intake and plugged it, rendering it inoperable. Repairs comprised sinking a caisson over the intake and rebuilding it with a riser.

In neither of these examples was failure due to a gradual deterioration; the blockage appears to have been sudden, caused by the sediment and debris entrained during the infrequent operations of the outlet gates. In both cases, the detection was through the malfunction of the control equipment, with no warning.

Causes, effects and consequences

The fundamental cause of this scenario appears to be the accumulation of sediment and debris in the reservoir, in particular tree stumps and other large debris, which are washed into the reservoir during severe storms. A contributing cause appears to be the failure to exercise the outlet gates regularly, either for testing or reservoir flushing. The immediate cause of the obstructions is the sudden opening of the outlet gates or valves, either to effect repairs or to pass floods.

The specific failure of an outlet structure depends on the geometry and design of the intake and conduit. Debris accumulates on trashracks during releases,

étrangers s'accumulent sur les grilles durant les évacuations, les bloquant progressivement et augmentant la pression différentielle jusqu'à la rupture. Les dépôts accumulés et les morceaux de grilles bloquent la conduite, empêchant parfois le fonctionnement des vannes.

L'obstruction des prises d'eau est parfois la conséquence de mouvements brutaux de sédiments ou de corps étrangers divers. Toutefois, il existe des exemples où les prises d'eau sont bloquées plus progressivement, par des branches, des algues ou d'autres solides. Faute d'une détection et d'un nettoyage adéquats, la pression différentielle augmente, le débit diminue et le bon fonctionnement des équipements en aval est perturbé.

Les conséquences principales d'une telle obstruction sont les dommages aux ouvrages, l'indisponibilité temporaire de ces derniers, et la nécessité de réparations coûteuses. Lorsque les vidanges de fond sont utilisées pour l'évacuation des crues, le niveau de la retenue peut ne plus être maîtrisé, ce qui constitue un risque supplémentaire.

Enfin, l'obstruction des grilles de prises d'eau peut affecter le bon fonctionnement des turbines en aval et leur rupture peut les endommager.

Détection et contrôle du vieillissement

Dans les exemples répertoriés, l'obstruction a été généralement décelée par le mauvais fonctionnement des vannes de vidange. Plus rarement, des indicateurs de pression installés de chaque côté de la grille pour mesurer la pression différentielle ont donné des avertissements utiles lorsque les ouvrages étaient en fonctionnement.

Les remèdes apportés sont nombreux et variés; ils vont de la construction de nouvelles vidanges de fond ou de nouvelles prises d'eau, au remplacement des grilles et à de simples réparations aux vannes. Dans un cas, une digue qui avait été détruite par le débordement du réservoir, a dû être reconstruite et, dans un autre, la retenue a dû être vidée par pompage.

4.2.5. Défaillance des vannes et autres matériels

Les ouvrages annexes peuvent être endommagés par suite de défaillance des vannes ou autres matériels. Ces incidents peuvent être liés à des déficiences de la conception originelle, ou de la construction ou, plus fréquemment, à un défaut d'entretien des vannes.

Les 37 cas cités en Annexe (environ 20 % de tous les cas répertoriés) relèvent de ce type. Ils concernent des ouvrages de restitution, des prises d'eau et des évacuateurs de crue d'aménagements hydrauliques de différents types.

Illustration

L'incident [I-356, 54] du barrage de Picote, au Portugal, illustre bien les problèmes causés par le vieillissement des vannes et matériels connexes. Le barrage de Picote est une voûte de 100 m de hauteur et de 139 m de longueur, sur le fleuve Douro. Construit en 1958, le barrage comprend un évacuateur de crue équipé de 4 vannes segments de 20 m de largeur par 8,6 m de hauteur, situé sur la crête du barrage (Fig. IV.5). Cet évacuateur de crue a une capacité de 10 400 m³/s. La poussée des vannes est transmise aux ancrages par l'intermédiaire de bras radiaux,

gradually clogging them, and increasing the pressure differentials to the point of collapse. The accumulated debris and collapsed trashrack clog the conduit, sometimes preventing the operation of the gates.

The obstruction of intake structures is sometimes associated with sudden movements of sediment or debris. Nevertheless, there are other instances where intakes become clogged more gradually by logs, algae or debris. Without adequate monitoring and cleaning, the differential pressure increases, the flow is reduced and the proper operation of the equipment downstream is impeded.

The main consequences of such an obstruction are the temporary unavailability and the high costs required for the repair of the damaged structure. Where bottom outlets are relied upon for the discharge of floods, an additional risk is the overtopping of the retaining structures.

Finally, the clogging of trashracks may affect the proper operation of the turbines downstream, and a collapse of the racks may cause them damage.

Monitoring and control of ageing

Usually, the obstruction has been detected by the malfunction of the outlet equipment. Less frequently, water level indicators, installed to measure the pressure differential across the racks, have given useful warnings when the outlet structures were in operation.

The reported remedial measures are extensive and varied; they include the construction of new outlet structures or intakes, the replacement of trashracks, and repairs to gates. In one case, a dike, destroyed because of overtopping, had to be rebuilt, and, in another, the reservoir had to be emptied by pumping.

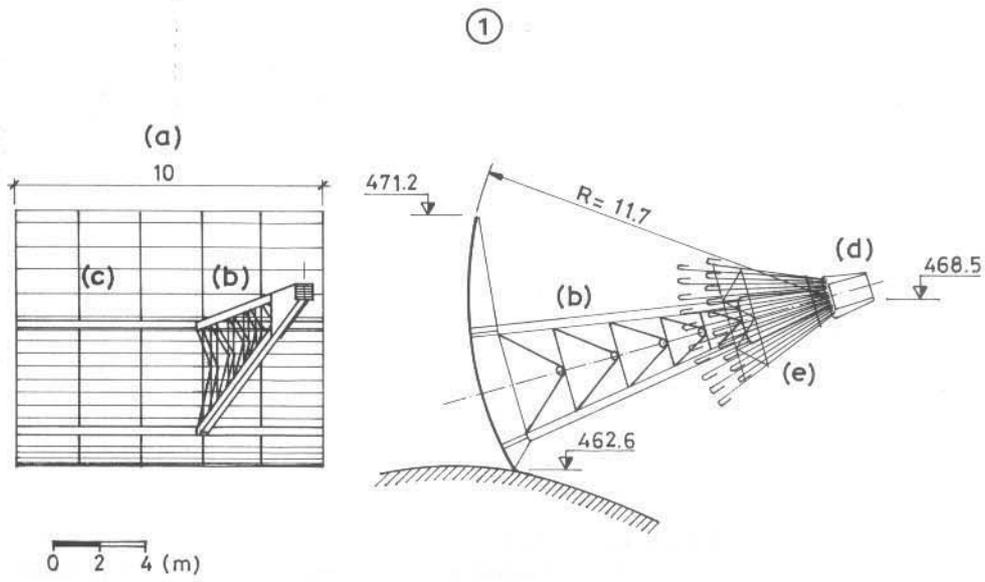
4.2.5. Problems with gates and other discharge equipment

Appurtenant structures may suffer damage as a result of problems with gates and other discharge equipment. These incidents may be related to deficiencies in either the original design, the construction or, more usually, in the maintenance of the valves or gates.

The 37 case histories listed in the Appendix (about 20 % of all reported case histories), are related to this scenario; they concern outlet works, intakes and spillways which are included in hydraulic schemes of different types.

Illustration

The incident [I-356,54] at Picote Dam (Portugal) illustrates well some of the problems due to ageing of gates and related equipment. Picote Dam is an arch structure 100 m high and 139 m long, on the Douro River. Built in 1958, the dam has a spillway with 4 tainter gates 20 m wide by 8.6 m high, located on the dam crest (Fig. IV.5). The spillway has a capacity of 10 400 m³/s. The hydrostatic pressure is transmitted to the gate anchors through radial arms to steel trunnion girders, secured to the concrete piers by steel bars (Fig. IV.5). The gate position is



②

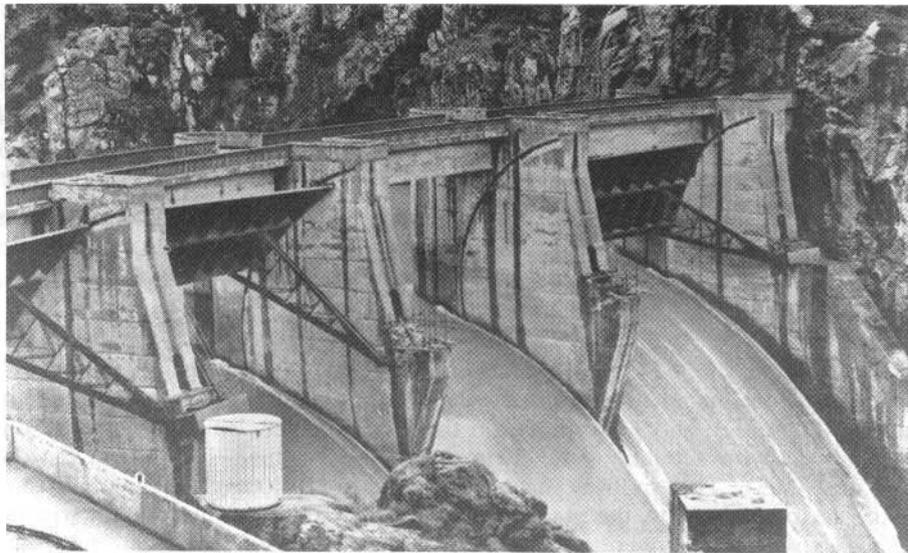


Fig. IV.5

Picote dam. Incident with a radial gate of the spillway [54]

Barrage de Picote. Incident à une vanne segment de l'évacuateur de crue [54]

- (1) Radial gate : upstream view (a), radial arms (b), curved plate (c), hinge supported on the pier (d), anchorage (e)
- (2) General view after the incident, from the Portuguese side (1966 February)

- (1) *Vanne segment : vue vers l'amont (a), bras supports (b), tablier (c), tourillon d'appui sur la pile (d), ancrage (e)*
- (2) *Vue générale après l'incident, du côté Portugais (Février 1966)*

de tourillons et de corbeaux en acier. Les supports sont fixés aux piles de béton par des tirants en acier (Fig. IV.5). Les vannes sont manœuvrées à l'aide de chaînes fixées à la nervure inférieure des vannes et passant sur le bordé côté amont. Une chaîne est installée de chaque côté de la vanne et chacune est entraînée par un treuil électrique. Les moteurs sont reliés entre eux par un arbre de synchronisation.

Durant la crue du 16 février 1966, les vannes furent ouvertes à l'aide d'une commande à distance. Les chaînes de levage se sont trouvées raidies en raison de leur immersion dans le réservoir et de l'accumulation de corps étrangers. Le moteur du treuil de gauche de l'une des vannes est tombé en panne, ce qui a entraîné une avarie aux roulements de l'arbre de synchronisation du côté correspondant.

Chaque moteur de treuil avait été conçu pour soulever la vanne à lui seul, de sorte que la vanne a continué de monter sous l'action du treuil de droite. En revanche, la vanne n'était pas assez rigide pour être soulevée d'un seul côté, et sa déformation a donné naissance à de fortes forces de frottement aux étanchéités et guides latéraux. Le moteur du treuil de droite surchargé est tombé en panne à son tour. La vanne est alors retombée librement et les supports de tourillons se sont arrachés, entraînant la vanne avec eux. Les tourillons endommagés sont également montrés sur la Fig. IV.5.

Causes, effets et conséquences

Les vannes et les matériels connexes ne créent pas, généralement, de problèmes assez graves pour mettre en danger les ouvrages annexes, à moins que la conception, l'entretien ou (apparemment plus rarement) la construction soient déficients. L'analyse des exemples de l'Annexe montre que les défauts le plus souvent rapportés sont les suivants :

– Concernant la conception : 1) des vannes trop larges avec une rigidité latérale insuffisante pour être manœuvrées normalement d'un seul côté [I-356, 54]; 2) des corps de vannes insuffisamment rigides pour résister aux vibrations, particulièrement lors d'un fonctionnement prolongé [I-566, I-591, I-595]; 3) une ventilation insuffisante en aval de vannes débitant dans une conduite fermée [IV-123]; 4) un équilibrage insuffisant des pressions de part et d'autre d'une vanne sur conduite en charge, par rapport aux conditions de manœuvre [II-15]; 5) une mauvaise conception des flotteurs de vannes à automate hydraulique, provoquant une instabilité de fonctionnement [I-364]; 6) une confiance excessive dans des automates de commande [I-364, I-413]; 7) un oubli de prendre en compte les erreurs humaines des agents d'exploitation, particulièrement lorsqu'ils sont soumis au stress [I-529]; 8) des méthodes de justification inadaptées dans les études, par exemple dans l'utilisation de modèles ou autres vérifications.

– Concernant la construction : 1) des insuffisances de soudures vis-à-vis de la fatigue [I-566, I-591, I-595]; 2) des défauts divers dans les matériaux constitutifs des ouvrages [III-704].

– Concernant l'entretien : 1) l'absence d'essais périodiques des vannes [I-166]; 2) un fonctionnement des matériels trop peu fréquent, un oubli de s'assurer du bon fonctionnement des appareils automatiques [I-413] et des joints d'étanchéité [I-12], un manque de contrôle de la corrosion [55]; 3) un mauvais nettoyage des chambres de manœuvre des vannes à automate hydraulique [I-471]; 4) des défaillances dans le nettoyage et le graissage des chaînes de levage immergées en permanence [I-356, 54]; 5) une assistance insuffisante aux agents d'exploitation soumis au stress [I-529].

controlled by chains, secured to the bottom girder of the gate, and passing over the front of the skin plate. A chain is provided on each side of the gate, and each is operated by a separate winch powered by an electric motor. The motors are linked by a synchronising shaft.

During the flood on February 16, 1966, the gate was being opened under remote control. The lifting chain had lost its ability to articulate, due to the effects of its immersion in the reservoir and to the accumulation of debris. The left hand winch motor failed, leading to damage to the synchronising shaft bearings on that side.

Each winch motor was designed to lift the gate unaided, hence the gate continued to lift through the action of the right hand winch motor. However, the gate was not sufficiently stiff to be lifted from one side only and the consequent warping led to high friction forces on the side seals and guides. The additional load on the right hand winch motor led to its failure. The gate descended out of control, and the trunnion girders were torn free, dragging the gate with them. The damaged trunnions are also shown in Fig. IV.5.

Causes, effects and consequences

Gates and related discharge equipment do not generally cause problems of sufficient gravity to give rise to endanger appurtenant works, unless there are deficiencies in their design, maintenance or (apparently more rarely) construction. The analysis of the examples in the Appendix suggests that the following are among the most commonly experienced shortcomings :

– Concerning the design : 1) wide gates with insufficient lateral stiffness to allow them to be safely lifted from one side only [I-356,54]; 2) valve bodies with insufficient strength to resist the vibrational loading, particularly under a prolonged operation [I-566, I-591, I-595]; 3) inadequate ventilation downstream of gates or valves discharging into a closed conduit [IV-123]; 4) failure to allow water level downstream of gates to equalize with the reservoir level [II-15]; 5) failure to site stilling wells in positions that will provide steady operation of the gates without hunting [I-364]; 6) excessive reliance on automatic control equipment [I-364, I-413]; 7) failure to take account of the consequences of a human error of the operators, particularly when they are under stress [I-529]; 8) inadequate support to the design through such activities as model or other testing.

– Concerning the construction : 1) welding details giving insufficient protection to fatigue loading [I-566, I-591, I-595]; 2) materials containing defects which are incorporated in the works [III-704].

– Concerning maintenance : 1) failure to exercise the gates and valves regularly [I-166]; 2) failure to service the equipment regularly, to ensure that the automatic devices work reliably [I-413], the seals remain effective [I-12], and the corrosion is controlled [55]; 3) failure to clear the silt regularly from the operating equipment, such as control chambers [I-471]; 4) failure to clean and lubricate permanently submerged lifting chains [I-356, 54]; 5) failure to provide an adequate back-up to operators under stress [I-529].

Le développement et les conséquences des problèmes pouvant survenir sur les vannes et autres matériels varient beaucoup en fonction de l'utilisation de ces équipements, selon qu'il s'agit d'un évacuateur de crue, d'une prise d'eau ou d'un ouvrage de restitution.

Des évacuateurs de crue mal conçus peuvent représenter de très grandes menaces pour les barrages et leurs autres ouvrages annexes, et pour la population habitant en aval. Les mesures correctives répertoriées ont parfois comporté le remplacement complet des matériels, lorsque cela s'est avéré nécessaire. Un exemple de ce type est le barrage Campliccioli en Italie [I-204], où un siphon a été remplacé par des vannes en crête du barrage. L'exemple du barrage de Picote [I-356,54] montre qu'une vanne d'évacuateur de crue peut être sérieusement endommagée si elle n'est pas assez rigide pour être soulevée d'un seul côté et qu'un des dispositifs de levage fait défaut.

Lorsqu'on étudie des vannes de déversoir qui doivent par la suite être exploitées de façon sûre dans un environnement hostile et en particulier dans des conditions météorologiques extrêmes, le système de commande doit être prévu avec les redondances nécessaires pour que les probabilités de défaillance soient réduites au minimum. La défaillance d'une des vannes peut être acceptée dans certains cas à condition qu'un supplément de revanche soit aménagé.

Les problèmes sur les organes de restitution peuvent engendrer des conséquences graves s'ils entraînent la lâchure incontrôlée d'un grand volume d'eau, éventuellement sous haute pression. Les réparations risquent d'être difficiles, sauf s'il est possible de protéger les ouvrages concernés par un batardeau.

Les défaillances de vannes de prise d'eau sont moins souvent une menace pour la sécurité des ouvrages que les pannes aux organes des évacuateurs de crue ou des organes de vidange. Elles peuvent néanmoins présenter une sérieuse menace pour une centrale hydroélectrique située en aval.

Détection et contrôle du vieillissement

Le mauvais fonctionnement des vannes ou des autres organes d'évacuation est détecté par observation visuelle.

Les mesures destinées à remédier à ce type de vieillissement sont, généralement : 1) de réparer les dommages causés par une conception, un entretien ou une construction inadéquats; 2) d'améliorer l'entretien en vue de s'assurer que les matériels resteront en bon état de fonctionnement dans l'avenir.

4.2.6. Débit exceptionnel

L'analyse des cas de détérioration des ouvrages annexes permet d'identifier d'autres scénarios impliquant le débit, en plus de ceux dont il a été question dans les descriptions précédentes. Au premier plan parmi ces scénarios, figure la capacité insuffisante des ouvrages d'évacuation, constatée à l'occasion de crues ou lors d'un réexamen des études. Un grand nombre d'incidents et même de ruptures de barrages liés à ce scénario ont été répertoriés [I à V]. C'est pourquoi, en dépit du fait que les débits exceptionnels sont des phénomènes de courte durée plutôt que des problèmes de vieillissement à proprement parler, on a considéré que ce scénario devait être traité dans ce rapport.

The development and consequences of problems with gates and other discharge equipment depend largely on the purpose of that equipment : whether it is to control the discharge from a spillway, an intake, or through outlet works.

Inadequately designed spillways can pose a serious threat to dams, appurtenant works, and to the people living downstream. The remedial measures have included the replacement of the entire device, where necessary. An example of this is at Campliccioli dam (Italy) [I-204], where a siphon was replaced by gates on the dam crest. The example of Picote dam [I-356,54] shows that a spillway gate can suffer a serious damage, if it is not stiff enough to be lifted from one side only, and one of the lifting devices fails.

When designing spillway gates to operate reliably in hostile environments and in appalling conditions of weather, the operation system should be designed with appropriate redundancy in order to ensure that the probability of failure is very small. Failure in the operation of one gate may be accepted in some cases, additional freeboard having to be considered in these cases.

The failure of outlet works can lead to serious consequences where the uncontrolled release of a large volume of water, possibly under a high pressure, is concerned. Repairs are difficult, unless the facility has provision for protection by stoplogs.

The failure of intake gates is less often a serious threat to the safety of the works than the failure of spillway or outlet equipment. Such a failure can obviously pose a serious threat to a downstream power station.

Monitoring and control of ageing

The mal-operation of gates or other discharge equipment is detected by a visual observation.

The remedial measures associated with this ageing scenario are broadly : 1) to repair the damage caused by poor design, maintenance or construction; 2) to improve the quality of the maintenance effort, to ensure that the equipment remains in a serviceable condition in the future.

4.2.6. Excessive flow

The analysis of the case histories on the deterioration of appurtenant works lead to identification of other major scenarios related to flow, in addition to those referred to in the last sections. Prominent among these scenarios is the insufficient capacity of the outlet works, evidenced during the discharge of floods or resulting from a design review. A large number of case histories related to this scenario and of dam failures associated with it have been reported [I to V]. Therefore, in spite of excessive flow being the result of short term sudden conditions, rather than strictly a problem of ageing it was considered that this scenario is one that should be included in this report.

Un total de 44 cas concernant les débits exceptionnels (23 % de tous les cas répertoriés) sont cités en Annexe. Environ la moitié concernent des cas où le barrage a été submergé (la rupture ou des dommages importants se sont produits dans la plupart des cas); l'autre moitié illustre des modifications qui ont dû être apportées à la suite de révisions de la conception.

Illustrations

Le barrage-poids en béton de Wyangala, haut de 61 m (NSW, Australie) achevé en 1936, est un exemple de débit exceptionnel [I-40, 56]. A la suite de crues exceptionnelles en 1950, la capacité de l'évacuateur de crue a été augmentée de façon substantielle, tandis que le volume de la retenue était augmenté par la construction d'un nouveau barrage en remblai s'appuyant sur l'ancien barrage en béton.

Un deuxième exemple de débit exceptionnel est donné par le barrage Barker, au Colorado, aux États-Unis [IV-116]. C'est un barrage-poids de 53 m de hauteur, construit en 1910 pour la production d'électricité et l'alimentation en eau. L'évacuateur de crue, de 12 m de largeur et dont la crête était arasée à 2,4 m au-dessous de celle du barrage, a été réparé en 1947 [III-873]. En 1962, on a jugé que la capacité de l'évacuateur de crue était insuffisante. Deux ans plus tard, il a donc été élargi à 38 m et la crête du barrage a été surélevée de 0,9 m. Un nouveau chenal de restitution a en outre été construit.

Le barrage de Milton Lake, dans l'Ohio, aux États-Unis, est un autre exemple de débit exceptionnel [II-61, 57]. Ce barrage en terre de 15 m de hauteur, construit en 1917, comporte un évacuateur de crue en béton de 183 m de longueur. L'évacuateur a fonctionné convenablement jusqu'en 1969, mais des soucis quant à la sécurité de l'ouvrage se sont alors fait jour. Une investigation commencée en 1970 a soulevé plusieurs problèmes dont les suivants : 1) La structure de l'évacuateur de crue était stable lorsque le niveau de l'eau était normal, mais l'équilibre devenait critique lorsque le niveau s'élevait de 0,9 m durant les crues (heureusement, durant les 60 ans de fonctionnement du barrage, le niveau d'eau a atteint le point critique une seule fois; toutefois, les nombreuses montées de niveau près du point critique ont provoqué des fissures de cisaillement sur le revêtement de béton projeté); 2) La capacité de déversement était insuffisante, la crue centennale correspondant à une lame déversante de 0,9 m. Les mesures correctives ont comporté la stabilisation des ouvrages en béton au moyen de tirants postcontraints ancrés dans la fondation.

Causes, effets et conséquences

On peut caractériser le problème de capacité d'évacuation insuffisante de la façon suivante : 1) une crue excède la capacité d'évacuation; 2) dans certains cas, la capacité de l'évacuateur est réduite en raison du mauvais fonctionnement des organes de contrôle; 3) le barrage est submergé, ce qui entraîne, dans la plupart des cas, la destruction des barrages en terre, l'inondation des centrales de pied de barrage et l'érosion de la fondation au pied des ouvrages en béton.

En résumé, ce scénario est causé par des crues soudaines et inattendues ou par une défaillance des ouvrages, les dommages survenant lorsque les ouvrages d'évacuation ne sont pas en mesure d'assurer le transit de la crue. Il est évident que les conséquences sont beaucoup plus lourdes lorsqu'en outre le mauvais fonctionnement des vannes réduit la capacité d'évacuation.

A total of 44 case histories related to excessive flow (23 % of the cases sampled), is indicated in the Appendix. About one half of these case histories may be related to overtopping of the dam (failure or heavy damage having occurred in most of the cases); and the other half resulted from modifications following design reviews.

Illustrations

The 61 m high concrete gravity Wyangala - Original dam (NSW, Australia), completed in 1936, is an example of this scenario [I-40,56]. Following unusually large floods in 1950, the spillway capacity was substantially increased and, in addition, the storage was enlarged by construction of a new earth and rockfill dam incorporating the old concrete dam as a toe wall.

A second example of excessive flow is provided by Barker dam (Colorado, USA) [IV-116], a gravity structure, 53 m high, built in 1910 for hydroelectric development and water supply. The spillway, 12 m wide and with a crest elevation 2.4 m below the top of the dam, was repaired in 1947 [III-873]. In 1969, it was determined that the spillway capacity was inadequate, and so, 2 years later, the spillway was widened to 38 m and the crest raised 0.9 m, and a new discharge channel was constructed.

Milton Lake dam (Ohio, USA) is another example of excessive flow [II-61,57]. The 15 m high earthfill dam, built in 1917, has a 183 m long concrete gravity spillway. The spillway had operated successfully until 1969, when concern rose about the safety of the structure. An investigation that was started in 1970 revealed several major problems, namely, among others: 1) that the spillway structure was stable at normal water level and was in a near-critical condition when the water level rises by 0.9 m during the flood (fortunately, during the 60-year history of the dam, the water had risen over the critical level only once, however the repeated rises of the water level to the vicinity of critical level caused shear cracks on the gunite surface); 2) that the 100-year frequency recurrence of flood could again result in sufficient run-off to cause overtopping of the spillway crest by about 0.9 m. Remedial measures were taken which included the stabilization of the gravity structures by means of post-tensioned anchors into the foundation.

Causes, effects and consequences

The scenario of insufficient discharge capacity may be characterized as follows: 1) a flood occurs that exceeds the design discharge capacity; 2) in some instances, the discharge capacity is temporarily reduced due to malfunction of control equipment; 3) the dam overtops, the consequences being (in most of the cases) the destruction of earth dams, the possible flood of powerhouses at the foot of dams, and the erosion of foundations at the toe of concrete structures.

Therefore the scenario is caused by sudden floods occurring at random and due to deteriorated structures, the damage being caused when the discharge works are not able to cope with the flood. It is apparent that the consequences are appreciably more severe in those cases where neglect and malfunction of control gates and valves resulted in a reduction in discharge capacity.

Détection et contrôle du vieillissement

Le scénario concernant les débits exceptionnels est identifié et contrôlé, soit en vérifiant le comportement des ouvrages d'évacuation durant les périodes de grandes crues, soit en réexaminant leur conception et leur conformité (dans l'optique des critères actuels, particulièrement en ce qui concerne la crue de projet).

Les mesures correctives concernant ce scénario consistent essentiellement à augmenter la capacité d'évacuation des ouvrages.

4.3. RECOMMANDATIONS

Des recommandations générales concernant la conception, la construction et le fonctionnement des ouvrages sont exposées dans le sous-chapitre 4.3.1. et des recommandations spécifiques pour chaque type de vieillissement sont présentées au sous-chapitre 4.3.2.

4.3.1. Recommandations générales

La prévention du vieillissement des ouvrages annexes passe en premier lieu par une bonne qualité de conception et de construction, et par une exploitation bien étudiée et rigoureuse des ouvrages. Par ailleurs, l'expérience montre que de nombreux problèmes peuvent être atténués si on tient compte des recommandations générales suivantes :

- Des études sur modèles hydrauliques physiques ou mathématiques sont importantes pour la compréhension de la nature de l'écoulement et pour la conception d'ouvrages satisfaisants.

- Les ouvrages d'évacuation doivent être conçus en recherchant la robustesse et la simplicité de fonctionnement. Leurs composants doivent être faciles à nettoyer et à réparer. Ils doivent être projetés pour pouvoir encore fonctionner même après une amorce de défaut.

- La manœuvre des vannes des évacuateurs de crue doit pouvoir être assurée à partir de deux sources d'énergie différentes, une source normale et une de secours. Les consignes de crue doivent prévoir l'ordre des manœuvres et leur cadence, et des modèles de prévision des crues doivent être mis en œuvre. Un système de communication fiable avec le personnel d'exploitation, et la garantie de l'accès au site pour le personnel et le matériel sont des éléments très importants. Les consignes doivent prévoir la conduite à tenir dans les conditions normales, en période d'alerte, et pendant la crue.

- Le programme d'entretien doit être organisé de telle sorte qu'il garantisse un fonctionnement sûr des ouvrages. Des essais réguliers doivent être faits sur les équipements électriques et mécaniques.

- Des inspections régulières des ouvrages de génie civil et des matériels mécaniques et électriques sont nécessaires, ainsi que des inspections spéciales à la suite des grandes crues ou d'autres événements exceptionnels.

- Il est souvent utile de déterminer, au stade de la conception, le meilleur programme de fonctionnement des vannes et ce programme doit être respecté lors du fonctionnement des ouvrages annexes.

Monitoring and control of ageing

The scenario of excessive flow is detected and controlled through the performance of the discharge works (during the occurrence of large floods) and by revision of their design and construction conditions (as required to satisfy present day standards, particularly as concerns the design flood).

Remedial measures for this scenario mainly consist in the increase of the discharge capacity of the works.

4.3. RECOMMENDATIONS

General recommendations concerning the design, construction and operation of the works are set in section 4.3.1, and specific recommendations for each major ageing scenario are presented in section 4.3.2.

4.3.1. General recommendations

The prevention of the ageing of appurtenant works will be best achieved through good quality design, construction and operation. In addition, experience shows that many of the problems will be minimized if account is taken of the following general recommendations.

- Hydraulic model studies, whether physical or mathematical, are important in understanding the nature of the flow, and in designing appropriate structures.

- Outlet works should be robustly designed and simple to operate. They should incorporate devices to simplify cleaning and repair. They should be designed to be operable even after failure has begun.

- Operation of spillway gates should be possible through main and emergency energy sources. Procedures on the sequence and speed of operation, as well as flood forecasting models should be defined. Easy and reliable communication with local operators and access of people and equipment to the site are very important. Instructions to be followed under normal, alert and flood conditions should be prescribed.

- The maintenance programme should be well organized to ensure a reliable operation of the works. Regular exercise of the electrical and mechanical equipment should be routine.

- Regular inspections of civil, mechanical and electrical elements are necessary, together with special inspections following heavy floods or other exceptional occurrences.

- It is frequently beneficial to determine, at the design stage, the gate operation sequence. This should be complied with during the operation of the appurtenant works.

– Des rainures ou autres dispositifs doivent être prévus, toutes les fois où c'est possible, en vue de la mise en place de batardeaux en amont et en aval des ouvrages annexes.

4.3.2. Recommandations spécifiques

Les recommandations relatives aux mesures de prévention ou de contrôle de chacun des scénarios de vieillissement présentés dans le présent chapitre 4 sont résumées ci-après.

Relatives aux affouillements à l'aval

– La conception des bassins de dissipation pour les barrages de grande hauteur doit viser une bonne sécurité de fonctionnement. Des mesures spécifiques peuvent être nécessaires si le débit évacué par unité de largeur dépasse les limites courantes.

– La nécessaire robustesse des dalles de radier implique qu'elles soient généreusement dimensionnées, armées et ancrées au rocher. Il convient de bien drainer le rocher et le contact béton-rocher.

– La plus grande prudence est de mise si l'on compte uniquement sur la résistance propre du rocher pour la dissipation d'énergie.

– Une certaine prudence est recommandée dans la conception de coursiers qui ne rejoignent pas le lit de la rivière, particulièrement si le rocher de fondation est érodable.

Relatives à l'érosion par abrasion

– Les essais sur modèles hydrauliques des bassins de dissipation doivent chercher à assurer l'évacuation des corps étrangers de telle sorte qu'ils soient automatiquement évacués par le courant dès qu'ils arrivent dans le bassin. Le bassin de dissipation doit être étudié pour qu'il ne puisse se former de courant de retour susceptible d'entraîner dans le bassin des matériaux du lit de la rivière en aval. Un programme d'ouverture des vannes doit être défini soigneusement afin de réduire les possibilités de formation de tourbillons importants dans le bassin.

– Les surfaces exposées aux écoulements agressifs doivent être protégées contre l'érosion, par exemple par du béton à haute performance, de la résine époxy, un blindage métallique, ou un pavage en roche dure. Une attention particulière doit être apportée lors de la réparation de telles surfaces.

– Les trous dans le béton assez gros pour retenir des corps étrangers doivent être rebouchés dès que possible afin d'éviter qu'ils ne s'agrandissent sous le martèlement des solides charriés.

– Le bassin de dissipation doit être mis à sec régulièrement et nettoyé des corps étrangers qui l'encombrent, ainsi que le lit de la rivière à l'aval. Les talus qui dominent le bassin de dissipation doivent être grillagés et purgés.

Relatives à l'érosion par cavitation

– Ici encore l'expérience montre qu'une conception soignée et des matériaux de bonne qualité sont la première assurance contre les dommages causés par la cavitation. Les détails de la géométrie sont particulièrement importants, y compris les joints.

– Facilities should be provided, wherever possible, for the installation of temporary stoplogs upstream and downstream of appurtenant works.

4.3.2. Specific recommendations

Recommendations concerning preventive or control measures for each one of the ageing scenarios referred to in this Chapter 4 are summarized below.

Concerning the local scour

– The design of stilling basins for high dams needs particular care to insure their safe operation. Specific measures may be necessary, if the discharge flow per unit width exceeds the usual limits.

– To have adequate strength, foundation slabs should be generously dimensioned and reinforced, and be strongly anchored to the rock beneath. Drainage of the rock and of the contact between the rock and the concrete is required.

– A cautious approach is recommended when relying on rock for the structural resistance in energy dissipating structures.

– Care is required in designing a spillway chute that does not extend to the stream bed channel. This is particularly true when the rock foundation is erodible.

Concerning the erosion by abrasion

– The hydraulic model test of a stilling basin should seek to ensure that the debris that find their way into the stilling basin will be automatically ejected by the flow. The stilling basin should be proportioned in such a way that there is no possibility of a reverse flow drawing river bed material in from the downstream end. The combination of allowable gate openings must be defined carefully, to reduce the possibility of a strongly rotating water motion within the basin.

– High quality concrete, epoxy resin, mild steel or inset rock blocks should be considered during the design for surfaces exposed to flowing water. Special care should be taken with patches.

– Holes within the concrete, large enough to trap debris, should be filled as soon as possible. This will prevent their being enlarged by the grinding action of entrapped material.

– The stilling basin should be dewatered and cleared of debris regularly. The area downstream of the stilling basin should be cleared of debris also. Slopes commanding the basin should be fenced and cleared.

Concerning erosion by cavitation

– Experience shows that careful design and good quality materials are important in reducing the damage due to cavitation. Geometrical details are of particular importance, including those associated with joints.

- Les coursiers des grands évacuateurs de crue doivent être pourvus de rainures d'aération.
- Une certaine vigilance est de mise dans la conception d'évacuateurs en galerie où un ressaut hydraulique a la possibilité de se produire. Il est souvent préférable de prévoir le fonctionnement en charge de la galerie.
- Les modèles hydrauliques d'écoulements de cavitation demandent beaucoup de prudence dans leur interprétation. Un effet d'échelle important peut masquer le comportement réel des écoulements d'émulsions air-eau.

Relatives à l'obstruction par des solides entraînés dans le courant

- Les conduites de vidange doivent être de dimension suffisante pour réduire les risques d'obstruction. Le débit de projet ne doit pas être le seul critère pour leur calibrage.
- Les grilles d'entrée sont contre-indiquées, sauf si elles servent à protéger une turbine en aval. Dans tous les cas, la surface de la grille et l'espacement entre les barreaux doivent être les plus grands possible.
- Les grilles d'entrée doivent être accessibles par le dessus, en vue d'un nettoyage régulier, se présenter sous forme modulaire et être faciles à enlever. Il est bon d'installer des sondes en amont et en aval afin de mesurer l'ampleur des obstructions. Les critères de conception doivent être très larges afin que les grilles résistent à une obstruction importante.
- D'extrêmes précautions doivent être prises lors de la vidange d'un réservoir. L'expérience a montré que de grandes quantités de dépôts pouvaient être entraînées et bloquer les ouvrages de vidange.
- Les vidanges de fond ne doivent pas être utilisées pour évacuer l'eau provenant des tempêtes tropicales, en raison du gros volume de matériaux transportés dans le réservoir lors de ces événements.

Relatives aux défaillances de vannes et autres matériels

- Les vannes doivent être assez rigides pour être soulevées d'un seul côté.
- Les chambres de flotteurs utilisés pour la commande des vannes doivent être situées à l'écart des zones où l'eau circule à grande vitesse.
- Les conduites fermées doivent être ventilées abondamment à l'aval des vannes.
- Les vannes à jet creux doivent faire l'objet de calculs de résistance. Ces calculs doivent prendre en compte les vibrations qui se produisent couramment sur ces vannes.

Relatives aux débits exceptionnels

- Des études hydrologiques sérieuses doivent être réalisées durant la conception et lors des réexamens périodiques des ouvrages. L'objectif est de s'assurer que les ouvrages d'évacuation sont calibrés selon les critères modernes.

- Large spillway chutes should be designed to incorporate aeration troughs.
- Vigilance is necessary in designing a spillway tunnel in which a hydraulic jump is expected to occur. It is often better to arrange for the tunnel to be operated under pressure.
- Hydraulic models of cavitating flows have to be interpreted with care. Significant scale effects can obscure the behaviour of flows of air and water mixtures.

Concerning the obstruction by solids carried by the flow

- Outlet conduits should be large enough to minimize the risk of clogging. The design flow should not be the only dimensional criterion.
- Trash racks should be omitted, unless they are required to protect a machine downstream. In any event, the area of the trash rack and the spacing between bars should be the maximum permissible.
- Trash racks should be accessible from the top, for routine cleaning. Trash racks should be modular and easily removable. Devices should be fitted upstream and downstream to monitor the extent to which they are blocked. Generous design criteria should be applied to their design, to allow for an extensive blockage.
- Extreme caution is necessary when draining a reservoir. Experience shows that a heavy bed load can move down to block the intake works.
- Bottom outlets should preferably not be used for evacuation during tropical storms. This is because of the large volume of debris that is carried into the reservoir during these occurrences.

Concerning the problems with gates and other discharge equipment

- Gates should be stiff enough to allow them to be lifted from one side only.
- Flotation chambers used for the control of gates should be located remote from areas where the flow velocity is high.
- Adequate ventilation must be provided in closed conduits, downstream of gates.
- Structural analysis is required to check the strength of hollow jet discharge valves. The analysis must take account of the vibration commonly encountered with these valves.

Concerning an excessive flow

- Appropriate hydrologic studies should be made, both at the time of the original design, and during the routine inspection of the works. The purpose here is to ensure that outlet works are sized in accordance with modern criteria.

5. REFERENCES

ICOLD References/*Références CIGB*

- I. ICOLD, 1984 - "Deterioration of Dams and Reservoirs. Answers to Inquiry on Deteriorations", Appendix.
- II. ICOLD, 1984 - "Deterioration of Dams and Reservoirs. Answers to Inquiry on Failures and Accidents", Appendix.
- III. ICOLD, 1974.81 - "Lessons from dam incidents". Committees on the Foundation of Large Dams and on Underground Works, Failures and Accidents to Large Dams Other Than in Connection With Their Foundations, and Failures and Accidents to Large Dams.
- IV. ASCE/USCOLD, 1975 - "Lessons from dam incidents, USA". Committee on Failures and Accidents to Large Dams. New York.
- V. ICOLD, 1984 - "Deterioration of Dams and Reservoirs. Answers not complying with inquiries".
- VI. ICOLD, 1984 - "World Register of Dams". Committee on the Dictionary, the Glossary and the World Register of Dams.
- VII. ICOLD, 1989 - "Exposure of dam concrete to special aggressive waters". Committee on Materials for Concrete Dams, Bulletin 71.
- VIII. ASCE/USCOLD, 1988 - "Lessons from dam incidents, USA-II". New York.
- IX. ICOLD, 1991 - "Alkali-aggregate reaction in concrete dams. Committee on Materials for Concrete Dams, Bulletin 79.
- X. ICOLD, 1991 - "Question 65 - Ageing of dams and remedial measures". ICOLD Congress, Vienna.
- XI. ICOLD, 1987 - "Dam safety. Guidelines". Committee on Dam Safety, Bulletin 59.
- XII. ICOLD, 1982 - "Automated observations for the safety control of dams". Committee on Deterioration of Dams and Reservoirs, Bulletin 41.
- XIII. ICOLD, 1989 - "Monitoring of dams and their foundations - state-of-the art". Committee on Monitoring of Dams and their Foundations, Bulletin 68.
- XIV. ICOLD, 1988 - "Dam design criteria. Philosophy of choice". Committee on Analysis and Design of Dams, Bulletin 61.
- XV. ICOLD, 1978.82.87 - "Finite element methods in analysis and design of dams". Committee on Analysis and Design of Dams, Bulletin 30a.
- XVI. ICOLD, 1990 - "Dispersive soils in embankment dams". Committee on Materials, Bulletin 77.

Other References/*Autres références*

1. *Combelles J, 1991 - "Vieillessement des barrages et méthodes de réparation". General Report, ICOLD Congress, Q65, Vienna.*

2. Navarro JLG, Aracil JJ, 1945 - " Saltos de agua y presas de embalse ". Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid.
3. The Engineer, May 1960 - " Preliminary report on the Malpasset dam ".
4. Task Group of the Portuguese National Committee, 1985 - " Seepage and uplift measurements in the safety control of arch dams. The examples of Varosa and Bouçã dam ". ICOLD Congress, Q58 R44, Lausanne.
5. Pedro JO, Mascarenhas AT, Sousa LR, Rodrigues LF, Silva HS, Castro AT, 1988 - " Rock mass foundation deterioration of Portuguese concrete dams. Some case histories ". Report to European Research Office, USA Corps of Engineers. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon.
6. Sousa LR, Mascarenhas AT, Silva HS, Castro AT, 1988 - " Hydromechanical behaviour of concrete dam foundations ". Symposium of the Int. Society of Rock Mechanics, Madrid.
7. Comité National Suisse des Grands Barrages, 1985 - « Barrages Suisses. Surveillance et entretien », Zurich.
8. ENEL, 1984-88 - " Le dighe di ritenuta degli impianti idroelettrici italiani ". (vol.3), Roma.
9. Sims GP, Evans DE, 1988 - " Alkali-silica reaction : Kamburu spillway, Kenya, case history ". Proc. Int. Civil Engineers. Part 1, Dec.
10. Pedro JO, Florentino CA, Gomes AF, 1979 - " Observation methods for controlling the safety and deterioration of concrete dams ". ICOLD Congress, Q49 R25, New Delhi.
11. Work Group of the Portuguese National Committee on Large Dams, 1991 - " Some case studies of ageing scenarios control in Portuguese Concrete Dams ". ICOLD Congress, Q65 R57, Vienna.
12. Lugiez F, Beaujoint N, Hardy X, 1970 - « L'auscultation des barrages en exploitation au Service de la Production Hydraulique d'Électricité de France - Des principes aux résultats ». ICOLD Congress, Q38 R33, Montréal.
13. Le May Y, Douillet G, 1982 - « Trente ans d'expérience dans la surveillance et l'auscultation des barrages d'Électricité de France ». ICOLD Congress, Q52 R13, Rio de Janeiro.
14. Combelles J, 1984 - « Quelques exemples d'intervention sur des ouvrages en exploitation ». Travaux, Mars.
15. Lemos JSV, 1987 - " A distinct element model for dynamic analysis of jointed rock with applications to dam foundations and fault motion ". University of Minnesota, Minneapolis.
16. Pedro JO, 1977 - " Finite element analysis of arch dams ". Laboratório Nacional de Engenharia Civil (paper 479), Lisbon.
17. Mascarenhas AT, Sousa LR, Martins CS, 1985 - " Uplift, seepage control and observed behaviour of Aguieira dam foundation ". ICOLD Congress, C.6, Lausanne.
18. ANIDEL, 1952-61 - " Dams for hydroelectric power in Italy ". (vol.3), Milan.

19. Paolina R, Appendino M, Baldovin E, Berra M, Bianchini A, Carabelli E, Posta U, Vielmo I, 1991 - "Deterioration problems for concrete and masonry dams in Italy". ICOLD Congress, Q65 R43, Vienna.
20. Bazioli E, Craviari G, 1967 - « Influences physiques et chimiques des eaux de filtration des réservoirs sur les bétons du corps des barrages ». ICOLD Congress, Q34 R47, Istanbul.
21. Fristrom G, Sallstrom S, 1967 - "Control and maintenance of concrete structures in existing dams in Sweden". ICOLD Congress, Q34 R22, Istanbul.
22. Heggstad R, Myran R, 1967 - "Investigation on 132 Norwegian concrete dams". ICOLD Congress, Q34 R28, Istanbul.
23. Engineering (London reprint ICOLD Cong. Edinburgh 1964, "Failure of Bouzey Dam". Abstract of report.
24. Guitart, JL 1961 - "An examination of the methods of calculating buttress dams". ICOLD Congress, Q26 R122, Rome.
25. Working group of Portuguese Committee, 1985 - "Cracking and repair works in Cabril dam". ICOLD Congress Q57 R21, Lausanne.
26. Pedro JO, Pina CA, Oliveira SM, 1989 - "Structural safety of a cracked arch dam". ICOLD Executive Meeting, Copenhagen.
27. Vuorinen J, 1969 - "On the behaviour of hardened concrete during freezing". The State Inst. for Technical Research Finland, (publication 145), Helsinki.
28. Gilg B, Indermaur W, Mathey F, Pedro JO, Azevedo MC, Ferreira MJE, Public Power Corporation of Greece, 1987 - "Special design of Steno arch dam in Greece, in relation with possible fault movements". ICOLD Symposium on Earthquakes and Dams, Beijing.
29. Ramachandran VS, 1984 - "Concrete admixtures handbook. Properties, science and technology". Noyes Publications, New Jersey.
30. Charles JA, 1989 - "Deterioration of clay barriers : case histories". Conference on Clay Barriers for Embankment Dams, The Institution of Civil Engineers, London.
31. Report on the Independent Review Team, 1989 - "Investigation of the cause of Quail Creek Dike failure", March 7.
32. US Bureau of Reclamation, 1989 - "Evaluation of mineral dissolution at Deer Flat Embankments using mass balance and a chemical equilibrium model". Applied Sciences Technical Memorandum 89-3-1.
33. Cedarwall K, Nilsson A, 1991 - "Description of three deterioration scenarios". Hydraulic Engineering (n° 49), Royal Institute of Technology, Stockholm.
34. Sherard JL, 1979 - "Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils". ICOLD Congress, Q49 R2, New Delhi.
35. Koener RM, Halse YH, Lord AE, 1990 - "Longterm durability and ageing of geomembranes". ASCE Symposium on Waste Containment, San Francisco.
36. Simek M, 1979 - "Long-term deformations of fill dams". ICOLD Congress, Q49 discussion, New Delhi.
37. Bronner N, Fagerstrom H, Stille H, 1988 - "Bedrock cracks as a possible cause of leakage in two Swedish dams". ICOLD Congress, Q61 R55, San Francisco.

38. Silveira AF, 1990 - "Some considerations on the durability of dams". Water Power, February.
39. E.N.R., May 29, 1952.
40. E.N.R., March 20, 1947.
41. US Corps of Engineers, 1964 - "Structural design of spillways and outlet works". Engineering Manual n° 1110-2-2400.
42. US Corps of Engineers, 1965 - "Hydraulic design of spillways". Engineering Manual n° 1110-2-2400.
43. US Bureau of Reclamation, 1976 - "Design of gravity dams". Denver, Colorado.
44. US Bureau of Reclamation, 1987 - "Design of small dams". Denver, Colorado.
45. Baver WJ, Beck EJ, 1969 - "Handbook of Applied Hydraulics". Davies and Soren.
46. Quintela AC, Fernandes JS, Cruz AA, 1979 - « Barrage de Cahora-Bassa. Problèmes posés par le passage des crues pendant et après la construction ». ICOLD Congress, Q50 R41, New Delhi.
47. Ribeiro AA, Martins F, 1964 - "Portuguese dams on Internacional Douro. Some results from their observation". ICOLD Congress, Q29 R27, Edinburgh.
48. Brazilian Committee on Large Dams, 1982 - "Main Brazilian dams : design, construction and performance. Ilha Solteira Dam".
49. Kenn and Garrod, 1981 - "Cavitation damage and the Tarbela tunnel collapse of 1974". Proc. ICE, February.
50. Bribiesca JLS, Viserino AC, 1973 - "Turbulence effects on the stilling basin lining". ICOLD Congress, Q41 R83, Madrid.
51. Campbell FB, Guyton B, 1953 - "Air demand in gate outlet works". Proc. IAHR, Minneapolis.
52. Thomas HA, Schuleen EP, 1942 - "Cavitation in outlet conduits of high dams". ASCE, V107.
53. Bourgin A, 1964 - "La vidange de fond du barrage du Chambon". Le Génie Civil, October.
54. Lemos FO, Martins HF, Peixeiro LC, Leite DO, 1973 - "An accident with a big tainter gate of a spillway". ICOLD Congress, C.15, Madrid.
55. Self JR, Voak BV, 1990 - "Rehabilitation of Sukkur barrage. Hydro Power Developments: Current projects and rehabilitation". Seminar organised by Imeche, London.
56. Institute of Engineers, Civil Engineering Transactions, October 1972.
57. Taylor MJ, 1975 - "In depth investigation of the 60 Year-Old Milton Lake dam". Water Power and Dam Construction, February.
58. Simek M, 1964 - "Observations and measurements of an earth dam on a difficult site". ICOLD Congress, Q29 R28, Edinburgh.
59. Morrison WR, Gray EW, 1991 - "Performance of Mt. Elbert Forebay Reservoir flexible membrane lining after 10 years of service". ASCE Geosynthetics'91 Conference, Atlanta.

ANNEXE - APPENDIX

Cas de vieillissement répertoriés

Case histories

CAS DE VIEILLISSEMENT RÉPERTORIÉS

1. GÉNÉRALITÉS

Les cas de vieillissement cités ci-après sont classés selon les principaux scénarios évoqués dans le Bulletin. Pour chaque scénario ils sont présentés par pays dans l'ordre alphabétique français.

Chaque cas est identifié par un nombre en chiffres romains suivi la plupart du temps d'un nombre en chiffres arabes, et par le nom du barrage. Les lettres qui figurent parfois après le nom du barrage correspondent à des détériorations différentes survenues sur un même ouvrage.

Les nombres en chiffres romains indiquent la source de l'information, selon la liste des Références CIGB. Les nombres en chiffres arabes correspondent : pour les références I, II et V, au numéro d'ordre du cas considéré; pour les références III, IV et VIII, au numéro de page du document; pour la référence X, au numéro de rapport; pour les références VI et VII, au numéro dans la liste des Autres Références (lorsqu'il en existe un). Le second nombre entre parenthèses est le numéro du rapport dans la référence. Lorsqu'aucun chiffre arabe n'est indiqué sous les références VI et VII, des informations sur le cas correspondant peuvent être obtenues auprès du Comité National considéré.

CASE HISTORIES

1. GENERAL

The case histories below are classified according to the major ageing scenarios considered in the Bulletin. For each scenario they are grouped by country in the French alphabetic order.

Each case history is identified by a Roman number, followed by an Arabic number (in most cases) and by the name of the dam. The letters following the name of some dams indicate different deteriorations which have occurred.

The Roman number indicates the origin of the information in accordance with the list of ICOLD References. The Arabic numbers correspond in the respective ICOLD reference : to the number of order for the case histories I, II and V; to the page number for those from III, IV and VIII; to the report number for those from X; and (if existing) to the number in the list of Other References (the second number within brackets corresponds to the report in the reference), for those from VI and VII. Information on the case histories referred to VI and VII not included in the list of Other References may be asked from the respective National Committee.

2. CONCRETE AND MASONRY DAMS/ BARRAGES EN BÉTON ET EN MAÇONNERIE

2.1. FOUNDATION AGEING SCENARIOS/ SCÉNARIOS CONCERNANT LA FONDATION

- Loss of strength under permanent or repeated actions/
Faiblesses vis-à-vis des actions prolongées et répétées

Autriche-Austria : III-392 Gerlos, X-16 Spullersee, X-17 Pack;
Australie-Australia : I-1 Avon, III-389 Umberumberka, X-62 Nepean; **Canada :**
X-53 Barrett Chute, X-53 Stewartville, X-53 Mountain Chute, X-53 Calabogie G.S.;
Espagne-Spain : I-402 Los Molinos; **France :** I-119 Bort, I-140 La Girotte (A);
Italie-Italy : I-222 Gabiet, I-226 Giacopiane, I-228 Baitone, I-237 Truzzo (A), I-245
Molato, I-258 Pieve di Cadore, I-263 Rochemolles, I-267 Salto (B), I-268 Santa
Chiara, VI Combamala, X-36 Comelico; **Japon-Japan :** X-58 Kuromata;
Maroc-Morocco : X-39 Ali Thailat; **Portugal :** I-353 Odeáxere, VI-4, 5, 6 Varosa,
VI-4, 5, 8 Bouçã, X-57 Pracana; **Suisse-Switzerland :** I-421 Albigna, I-423 Santa
Maria, I-430 Punt del Gall, I-437 Zöt (Maggia); **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia :**
X-29 Mseno, X-29 Harcov, X-29 Bedrichov.

- Erosion and solution/*Érosion et dissolution*

Afrique du Sud-South Africa : I-380 Roode Elsberg; **Allemagne-Germany :**
I-168 Agger (B); **Espagne-Spain :** I-397 Estremera; **États-Unis-USA :** I-627
Woodbridge (A), I-628 Woodbridge (B), X-48 Morris Sheppard; **Japon-Japan :**
III-427 Komoro; **Portugal :** VI-5, 6, X-64 Venda Nova, X-57 Bouçã; **Suède-Sweden :**
III-433 Selsfors; **Zimbabwe :** I-366 Sebakwe (A).

- Ageing of grout curtains and drainage systems/
Veillissement des rideaux d'injection et des réseaux de drainage

Autriche-Austria : I-42 Erlaufklause, III-392 Gerlos; **Canada :** X-30 Ruskin;
X-30 Peace Canyon, X-30 Revelstoke, X-30 Elliot; **États-Unis-USA :** I-476 Douglas
(B), I-508 Guntersville (A), I-513 Hiwassee (A), I-514 Hiwassee (B), I-547 Melton
Hill (B), I-577 Pandee, I-578 Pickwick, I-624 Wilson (B); **France :** I-136 Guerledan
(C), X-23 La Ville Hatte; **Italie-Italy :** I-266 Salto (A), I-271 Turano; VI-8 Place
Moulin; **Japon-Japan :** I-287 Nakaiwa (A); **Portugal :** X-64 Venda Nova;
Suisse-Switzerland : I-425 Isola, I-427 Les Toules; **Zimbabwe :** I-361 Kariba (A).

2.2. DAM BODY AGEING SCENARIOS/ SCÉNARIOS CONCERNANT LE CORPS DU BARRAGE

- Chemical reactions resulting in swelling/
Réactions chimiques conduisant à un gonflement

Afrique du Sud-South Africa: X-38 Churchill, X-38 Poortjieskloof, X-38 Keerom, X-38 Stompdrift, X-38 P. Sauer, X-38 Pietersfontein, X-38 Roode Elsberg, X-74 Clanwilliam; **Argentine-Argentina:** X-66 Piedra del Aguila; **Autriche-Austria:** X-16 Gmünd; **Brésil-Brazil:** X-8 Moxoto; **Canada:** X-47 Mactaquac; **Espagne-Spain:** X-3 Fonsagrada, X-4 San Esteban, X-33 Graus, X-33 Tabescan; **États-Unis-USA:** I-442 American Falls, I-469 Cooper Basin, I-481 Early Intake, I-491 Fontana, I-494 Friant, I-496 Gene Wash, I-497 Gibraltar (A), I-544 Matilpa, I-985 Rail Road Canyon, III-475 Buck Power House, III-929, X-49 Stewart Mountain (A), X-51 Wyman; **France:** I-117, X-40 Bimont, I-121 Castelnau, I-123, X-7 Le Chambon (B); **Grande-Bretagne-Great Britain:** I-180 Loch Dubl, X-56 Meantwrog; **Inde-India:** X-45 Rihand; **Italie-Italy:** I-210 Cavia, I-216 Corfino, VI Trepido; **Kenya:** VI-10 Kamburu; **Norvège-Norway:** X-35 Hunderfossen, X-35, X-44 Bløytjern, X-35 Skarsfors, X-35 Dale; **Portugal:** I-356, VI-10, 11, X-57 Pracana, VI-11, X-68, Alto Ceira (A); **Suisse-Switzerland:** X-10 Illsee.

- Shrinkage, creep and reaction leading to contraction/
Retrait, fluage ou réaction conduisant à une contraction du matériau

Afrique du Sud-South Africa: I-372 Churchill; **France:** VI-12, 13,14, X-23 Laouzaz, VI, X-7 Vouglans; **Italie-Italy:** I-198 Ancipa, I-200 Bau Muggeris, I-208 Casoli, I-215 Corbara, I-216 Corfino, I-218 Eugio, I-219 Fedaiia, I-227 Gioveretto, I-233 Lago Inferno, I-236 Lago Trona, I-239 Venina, I-241 Liscia, I-247 Montagna Spaccata, I-250 Morasco, I-254 Nuraghe Arrubio, I-255 Pantano d'Avio, I-265 Sabbione; **Malaisie-Malaysia:** I-309 Chanderoh; **Portugal:** X-57 Cabril; **Suisse-Switzerland:** X-10 Zervreila.

- Degradation due to chemical reactions of materials with the environment/
Dégradation due à une réaction entre les composants et le milieu

Afrique du Sud-South Africa: I-373 Groendal, VII Ben Etive, VII Duivenhoks, VII Korente Vette, VII Roode Elsberg; **Allemagne-Germany:** I-167 Agger (A); **Australie-Australia:** I-1 Avon, I-5 Burrinjuck (A), I-34 Victoria, I-38 Wyangala (A), VII Farmers Creek; **Autriche-Austria:** I-44, X-17 Pack, X-16 Wiestal; **Brésil-Brazil:** I-59 Peti, VII-58 Rasgo; **Canada:** X-30 Stave Falls, X-30 Sugar Lake; **Espagne-Spain:** I-399 Guadamelato, I-403 Mansilla, I-408 Pontillon de Castro, I-419 Villameca, VII Cavallers, X-3 Fonsagrada, X-28, I-394, 37 Cuerda del Pozo; **États-Unis-USA:** I-493 Ft Peck (C), IV-174 Flower Creek, IV-329 Salmon Creek F.P.C. No. 2307, VII Cedar Falls, VII Chief Joseph, VII Columbia Lock, VII Conemaugh, VII Delta, VII Glenn Canyon, VII Jonesville, VII Lake Spaulding, VII Loyalhanna Lake, VII North Poudre, VII Ocoee n 1, X-49 Stewart Mountain, X-50 Gem Lake, X-50 Florence Lake, X-50 Agnew Lake; **France:** I-118 Bissorte, I-120, X-40 Caillaouas, I-124 Chartrain, I-129, X-40 Gnioure, I-138 Izourt, I-141 La Girotte (B), I-143 La Rive, I-146 Lanau, I-147 Les Mesce, I-150, X-40 Migoëlou, I-151 Monceaux-la-Virole (A), I-162 Ternay, X-1 Bosméléac, X-1, 23 La Bourne, X-1 Bussy, X-1 Le Lampy, X-1 La Mouche; **Grande-Bretagne-Great Britain:** I-193

Altuaheglis (North Irland), VII Dinas, VII Dindinnie, VII Gytynys, VII Haweswater, VII Hendrer Mur, VII Slaithwaite, VII Teifi Pools, VII Trawsfynydd, X-56 Maentwrog, X-40 Talakalale; **Italie-Italy** : I-195 Agnaro, I-205 Campliccioli (C), I-206 Camposeco, I-207 Careser, I-212 Cignana (A), I-214 Cingino, I-221 Gabiet (A), I-226 Giacopiane, I-229 Lago d'Arno, I-232 Lago d'Avio Grande, I-234 Lago Nero, I-235 Lago Salarno, I-236 Lago Trona, I-239 Vennina, I-245 Molato (A), I-248 Monte Pranu (A), I-250 Morasco, I-251 Muro Lucano (A), I-255 Pantano d'Avio, I-256 Pian Barbellino (A), I-257 Pian Casere, I-263 Rochemolles, I-265 Sabbione, I-266 Salto (A), VI Busin Inf., VI Gurzia, VI Spigno Monf., VI Lago della Vacca, VI Fontamallucia, VI, X-34, 36 Trepido, VI Campo Tartano, VI Lago della Rossa, VI Agnel, VI Alto Mora, VI Lago Benedetto, VI Combamala, VI Lago Lungo, VI Lago Lavezze, VI Rio Lunato, VI Rimasco, VI Pian Sapeio, VI Ozola, VII Cancano, VII Orichella, VII San Giacomo di Fraele, VII Serru, VII Valgrosina, X-36 Comelico; **Japon-Japan** : I-279 Juso, I-281 Marunurra, VII Tamagawa, X-58 Kuromata; **Maroc-Morocco** : X-39 Ali Thailat; **Norvège-Norway** : I-340 (name omitted), VII Nomeland, VII Ringedal, VII Tinfos; **Nouvelle Zélande-New Zealand** : VII Deep Creek; **Ouganda-Uganda** : VII Owen Falls; **Roumanie-Romania** : X-32 Sadu II; **Seychelles** : VII Rochon; **Sri Lanka** : VII Victoria; **Suède-Sweden** : VII Suorva; **Suisse-Switzerland** : X-10, 14 Garichte; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia** : I-94 Janov; **Zimbabwe** : I-360 Dutchman's Pool, VII Bangala, VII Cactus Poort, VII Esgralingwe, VII Kyle, VII Odzani, VII Palawan.

– Loss of strength under permanent and repeated actions/
Faiblesse de la structure vis-à-vis des actions prolongées ou répétées

Brésil-Brazil : I-59 Peti; **Canada** : X-11, 31 Daniel Johnson; **Chine-China** : X-15 Panjiakou, X-15 Danjiangkou; **États-Unis-USA** : I-534 Lake Hodges, I-537 Los Vergees (A), I-557 Murray, I-585 Railroad Canyon, I-593 Rock Creek (1), IV-174 Flower Creek, IV-346 Thompson Falls; **France** : I-128 Le Gage 1, I-131 Grandval (A); **Grande-Bretagne-Great Britain** : X-26 Mullardoch; **Inde-India** : III-462 Mulshi, III-463 Shirewata, III-467 Walman, I-192 Wilson; **Irlande-Ireland** : I-193 Altnaheglis; **Italie-Italy** : I-195 Agaro, I-200 Bau Muggeris, I-205 Campliccioli (C), I-206 Camposecco, I-207 Careser, I-208 Casoli (A), I-211 Ceresole R., I-212 Cignana (A), I-214 Cingino, I-215 Corbara, I-216 Corfino, I-218 Eugio, I-219 Fedaia, I-226 Giacopiane, I-227 Gioveretto, I-228 Baitone, I-229 Lago d'Arno, I-232 Lago d'Avio Grande, I-234 Lago Nero, I-235 Lago Salarno, I-239 Venina, I-241 Liscia, I-243 Malga Bissina, I-244 Malga Boazzo, I-245 Molato (A), I-247 Montagna Spaccata, I-248 Monte Pranu (A), I-250 Morasco, I-251 Muro Lucano, I-255 Pantano d'Avio, I-256 Pian Barbellino, I-257 Pian Casere, I-260 Ponte Piä, I-263 Rochemolles (A), I-266 Salto (A), I-268 Santa Chiara, I-270 Toggia, I-298, X-22 Ancipa, VI Busin Inf., VI Gurzia, VI Spigno Monf., VI Lago della Vacca, VI Fontanallucia, VI Campo Tartano, VI Lago della Rossa, VI Lago Benedetto, VI Alto Mora, VI Lago Lungo, VI Lago Lavezze, VI Rio Lunato, VI Rimasco, VI Pian Sapaio, VI Ozola; **Japon-Japan** : I-279 Juso; **Portugal** : VI-12 Alto Ceira (A), VI-29 Cabril.

– Poor resistance to freezing and thawing/*Faible résistance au gel-dégel*

Allemagne-Germany : I-167 Agger (A); **Autriche-Austria** : I-44 Pack; **Canada** : I-69 Cascade Control, I-71 Ghost Plan, I-75 Falls, I-78 Horseshoe, I-80 Kananaskis,

I-86 Pocaterra, I-87 Skins Lake, X-30 Buntzen, X-30 Jordan Diversion, X-30 WAC Bennett, X-30 Salmon Diversion; **Chine-China** : X-61 Fengman, X-61 Shuifeng, X-61 Yunfeng, X-61 Huairen, X-61 Shenwo; **Espagne-Spain** : I-389 Arlanzon, I-394 Cuerda del Pozo, I-419 Villameca; **États-Unis-USA** : I-441 Agnewlake, I-475 Douglas (A), I-493 Fort Beck (C), I-495 Gem Lake, I-554 Mississippi River Old Lock No. 14, I-555 Mississippi River Old Lock No. 19, I-570 Norris (A), I-620 Warm Springs, I-623 Wilson (A), III-438 Ayers Island, III-891 Florence Lake, III-892 Fond du Lac Hydroelectric Station, III-903 Huntington Lake No. 2, 3, III-911 Lake Spaulding, III-913 Manitou, III-918 Minnewawa, III-931 Tugalo, IV-264 Nepaug, X-51 Wyman; **Finlande-Finland** : I-112 Imatra, VI Harjavalta; **France** : I-127 L'Étroit, I-141 La Girotte (B), I-155 Roche Talamie, I-157 Sarrans, I-159 St Etienne-Cantales, I-160 St Marc, I-161 St Sernin, VI Bort; **Italie-Italy** : I-207 Careser, I-212 Cignana (A), I-221 Gabiet (A), I-236 Lago Trona, I-245 Molato (A), I-265 Sabbione, I-266 Salto (A), I-271 Turano, VI Busin Inf., VI Gurzia, VI Lago della Vacca, VI Fontanallucia, VI Campo Tartano, VI Lago della Rossa, VI Agnel, VI Alto Mora, VI Combamala, VI Lago Lungo, VI Lago Lavezze, VI Rio Lunato, VI Rimasco, VI Pian Sapeio, VI Ozola; **Japon-Japan** : I-280 Kakkomi, I-281 Kose, I-283 Mitaki, I-286 Moriyoshi, I-293 Onbara, I-298 Sukenobu, I-302 Uryu No. 1, I-303 Uryu No. 2, X-21 Sasanagare; **Norvège-Norway** : I-340 (name omitted); **Roumanie-Romania** : X-32 Sadu II; **Suisse-Switzerland** : I-423 Barberine, I-432 Rempen, I-434 Schrach.

2.3. OTHER AGEING SCENARIOS/ AUTRES SCÉNARIOS DE VIEILLISSEMENT

– Ageing of structural joints/*Vieillissement des joints de structure*

Australie-Australia : I-22 Lake Margaret; **Canada** : X-30 Seven Mile; **États-Unis-USA** : III-891 Florence Lake; **France** : I-126 Eguzon (B), I-152 Monceaux la Virole (B), I-161 St Sernin, X-40 Les Olivettes; **Italie-Italy** : VI Spigno Monf.; **Suisse-Switzerland** : I-427 Les Toules.

– Ageing of upstream facings/*Vieillissement des revêtements amont*

Autriche-Austria : X-41 Vermunt; **France** : X-1 Champagney; X-1 Cotatay; **Italie-Italy** : I-195 Agaro, I-196 Alpe Gera, I-205 Campliccioli (C), I-206 Camposecco, I-211 Ceresole R., I-214 Cingino, I-217 Diavolo, I-229 Lago d'Arno, I-232 Lago d'Avio Grande, I-233 Lago Inferno, I-234 Lago Nero, I-235 Lago Salarno, I-230 Lago Truzzo (B), I-251 Muro Lucano (A), I-256 Pian Barbellino, I-257 Pian Casere, I-270 Toggia, VI Lago Colombo, VI Campo Tartano, VI Lago della Rossa, VI Lago Benedetto, VI Fregaborgia, VI Lago Lavezze.

– Ageing of prestressed structures/*Vieillissement d'organes précontraints*

Algérie-Algeria : X-23 Cheurfas; **France** : X-23 Rassisse; **Tunisie-Tunisia** : X-23 Neubeur.

3. EARTH AND ROCKFILL DAMS/ BARRAGES EN REMBLAI

3.1. FOUNDATION AGEING SCENARIOS/ SCÉNARIOS CONCERNANT LA FONDATION

– Deformation/*Déformation*

Grande-Bretagne-Great Britain : I-179 Lluest Wen; **États-Unis-USA :** I-511 Harrison Street, I-601 San Jacinto, I-619 Virginia Ranch, I-629 Wooderest (A), III-591 Baldwin Hills Reservoir, IV-371 Victor Braunig, VIII-113 Lincoln Trail State Park, VIII-218 Wild Rice Creek Watershed; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia :** VI-61 Jesenice, VI-61 Nechranice.

– Loss of strength, uplift pressure increase and change in state of stress/
*Perte de résistance, augmentation des sous-pressions et modification
de l'état de contrainte*

Argentine-Argentina : X-65, X-67 El Chocon (a,b); **États-Unis-USA :** I-457 Camanche (b), I-530 Kern River State Park (b), I-538 Lower San Fernando (A) (b,d), I-567 Nilford (b), I-587 Rattle Snake (b), I-599 San Antonio (b), I-607 Saylorville (a), II-28 Crooked Creek (b), II-43 Kurth (b), II-93, VIII-220 Wolf Creek (b), III-669 Great Western (a), IV-352 Townsend Lake (b), IV-371 Victor Braunig (a,b,d), VI-31 Quail Creek Dike (b,c), VIII-79 Fontenelle (b), VIII-141 North Springfield (b), VIII-143 Orwell (b), VIII-172 Sardis (b,c) VIII-164 San Luis (a,c); **Grande-Bretagne-Great Britain :** VI-30 (21) Cod Beck; **Mexique-Mexico :** I-312 El Estribon (a); **Pologne-Poland :** X-5 Koronowo (a); **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia :** I-96 Jesenice (b). (a) loss of strength; (b) uplift pressure; (c) change in state of stress; (d) dam failed.

– Internal erosion/*Érosion interne*

Argentine-Argentina : III-812 Yorba, X-65, X-67 El Chocon; **Australie-Australia :** I-30 Prospect, V-1 Glenbrawn, V-3 Nanjimup; **Brésil-Brazil :** V-10 Caldeiro; **Canada :** I-77 Harris Main; **États-Unis-USA :** I-440 Addicks, I-457 Camanche, I-480 Dry Canyon, I-482, II-33, VIII-75 East Branch, I-530 Kern River, I-538 Lower San Fernando (A), I-567 Nilford, I-587 Rattle Snake, I-589 Red Rock, I-599 San Antonio, I-630 Wooderest (B), II-28 Crooked Creek, II-43 Kurth, II-44 Lake Buckhorn, II-93, VIII-220 Wolf Creek, III-591 Baldwin Hills Reservoir, IV-134 Cedar Creek, IV-152 Cooney, IV-195 Hills Creek, IV-273, VIII-141 North Springfield Lake, IV-352 Townshend Lake, IV-371 Victor Braunig, VIII-50 Brodhead Creek, VIII-64 Como, III-646, VIII-79 Fontenelle, VIII-82 F.P. and L. Martin Co., VIII-133 Moose Creek, VIII-135 Navajo, VIII-143 Orwell, VIII-147 Red Bluff, VIII-170 Santa Rosa, VIII-172 Sardis, VIII-198 Twin Buttes, VIII-206 Walter F. George Lock and Dam, VIII-212 West Hill; **Finlande-Finland :** I-114 Uljua Tulisarri; **France :** I-130 Grandes Patures; **Grande-Bretagne-Great Britain :** I-181 Lower Slade, VI-30 (19) Barrow Compensation, VI-30 (21) Cod Beck, VI-30 (22) Coulter, VI-30 (30) Holden Wood, VI-30 (33) Lliw Lower, VI-30 (35)

Lockwood, VI-30 (39) Pentwyn, VI-30 (40) Rhodeswood, VI-30 (44) Turduff, VI-30 (47) Warmwithens, VI-30 (29) Grizedale; **Inde-India** : I-191 Nagarjunasagar; **Italie-Italy** : X-36 Zoccolo; **Japon-Japan** : I-300 Umagami-Tamelke; **Norvège-Norway** : I-332 Helge-dalsvatn; **Pologne-Poland** : X-5 Przeczyce, X-5 Myczkowce; **Suède-Sweden** : VI-37, X-73 Hällby, VI-37, X-73 Suorva.

– Foundation degradation/*Dégradation de la fondation*

Argentine-Argentina : X-65, X-67, El Chocón (b); **Australie-Australia** : I-30 Prospect (a); **États-Unis-USA** : I-538 Lower San Fernando (b), II-71, VIII-147 Red Bluff (b), II-93, VIII-220 Wolf Creek (c), III-694 Jennings Creek Watershed No. 16 (c), VI-31 Quail Creek (b,c), VI-32 Deer Flat (b), VIII-79 Fontenelle (c); **Suède-Sweden** : VI-37, X-73 Suorva, VI-37, X-73 Hällby; **Suisse-Switzerland** : X-10 Mattmark.

(a) dispersion, (b) solutioning, (c) washing of infilled material.

3.2. EMBANKMENT AGEING SCENARIOS/ SCÉNARIOS PRINCIPAUX CONCERNANT LE REMBLAI

– Deformation/*Déformation*

Australie-Australia : I-21 Lake Cawindilla; **Brésil-Brazil** : I-48 Barreiras; **Espagne-Spain** : I-388 Arbon; **États-Unis-USA** : I-470 Courtright, I-597 Salt Springs, I-619 Virginia Ranch, I-626 Wiston, I-629 Wooderest (A), II-76 Santa Rosa, II-82 Storrie Lake, III-669 Great Western, III-681 Hebron, III-769 Schaeffer, III-771 Shell Oil Co., IV-191 Guadalupe, IV-371 Victor Brauning Plant, VIII-141 North Springfield Lake, VIII-164 San Luis; **Grande-Bretagne-Great Britain** : I-171 Blackbrook Original (A), I-174 Clandeboye; **Inde-India** : I-190 Meenkara; **Japon-Japan** : I-294 Seidai, III-557 Matsuda Tameile; **Mexique-Mexico** : I-311 Cuahtemoc (Santa Tereza); **Norvège-Norway** : I-326 Brekkevatn, I-338 Loytavatn; **Portugal** : I-335 Parabela, I-358 Roxo; **Suède-Sweden** : X-2 Ajaure; **Suisse-Switzerland** : X-10 Rhodannenbergl; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia** : I-106 Stráz.

– Loss of strength/*Perte de résistance*

Australie-Australia : I-33 Spring Creek; **Brésil-Brazil** : I-48 Barreiras (A); **États-Unis-USA** : II-45 Lake Coleman, II-52 Lake Waxahachi, II-65 North Lake, III-622 Colorado Springs No. 4, III-687 Jackson's Bluff, IV-229 Lake Marie, IV-345 Stanislaus Forebay, IV-361 Upper Barnes Creek, VIII-103 Lake Livingston, VIII-111 Lewisville; **Grande-Bretagne-Great Britain** : I-173 Buckieburn; **Inde-India** : III-534 Bendsura; **Mexique-Mexico** : I-312 El Estribón; **Pologne-Poland** : X-5 Debe, X-5 Koronowo; **Suède-Sweden** : X-2 Ajaure.

– Pore pressure increase/*Augmentation des pressions interstitielles*

Allemagne-Germany : X-72 Sylvenstein; **Espagne-Spain** : I-388 Arbon; **États-Unis-USA** : I-470, IV-153 Courtright, I-597 Salt Springs, I-626 Wiston, II-31, VIII-69 Dix, II-53 Laurel Creek, III-622 Colorado Springs No. 4, III-732 Marston

Lake, IV-195 Hills Creek; **France** : X-1 Cercey, X-1 St. Féréol, X-23 Les Sapins; **Grande-Bretagne-Great Britain** : I-184, VI-30 (49) Withens Clough, VI-30 (18) Banbury; **Inde-India** : III-543 Konar; **Portugal** : I-350 Divor; **Suède-Sweden** : X-2 Stenkullafors; **Venezuela** : X-52 El Guapo, X-52 La Honda.

– Internal erosion/*Érosion interne*

Afrique du Sud-South Africa : I-378 Mogoto; **Argentine-Argentina** : X-65, X-67 El Chocón; **Australie-Australia** : I-30 Prospect; **Brésil-Brazil** : I-56 João Penido, V-15 Pampulha; **Chine-China** : X-59 Dong Shen, X-59 Linhuaigang, X-59 Baicaoping; **États-Unis-USA** : I-482, VIII-75 East Branch, II-93, VIII-220 Wolf Creek, III-712 Lake Toxaway, III-734 Mc Millan, IV-273 North Springfield Lake, VIII-47 Black Creek, VIII-50 Brodhead Creek; **Grande-Bretagne-Great Britain** : I-174 Clandeboye, I-179, VI-30 (34) Lluest Wen, I-181, VI-30 (43) Lower Slade, III-532, VI-30 (45) Walshaw Dean Lower, VI-30 (27) Doffcocker Lodge, VI-30 (33) Lliw Lower, VI-30 (42) Roddlesworth Upper, VI-30 (46) Walshaw Dean Middle; **Japon-Japan** : I-277 Irukai-ke; **Norvège-Norway** : I-335 Kaldevatn; **Suède-Sweden** : X-54 När, X-2 Stenkullafors; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia** : I-107 Velká Domása.

– Embankment degradation/*Dégradation du remblai*

Argentine-Argentina : X-65, X-67 El Chocón; **Australie-Australia** : I-21 Lake Cawindilla, I-30 Prospect; **États-Unis-USA** : I-503 Grenada, II-45 Lake Coleman, III-585 Apishapa, III-685 Holmes Creek, VIII-47 Black Creek No. Y36-23; **Japon-Japan** : I-277 Irukaike, I-294 Seidai; **Mexique-Mexico** : I-312 El Estribón dike; **Norvège-Norway** : X-44 Bløytjern; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia** : X-29 (20 small dams).

– Surface erosion/*Érosion superficielle*

Afrique du Sud-South Africa : I-368 Albert Falls, I-377 Loeria, I-382 Vygehoek, V-18 Voelvrei; **Australie-Australia** : I-25 Menindee Lakes, V-2 Khancoban; **Canada** : I-68 Brazeau Hydroelectric Development, I-74 Grassy Lake, I-82 Little Bow; **États-Unis-USA** : I-463 Cedar Bluff, I-464 Cheney, I-503 Grenada, I-509 Guntersville, I-520 Hulah Lake, I-523 John Redmond, I-525 Kanopolis, I-528 Kentucky, I-542 Marion Lake, I-549 Michael J. Kirwin, I-576 Palisades, I-583 Pamona, II-16 Arkabutla, II-36 Enid, II-40 Hammertown, II-62 Milton, II-75, VIII-168 Sanford, II-90 Walnut Canyon, IV-181 Geary County State Lake, IV-191 Guadalupe, IV-323 Ross Barnett Reservoir, VIII-59 Canton, VIII-69 Dix, VIII-116 Lost Creek; **Finlande-Finland** : I-113 Porttipahta; **France** : X-1 La Vingeanne, X-1 Wassy; **Grande-Bretagne-Great Britain** : I-170 Path Pool; **Japon-Japan** : I-277 Irukaike; **Norvège-Norway** : I-322 Akersvatn, I-323 Bangsjo, I-324 Bitdalen, I-326 Brekkevatn, I-328 Follsjo, I-329 Grasjo, I-330 Gressvatn, I-331 Heggmovatn, I-336 Kalvatn, I-337 Loytuvatn, I-338 Muravatn, I-341 Nesjo, I-342 Sisovatn, I-343 Slottmoberget, I-344 Soikajavrre, I-345 Sonstevatn, I-346 Strandevatn; **Suède-Sweden** : VI-33 Sveg dam.

3.3. OTHER AGEING SCENARIOS/ AUTRES SCÉNARIOS DE VIEILLISSEMENT

- Seepage through concrete faced rockfill dams/
Fuites à travers des barrages en enrochement à masque amont d'étanchéité en béton

Canada : X-30 La Joie; **États-Unis-USA :** I-470, IV-153 Courtright; **France :** X-1 St. Féréol, X-40 Greziolles; **Pologne-Poland :** X-6 Nysa, X-6 Porabka Zar; **Portugal :** I-335 Paradela.

- Permeability change/*modification de la perméabilité*

Suisse-Switzerland : X-10 Gübensee.

- Loss of bond between concrete structures and embankment/
Dégradation du raccordement entre remblai et ouvrages en béton

Australie-Australia : I-21 Lake Cawindilla; **Espagne-Spain :** I-388 Arbon; **États-Unis-USA :** I-619 Virginia Ranch, II-76 Santa Rosa, II-91 Walter Boulding, II-94 Woodruff Narrows; **Inde-India :** III-532 Ahraura; **Portugal :** I-350 Divor, I-358 Roxo; **Suède-Sweden :** X-2 Stenkullafors, X-73, VI-37 Hällby; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia :** I-105 Stavista.

- Ageing of synthetic polymer materials/
Vieillessement des matériaux organiques de synthèse

4. APPURTENANT WORKS/ OUVRAGES ANNEXES

– Local scour/*Affouillement local*

Autriche-Austria : I-43 Ottenstein; **Cameroun :** I-63 M'Bakou; **Canada :** I-73 Grands Rapids, III-512 Duncaith; **États-Unis-USA :** I-472 Crooked Creek (A), I-507 Guernsey, I-551 Middle Fork (B), I-553 Misselbeck, I-558 Nacimiento(A), I-486 Emigrant, I-592 Robert W. Matthews (B), I-611 Tionesta, I-621 Webber, II-81 Stewart Mountain (B), III-879 Black Carrion, III-406 Cushman No. 1 (B), III-713 Lake Waco, III-845 Wahiwawa, IV-118 Bartlett, IV-125 Belle Fourche, IV-161 Cranks Creek, IV-304 Pit No. 7; X-48 Morris Sheppard; **Finlande-Finland :** I-115 Valajas; **France :** I-133 Grangent; **Italie-Italy :** I-209 Casoli(B), I-262 Quatro Sul Savio, I-269 Senaige; **Mexique-Mexico :** I-319 Netzahualcoyotl; **Zimbabwe :** I-359 Bangala.

– Erosion by abrasion/*Érosion par abrasion*

Australie-Australia : I-4 Burrendong; **Autriche-Austria :** X-17 Pack; **Brésil-Brazil :** I-60 Piabanha; **Canada :** I-65 Bassano (A); **États-Unis-USA :** I-448 Barren River Lake, I-454 Blue Ridge (A), I-458 Canyon Ferry, I-461 Causey (B), I-462 Caves Run Lake, I-465 Cheronee, I-466 Chikamange, I-477 Douglas (C), I-484 Echo, I-486 Emigrant, I-512 Haystack, I-519 Howard Prairie, I-527 Kentucky (A), I-531 Kinzua, I-562 Navajo (B), I-569 Nolin Lake, I-625 Wilson(C), II-17 Arcabuta (E), II-21 Bear Gap No. 2, II-37 Enid (D); **France :** X-23 Donzère, X-23 Logis-Neuf, X-23 Péage de Roussillon, X-23 Vaugris; **Japon-Japan :** I-292 Oma, I-296 Sennindani, I-297 Senzu, I-306 Yasuca (A), X-20 Unazuki; **Suède-Sweden :** I-420 Yarkvissle; **Zimbabwe :** I-363 Kyle.

– Erosion by cavitation and energy dissipation/
Érosion par cavitation et dissipation d'énergie

Australie-Australia : X-62 Nepean; **Canada :** X-30 Stave Falls, X-30 Ruskin, X-30 Seven Mile; **Chine-China :** X-60 Sanmenxia; **Espagne-Spain :** I-411 San Esteban; **États-Unis-USA :** I-454 Blue Ridge (A), I-459 Caribou Afterbay (B), I-460 Causey (A), I-478 Douglas (D), I-516 Hiwassee (D), I-535 Lake Superior Compensating Works, I-543 Mason, I-563 Navajo (C), I-572 Norris (C), I-575 Palisades (A), II-67 Painted Rocks, II-85 Tonque River (B), III-882 Bonneville (A), IV-123 Caribou Afterbay (A), IV-125 Belle Fourche (C), IV-146 Clear Creek, IV-242 Mc Cloud (A), IV-304 Pit No. 7, II-48 Lake Mineral Wells; **Japon-Japan :** I-288 Nakaiva (B); **Mexique-Mexico :** I-319 Netzahualcoyotl (Malpaso), I-314 Infiernillo; **Turquie-Turkey :** X-63 Keban.

– Obstruction by solids carried by flow/
Obstruction par des solides transportés par le courant

États-Unis-USA : I-551 Middle Fork (B), I-559 Nacimiento (B); **France :** I-122 Chambon (A); **Italie-Italy :** I-253 Muro Lucano (C); **Japon-Japan :** III-560 Ogayarindo Tamaike, IV-149 Conowingo.

- Problems with gates and other discharge equipment/
Défaillance des vannes et autres matériels

Allemagne-Germany : III-819 Sose; **Australie-Australia** : I-12 Chichester (B);
Autriche-Austria : X-16 Wiestal; **Brésil-Brazil** : I-49 Barreiras (B), I-60 Piabanha;
Canada : X-30 Buntzen, X-30 WAC Bennet, X-30 Elsie Lake; **Espagne-Spain** :
I-413 Santa Teresa, X-24 Talarn; **États-Unis-USA** : I-471 Cresta, I-501 Grand
Coullee (B), I-529 Kerckhoff Diversion, I-566 New Exchequer (C), I-591 Robert W.
Matthews (A), I-594 Rock Creek (2), I-595 Rollins, I-605 Sardis (C), II-15
Amistade (B), II-20 Bankhead Lock, III-444 Los Vergels (B), III-615 Charles Lee
Tilden, III-704 Kingsley (A)(B), III-804 Wesley E. Seale, IV-123 Caribou
Afterbaay (A), X-48 Stewart Mountain, X-51 Wyman; **France** : I-144 La Rive (B),
I-166 Zola; **Italie-Italy** : I-204 Campliccioli (B), I-213 Cignana (B), I-231 Lago
d'Aviasco (A); **Portugal** : I-356 Picote; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia** : I-99
Machovo Jazero; I-108 Velk Darko; **Yougoslavie-Yugoslavia** : III-814 Ovcar Banja;
Zimbabwe : I-364 Lesapi.

- Excessive flow/*Débit exceptionnel*

Afrique du Sud-South Africa : I-374 Groendal (B); **Australie-Australia** : I-13
Churchman Brook, I-36 Warren, I-40 Wyangala-Original Dam (B), X-62 Nepean;
Autriche-Austria : III-389 Dobra, X-17 Pack; **Canada** : III-514 Val Marie;
États-Unis-USA : I-455 Arkabutla (C), I-468 Conconully, II-21 Bear Cap No. 2,
II-29 Cushman No. 1, II-59 Lower Idaho Falls, II-61 Milton Lake (A), II-66 Notre
Dame, II-74 San Dimas (B), II-92 Waverly, III-408 Gallinas, III-416 Moyie River,
III-499 Wilbur, III-803 Wagner, III-843 Swift, IV-116 Barker (B), IV-152 Goney
(A), IV-159 Crane Creek, IV-175 Fort Meade, IV-188 Glen, IV-224 Lake Barcroft,
X-48 Stewart Mountain; **Grande-Bretagne-Great Britain** : I-172
Blackbrook-Original (B), I-183 Upper Gregan; **Inde-India** : III-534 Bendsura,
III-545 Pagara; **Italie-Italy** : III-468 Zerbino; **Japon-Japan** : I-278 Irukaike (B),
I-301 Umagami-Tameike (B), III-554 Ashizawa, III-560 Ogayarindo Tameike;
Maroc-Morocco : X-39 Ali Thailat; **Portugal** : X-57 Pracana; **Roumanie-Romania** :
X-32 Sadu II; **Tchécoslovaquie-Czechoslovakia** : I-108 Velke Darko, II-6 Hubacov;
Turquie-Turkey : III-570 Demirkopru.

Imprimerie de Montligeon
61400 La Chapelle Montligeon
Dépôt légal : avril 1993
N° 16749
ISSN 0534-8293
Couverture : Olivier Magna

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne



Computerized Archives on line

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>