

SPILLWAYS

FOR DAMS

ÉVACUATEURS DE CRUE

DE BARRAGES



CIGB
ICOLD

BULLETIN 58
1987



SPILLWAYS
FOR DAMS

ÉVACUATEURS DE CRUE
DE BARRAGES



BULLETIN 58
1987

Commission Internationale des Grands Barrages
151, bd Haussmann, 75008 Paris - Tél. : 47 64 67 33 - Télex : 641320 F (ICOLD)

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.

TABLE DES MATIÈRES

LISTE DES FIGURES	6
AVANT-PROPOS	9
1. INTRODUCTION	10
2. CHOIX DU TYPE D'ÉVACUATEUR	12
2.1. Différents types d'évacuateur - leur classification	12
2.2. Facteurs intervenant dans le choix du type d'évacuateur	14
2.2.1. Qualité des prévisions de crues	14
2.2.2. Séismicité de la zone de l'aménagement et fiabilité de l'exploitation	16
2.2.3. Durées et degrés d'utilisation	16
2.2.4. Conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé	18
2.2.5. Type de barrage	18
2.2.6. Conditions d'exploitation	20
3. ÉVACUATEURS DE SURFACE	22
3.1. Constitution	22
3.2. Seuil libre ou vanné, solution mixte	22
3.2.1. Seuil libre	22
3.2.2. Seuil vanné	24
3.2.3. Seuil mixte	24
3.3. Entonnements	24
3.4. Types et dispositions des vannes - Domaines d'application	26
3.5. Coursiers	38
3.6. Ouvrages de restitution aval - Dissipation de l'énergie	50
3.6.1. Remarque préliminaire	50
3.6.2. Bassins à ressaut : les accidents, problèmes hydrodynamiques, sous-pressions, vibration, cavitation, abrasion, entretien	54
3.6.3. Sauts de ski et nappes déversantes - Fosses d'affouillement - Problèmes d'érosion - Tapis de réception - Problèmes hydrodynamiques ..	68
3.6.4. Essais sur modèle	90
3.7. Protection contre le gel	92
4. ÉVACUATEURS DE FOND ET DE DEMI-FOND	94
4.1. Constitution - Principales caractéristiques - Buts recherchés	94
4.2. Caractéristiques générales des pertuis	104
4.2.1. Pertuis de fond de grande capacité d'évacuation	104
4.2.2. Pertuis de restitution avec réglage fin du débit	106
4.3. Types et dispositions des vannes	106
4.3.1. Vannes de contrôle des pertuis de fond de grande capacité d'évacuation	106

TABLE OF CONTENTS

LIST OF FIGURES	7
FOREWORD	9
1. INTRODUCTION	11
2. SELECTION OF SPILLWAY TYPE	13
2.1. Spillway types and classification	13
2.2. Factors in selection of spillway type	15
2.2.1. Flood prediction	15
2.2.2. Seismicity of project area and reliability of operation	17
2.2.3. Duration and amount of discharge	17
2.2.4. Site topography and geology	19
2.2.5. Dam type	19
2.2.6. Operational arrangements	21
3. SURFACE SPILLWAYS	23
3.1. Components	23
3.2. Gated, ungated and combination surface spillways	23
3.2.1. Ungated spillways	23
3.2.2. Gated spillways	25
3.2.3. Combination spillways	25
3.3. Inlet geometry	25
3.4. Gate types, arrangement and selection	27
3.5. Chutes	39
3.6. Terminal structures and energy dissipation	51
3.6.1. Preamble	51
3.6.2. Stilling basins : accidents, hydrodynamic problems, uplift pressures, vibration, cavitation, abrasion, maintenance	55
3.6.3. Ski jumps and nappes, scour holes, erosion, aprons, hydrodynamic problems	69
3.6.4. Model tests	91
3.7. Protection against ice	93
4. ORIFICE SPILLWAYS	95
4.1. Components, leading characteristics, objectives	95
4.2. General characteristics of sluices	105
4.2.1. Large bottom outlets	105
4.2.2. Compensation outlets	107
4.3. Gates and valves	107
4.3.1. Bottom outlet gates	107

4.3.2. Vannes de garde des pertuis de fond de grande capacité	114
4.3.3. Vannes des pertuis destinées à un réglage fin des débits restitués	114
4.4. Cavitation, blindages, entretien (voir aussi chap. 5 et 6)	116
4.5. Protection contre les corps flottants	118
4.6. Protection contre l'engravement	118
4.7. Protection contre les vortex	120
4.8. Ouvrage de restitution aval, dissipation d'énergie (voir aussi Chap. 3.6)	120
5. PROBLÈMES PARTICULIERS DES ÉCOULEMENTS A GRANDE VI- TESSE	122
5.1. Cavitation : Considérations générales, exemples caractéristiques	122
5.2. Diminution des dégradations par cavitation	126
5.2.1. Fini de surface nécessaire; ses limitations pratiques, vieillissement du béton	126
5.2.2. Traitement de surface - Revêtements spéciaux	126
5.2.3. Aération	132
5.3. Abrasion dans les évacuateurs et vidanges - Revêtements spéciaux	144
5.3.1. Généralités	144
5.3.2. Abrasion par transport solide charrié sur le fond	144
5.3.3. Abrasion par sédiments en suspension	146
5.3.4. Revêtements protecteurs	150
5.4. Dégagement d'azote à la restitution des évacuateurs et vidanges	152
6. ENTRETIEN ET RÉPARATION DES OUVRAGES D'ÉVACUATION	156
6.1. Entretien	156
6.2. Réparations	156
ANNEXES	162
1. Références	162
2. Liste des pays ayant répondu à l'enquête sur les évacuateurs de crue	172

4.3.2. Maintenance gates for high-capacity bottom outlets	115
4.3.3. Gates and valves for fine control	115
4.4. Cavitation, steel lining, maintenance (see also Chap. 5 and 6)	117
4.5. Protection against floating debris	119
4.6. Protection against siltation	119
4.7. Protection against vorticies	121
4.8. Terminal structures and energy dissipation (see also Section 3.6)	121
5. PARTICULAR PROBLEMS WITH HIGH-VELOCITY FLOWS	123
5.1. Cavitation : General considerations, typical examples	123
5.2. Control of cavitation damage	127
5.2.1. Surface finish, practical limitations, concrete ageing	127
5.2.2. Surface treatment, linings and coatings	127
5.2.3. Aeration	133
5.3. Abrasion in spillways and bottom outlets - Special surfaces	145
5.3.1. General	145
5.3.2. Abrasion from bed load	145
5.3.3. Abrasion from suspended load	147
5.3.4. Surface protection	151
5.4. Nitrogen release in spillway and outlet tailwaters	153
6. MAINTENANCE AND REPAIR	157
6.1. Maintenance	157
6.2. Repairs	157
APPENDICES	162
1. References	162
2. Countries which have answered the enquiry on spillways	172

LISTE DES FIGURES

- Fig. 1. — Évacuateur du barrage de Karun (Iran).
- Fig. 2. — Évacuateur du barrage de Ku-Kuan (Taïwan).
- Fig. 3. — Barrage de Morrow-Point (États-Unis). Orifices d'évacuation.
- Fig. 4. — Barrage d'Itaipu (Brésil). Évacuateur et vannes de l'évacuateur.
- Fig. 5. — Barrage de Youssef Ben Tachfine (Maroc). Évacuateur de surface.
- Fig. 6. — Barrage de la Grande 2 (Canada). Évacuateur.
- Fig. 7. — Barrage de Tarbela (Pakistan). Bassins d'amortissement des tunnels 3 et 4.
- Fig. 8. — Barrage de Malpasso (Mexique). Vue en plan et profil longitudinal de l'évacuateur.
- Fig. 9. — Barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda (Algérie). Évacuateur.
- Fig. 10. — Barrages Hendrik Verwoerd et P. K. Le Roux (Afrique du Sud).
Séparateurs des évacuateurs de surface.
- Fig. 11. — Évacuateur principal du barrage de Tarbela (Pakistan).
- Fig. 12. — Suppression permanente sur un tapis de protection, sous une nappe déversante.
- Fig. 13. — Barrage de Kariba (Zimbabwe). Coupe sur l'évacuateur en orifice.
- Fig. 14. — Barrage de Cabora Bassa (Mozambique). Évacuateur de demi-fond, coupe longitudinale.
- Fig. 15. — Barrage de Sainte-Croix (France). Évacuateur de fond, coupe longitudinale.
- Fig. 16. — Barrages à contreforts de Kashm el Girba (Soudan), Jupia (Brésil) et Roseires (Soudan). Coupes type sur évacuateurs de fond.
- Fig. 17. — Barrage d'Aldeadávila (Espagne). Coupe sur vidanges de fond.
- Fig. 18. — Barrage P. K. Le Roux (Afrique du Sud). Vidange de fond et détails de la vanne plate de réglage.
- Fig. 19. — Déversoir en tunnel du barrage de Yellowtail (États-Unis).
Disposition générale et détails de l'aérateur.
- Fig. 20. — Évacuateur du barrage d'Ust Ilim (URSS). Disposition générale et détails des aérateurs.
- Fig. 21. — Évacuateur du barrage de Foz do Areia (Brésil). Disposition générale et détails des aérateurs.
- Fig. 22. — Tunnel d'irrigation n° 3 du barrage de Tarbela (Pakistan). Aérateur situé à l'origine du coursier du bassin d'amortissement. Disposition générale et détails de la rainure en radier.

LIST OF FIGURES

- Fig. 1. — Spillway of Karun dam (Iran).
- Fig. 2. — Ku-Kuan dam spillway (Taiwan).
- Fig. 3. — Morrow Point dam (USA). Spillway orifices.
- Fig. 4. — Itaipu dam (Brazil). Spillway and spillway gates.
- Fig. 5. — Youssef Ben Tachfine (Morocco). Surface spillway.
- Fig. 6. — La Grande 2 dam (Canada). Spillway.
- Fig. 7. — Tarbela dam (Pakistan). Stilling basins of Tunnels 3 and 4.
- Fig. 8. — Malpassao dam (Mexico). Plan view and longitudinal profile of spillway.
- Fig. 9. — Sidi Mohamed Ben Aouda dam (Algeria). Spillway.
- Fig. 10. — Hendrik Werwoerd and P. K. Le Roux dams (South Africa).
Splitters of surface spillways.
- Fig. 11. — Tarbela dam service spillway (Pakistan).
- Fig. 12. — Permanent additional pressure over the apron surface below a free-falling jet.
- Fig. 13. — Kariba dam (Zimbabwe). Section through orifice spillway.
- Fig. 14. — Cabora Bassa dam (Mozambique). Mid-depth orifice spillway, longitudinal section.
- Fig. 15. — Sainte-Croix dam (France). Bottom spillway, longitudinal section.
- Fig. 16. — Kashm el Girba (Sudan), Jupia (Brazil) and Roseires (Sudan) buttress dams.
Typical sections of bottom spillways.
- Fig. 17. — Aldeadávila dam (Spain). Section through bottom outlets.
- Fig. 18. — P. K. Le Roux dam (South Africa). Bottom outlet and details of control slab gate.
- Fig. 19. — Spillway tunnel of Yellowtail (USA). General layout and details of aerator.
- Fig. 20. — Ust Ilim dam spillway (USSR). General layout and details of aerators.
- Fig. 21. — Foz do Areia dam spillway (Brazil). General layout and details of aerators.
- Fig. 22. — Tarbela dam irrigation tunnel No. 3 (Pakistan). Aerator at top of stilling basin chute. General layout and details of air trough.

AVANT-PROPOS

Ce Bulletin a été rédigé au nom du Comité National Français pour le Comité de l'Hydraulique des Barrages, par G. Post et L. Chervier (Coyne et Bellier - France) pour les chapitres 1, 2, 3, 4, 6 et l'Annexe 1, et par C. Blanchet et G. Johnson (Sogreah - France) pour le chapitre 5.

Le projet fut discuté et mis au point lors des réunions du Comité en 1984, 1985 et 1986. La version finale fut approuvée à la 54^e Réunion Exécutive en 1986.

Le texte original en français a été revu par le Président M. Carlier; la traduction a été faite par R. Chadwick et contrôlée par E. J. Beck et F. G. DeFazio (États-Unis) et C. P. Roberts (Afrique du Sud).

La coordination a été assurée par M. Carlier.

MEMBRES DU COMITÉ DE L'HYDRAULIQUE DES BARRAGES MEMBERS OF THE COMMITTEE ON HYDRAULICS FOR DAMS

M. CARLIER (France/France), Président - Chairman
K. BELBACHIR (Algérie/Algeria), Membre - Member
E. CURIEL (Venezuela/Venezuela), Membre - Member
F. G. DEFAZIO (États-Unis/USA), Membre - Member
J. KNAUSS (Rép. Féd. d'Allemagne/Fed. Rep. of Germany), Membre - Member
G. MARINIER (Canada/Canada), Membre - Member
M. MENDILUCE (Espagne/Spain), Membre - Member
N. PINTO (Brésil/Brazil), Membre - Member
A. ALVAREZ RIBEIRO (Portugal/Portugal), Membre-Member
C. P. ROBERTS (Afrique du Sud/South Africa), Membre - Member
V. SEMENKOV (URSS/USSR), Membre - Member
J. H. SONU (Rép. de Corée/Rep. of Korea), Membre - Member
J. TEJADA (Colombie/Colombia), Membre - Member
M. VERCON (Yougoslavie/Yugoslavia), Membre - Member

FOREWORD

This Bulletin has been prepared on behalf of the French National Committee for the Committee on Hydraulics for Dams by G. Post and L. Chervier (Coyne et Bellier - France) for the chapters 1, 2, 3, 4, 6 and annex 1, and by C. Blanchet and G. Johnson (Sogreah - France) for Chapter 5.

The draft was discussed and finalized by the Committee members at the annual Committee meetings of 1984, 1985 and 1986. The final version was approved by the Executive Meeting in 1986.

The original text in French has been revised by the Chairman M. Carlier (France). The English translation has been done by R. Chadwick and checked by E. J. Beck and F. G. DeFazio (USA) and C. P. Roberts (South Africa).

The coordination was by M. Carlier.

1. INTRODUCTION

Une riche expérience a été acquise au cours des dernières décennies sur la conception et la réalisation des ouvrages d'évacuation des grands barrages, et en 1978 une enquête a été lancée par le Comité de l'Hydraulique des Barrages de la CIGB en vue d'en recueillir les éléments les plus intéressants. Le présent rapport s'appuie sur les résultats de cette enquête, si insuffisante soit-elle par le nombre et la précision des réponses, ainsi que sur plusieurs rapports présentés à de récents Congrès de la CIGB.

Les problèmes posés par la conception et le dimensionnement des évacuateurs de crue sont complexes et variés et le présent rapport, sans prétendre constituer un « état des connaissances » (state of the art), tente une synthèse des connaissances acquises lors des réalisations les plus récentes. Dans le questionnaire on avait limité le champ de l'enquête en insistant davantage sur certains aspects; par exemple, les points suivants en étaient exclus, la plupart étant déjà traités dans des publications antérieures; ils ne se retrouvent donc pas dans le présent rapport : choix de la crue de projet, crue de chantier (voir Bulletin CIGB n° 48), calcul détaillé des structures et de la stabilité (voir Bulletin CIGB n° 27), exploitation (voir Bulletin CIGB n° 49), barrages déversants, évacuateurs de crue combinés avec une centrale hydraulique, digues fusibles, dissipation d'énergie et études sur modèles réduits. Quelques commentaires ont été cependant formulés sur la dissipation d'énergie et les essais sur modèles réduits dans la mesure où ils étaient étroitement liés à la conception et au dimensionnement des ouvrages d'évacuation.

Après un bref rappel des différents types d'évacuateurs de crue, le rapport traite (chap. 2) des nombreux facteurs qui influencent le choix du type d'évacuateur : débit, chute, durée de fonctionnement, type de barrage, topographie, géologie, capacité de la retenue vis-à-vis de l'amortissement des crues, problèmes d'exploitation. Du nombre et de la variété de ces facteurs résulte la diversité des types d'évacuateurs et de leurs équipements.

Par souci de clarté, on a toutefois conservé la distinction classique entre les évacuateurs de surface et les évacuateurs de fond et de demi-fond; ces deux catégories font l'objet de deux chapitres distincts (chap. 3 et 4) dans lesquels on s'est efforcé d'identifier les problèmes propres à chacun d'eux et leurs aspects les plus délicats.

Deux autres chapitres (chap. 5 et 6) ont été réservés aux problèmes des écoulements à grande vitesse (érosion par cavitation et abrasion; dégagement d'azote et moyens de lutte) et à l'entretien et la réparation des ouvrages d'évacuation.

Chaque fois que cela fut possible, il a été fait mention, à titre d'exemples, des ouvrages les plus caractéristiques en exploitation dans les différentes parties du monde, dans la mesure où, par l'enquête ou d'autres sources, on disposait de l'information.

Les références constituent l'Annexe 1 et les pays ayant répondu au questionnaire figurent à l'Annexe 2.

Les noms des barrages cités dans ce bulletin sont suivis, entre parenthèses, du nom du pays, de la province ou du territoire où le barrage est situé.

1. INTRODUCTION

A considerable and varied body of experience has been built up over recent decades in the design and construction of outlet works for large dams, and in 1978, the Committee on Hydraulics for Dams of ICOLD sent out questionnaires to review the salient features on this subject. This report is based on the information tendered, although unfortunately very inadequate in terms of the number of replies received and the details contained therein, and papers submitted to recent ICOLD Congresses.

The basic design of spillways involves a variety of complex problems and, without pretending to be a comprehensive state-of-the-art review, this report does summarize the main considerations arising from modern dam projects. In the questionnaire the scope was quite limited since some aspects were given greater weight; the following points, for example, were excluded since most of them were already dealt with in previous publications and are not therefore discussed hereafter : selection of design flood, dealing with water during dam construction (see ICOLD Bulletin 48), detailed structural and stability design (see ICOLD Bulletin 27), operation (see ICOLD Bulletin 49), overflow dams and weirs, combined spillway/hydro powerstation structures, breaching dykes, energy dissipation and scale model studies. The report does however contain some remarks on energy dissipation and scale models insofar as they are intimately related to the determination of spillway design and size.

Chapter 2 begins with a brief summary of spillway types, and then goes on to examine the many factors involved in choosing between them, ie discharge capacity, head, number of weeks' or months' spilling each year, dam type, topography, geology, flood detention capacity in the reservoir, and operating arrangements. The diversity in the types of spillway and gate plant used arises from the number and variety of such factors.

For simplicity, the report follows the conventional distinction between surface spillways and submerged spillways. A separate chapter is devoted to each in an attempt to identify their specific problems and critical features (Chap. 3-4).

Two other chapters (Chap. 5-6) are devoted to problems arising out of high velocity flow (cavitation damage, abrasion, nitrogen release and precautionary measures), and spillway maintenance and repair.

Wherever possible, each chapter has examples of typical dams currently in operation throughout the world where sufficient information is available from the enquiry or other sources.

References appear in Appendix 1 and countries which have answered to the questionnaire in Appendix 2.

Names of the dams included in this bulletin are followed, between brackets, by the name of the country, province or territory, where the dam is located.

2. CHOIX DU TYPE D'ÉVACUATEUR

2.1. DIFFÉRENTS TYPES D'ÉVACUATEUR - LEUR CLASSIFICATION (*)

L'usage est de distinguer deux types principaux d'évacuateurs de crue suivant la position de leur entonnement par rapport au niveau normal de retenue :

- les *évacuateurs de surface*, les plus fréquents, sont caractérisés par le fait que le débit excédentaire est prélevé à une cote très voisine du niveau normal de retenue;
- les *évacuateurs de demi-fond ou de fond* ont leur entonnement calé très largement en-dessous de ce niveau.

Les *évacuateurs de surface* se subdivisent en *ouvrages vannés ou non vannés*. En règle générale ils conduisent des écoulements à surface libre avec accélération continue depuis un seuil de contrôle placé près de leur origine. Plus rarement, dans le cas de configurations souterraines, l'écoulement peut être à surface libre pour les débits faibles et moyens avec seuil de contrôle à l'amont, et devenir en charge sur tout ou partie du chemin d'eau, avec contrôle par un orifice ou la conduite elle-même, pour les débits importants jusqu'au débit de pleine capacité. Habituellement la partie en charge correspond au puits vertical ou fortement incliné qui forme la première partie de l'évacuateur et de l'air est apporté dans la seconde partie où s'établit l'écoulement à surface libre. Des dispositions doivent être prises pour empêcher que des poches d'air soient emprisonnées dans le conduit au moment de sa mise en charge car ces poches d'air seraient à l'origine de variations de pression indésirables et diminueraient la section effective du conduit.

Les *évacuateurs de demi-fond et de fond* fonctionnent en charge normalement sur une partie significative de leur développement ou sur toute leur longueur. Leur débit est presque toujours contrôlé par une vanne en orifice placée à l'extrémité aval de la partie en charge. Dans certains cas, ils sont utilisés pour évacuer de forts débits, sous faible charge ou à écoulement libre, pour l'élimination de sédiments, après que la retenue a été abaissée notablement ou vidée; ce sont alors des vidanges de grande capacité plutôt que des évacuateurs de crue dont la pleine capacité potentielle sous retenue pleine est rarement utilisée.

Dans certains cas et notamment dans celui de conduits au travers de barrages en béton, la vanne de contrôle se trouve à l'entrée ou à courte distance de cette entrée, et l'écoulement se fait à surface libre à partir de la vanne.

Il existe aussi des évacuateurs de surface avec une courte conduite en charge à leur origine qui se termine par un orifice vanné. Les *siphons de décharge* sont un cas particulier d'évacuateur de surface en charge.

D'autres critères moins fondamentaux établissent des distinctions dans l'un et l'autre type d'évacuateur, par exemple :

- a) l'implantation choisie pour la majeure partie de l'ouvrage, soit à l'air libre, soit en souterrain;

(*) Réf. [11, 21, 27, 32, 101, 136, 145, 148, 152, 153].

2. SELECTION OF SPILLWAY TYPE

2.1. SPILLWAY TYPES AND CLASSIFICATION (*)

It is customary to classify spillways in two main categories on the basis of the position of the inlet with respect to the full supply level in the reservoir, ie *surface spillways*, the most widespread type, whose salient feature is that surplus inflows is drawn off with only a very slight rise in water level, and *submerged or orifice spillways* set well below full supply level, sometimes further subdivided into orifice spillways at around mid-depth, and bottom outlets.

Surface spillways can be further subdivided into (i) gated and (ii) uncontrolled or free-overflow types. As a general rule, the open-channel flow is steadily accelerated from the sill (spillway crest) or weir near the upstream end, although with some tunnel types, flow may be free-surface at low and moderate discharges, when the control section is the sill, and change to pressure flow over part or all the length of the structure at higher flows up to the full capacity, the control section then being an orifice or the tunnel itself. Usually pressure flow is permitted only in the shaft portion of a conduit or tunnel and air is supplied to the free flow portion farther downstream. Air pockets must not be trapped in the pressure conduit as it fills because this would result in undesirable pressure variations and a reduction in the effective conduit area.

Submerged spillways normally have pressure flow over all or a significant part of their length. Discharge is almost always controlled by submerged gates at the downstream end of the pressure conduit. They are, however, sometimes used for high discharges with low heads or even open-channel flow to sluice out silt after the reservoir has been drawn down to a low level or emptied; but in this case, they should be considered as large bottom outlets rather than spillways since their full theoretical capacity at full supply level is rarely used.

In some cases, especially on conduits through concrete dams, the control gate is at or just behind the inlet, flow beyond it being free-surface flow.

There are also surface spillways with a short pressure tunnel at the upstream end, terminating in a gated orifice. Siphon spillways are a special example of this type.

Other, less fundamental criteria provide further distinction, eg :

a) whether or not most of the spillway is at ground level or underground;

(*) Ref. [11, 21, 27, 32, 101, 136, 145, 148, 152, 153].

b) l'absence ou la présence d'un long ouvrage intermédiaire d'accompagnement (coursier ou chenal). Le seuil déversant avec nappe en chute libre est l'exemple-type d'évacuateur de surface sans coursier;

c) la nature de l'ouvrage de restitution : bassin à ressaut ou fosse d'amortissement naturelle.

2.2. FACTEURS INTERVENANT DANS LE CHOIX DU TYPE D'ÉVACUATEUR (*)

Outre l'importance du risque en terme de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- a)* la qualité des prévisions de crues;
- b)* la sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation;
- c)* la durée et les degrés d'utilisation;
- d)* les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé;
- e)* le type de barrage;
- f)* les conditions d'exploitation.

2.2.1. Qualité des prévisions de crues ()**

La capacité d'évacuation sous le niveau maximal de rétention est déterminée à partir d'une étude dans laquelle l'hydrogramme de la crue de projet entrant dans le réservoir joue un rôle prépondérant. La sécurité du barrage à l'égard des crues dépend donc de la fiabilité de l'hydrogramme et de la marge de prudence adoptée par rapport à cet hydrogramme. Cette fiabilité n'est jamais absolue; son degré est lié à l'étendue et à la valeur des informations collectées dans le passé concernant le régime du cours d'eau et les précipitations exceptionnelles; toutes choses égales par ailleurs, elle est d'autant plus faible que celui-ci est plus irrégulier. Dans ce dernier cas, le bon sens conduit à ne pas faire dépendre étroitement l'existence du barrage d'une erreur par défaut relativement faible sur la crue de projet. Autrement dit, la capacité nominale de l'évacuateur qui est celle établie pour le niveau maximal de retenue, devrait augmenter rapidement s'il arrivait que ce niveau soit dépassé accidentellement par suite d'une sous-évaluation de la crue de projet, de façon à retarder le plus possible la submersion du barrage et ses conséquences redoutables.

L'évacuateur de surface dont le débit reste contrôlé par le seuil d'entrée pour tous les niveaux au-dessus du niveau normal de retenue répond mieux à cette condition que les évacuateurs en charge, puisque sa capacité augmente avec la puissance $3/2$ au lieu de $1/2$ de la charge sur l'entonnement. Autrement dit, si la capacité d'évacuation de l'évacuateur en charge est plus grande initialement, elle augmente ensuite plus lentement avec la montée de la retenue.

(*) Réf. [64,65,66, 69].

(**) [4, 10, 38, 100, 126, 139, 140, 149].

b) whether or not there is a long chute or channel between the upstream and downstream ends (the overflow weir is one type where there is no chute); and

c) whether or not the spillway terminates in a stilling basin or a plunge pool.

2.2. FACTORS IN SELECTION OF SPILLWAY TYPE (*)

Apart from economics and danger to human life, the leading factors governing the choice of the best type of spillway for a given project are :

- a)* reliability and accuracy of flood prediction;
- b)* seismicity of project site and reliability of operation;
- c)* duration and amount of spillage each year;
- d)* topography and geology;
- e)* dam type, and
- f)* operational arrangements.

2.2.1. Flood prediction ()**

Discharge capacity under maximum reservoir level is determined from a hydrological study in which the hydrograph of the design flood flowing into the reservoir is the most important factor. Dam safety with respect to floods depends on how reliable, accurate and conservative this hydrograph is. Absolute accuracy cannot exist; it will depend on the amount and reliability of data collected in the past on river flow, flow patterns, and meteorological aspects of major storms. All other things being equal, rivers with irregular flow give the least reliable predictions, and it is only sensible not to run the risk of the dam being destroyed through a relatively small underestimate of the design flood. In other words, the spillway design discharge, which refers to some intended maximum reservoir level, should be arranged to rise steeply if the reservoir level is actually higher than expected because of an underestimated design flood, in order to prevent, for as long as possible, the dam being overtopped with all the disastrous consequences that may result.

The surface spillway, whose discharge is controlled by the sill at all levels above full supply level, is better in this respect than submerged spillways because its capacity increases by the power $3/2$ of the head on the sill instead of with the $1/2$ power of the head above the centerline of the submerged spillway. Thus the discharge capacity of the submerged spillway is initially greater than that of the surface spillway, but the rate of increase in discharge with head is smaller as discussed above.

(*) Ref. [64, 65, 66, 69].

(**) Ref. [4, 10, 38, 100, 126, 139, 140, 149].

Afin d'accroître la sécurité vis-à-vis du risque de submersion, l'évacuateur principal ou de service, est parfois complété par un évacuateur auxiliaire ou de secours qui peut être d'un type différent et n'est supposé fonctionner que pour les crues exceptionnelles. Parfois, cet évacuateur auxiliaire est constitué par une digue fusible arasée à une cote inférieure à la cote de la crête du barrage et qui, par submersion, libère une tranche de retenue plus ou moins importante. Cette solution ne doit être utilisée qu'avec beaucoup de prudence en raison de la crue catastrophique qui peut ainsi être brutalement libérée et qui peut conduire à des érosions régressives dangereuses si la digue fusible est implantée, comme c'est souvent le cas, sur un col de caractéristiques géologiques médiocres. En aucun cas le col ne doit être érodable au-dessous du niveau normal de retenue.

2.2.2. Séismicité de la zone de l'aménagement et fiabilité de l'exploitation

Le *degré de séismicité* de la zone de l'aménagement et les doutes qu'on peut entretenir sur la *qualité de l'exploitation* concernent principalement le problème de savoir si l'installation de vannes est judicieuse ou non.

L'influence de la séismicité sur le choix d'un évacuateur vanné ou non vanné et, dans l'affirmative, sur la disposition de l'ouvrage vanné, est considérée sous le § 3.4. En ce qui concerne la qualité de l'exploitation, il faut supputer le risque d'une défaillance mécanique susceptible d'empêcher la manœuvre d'une ou de plusieurs vannes au moment où la crue arrive : interruption de la fourniture d'énergie aux treuils, vanne bloquée par suite d'un défaut d'entretien. Le personnel d'exploitation doit pouvoir accéder aux commandes de contrôle en toutes circonstances. Il faut aussi prendre en compte la possibilité d'une erreur humaine, telle que l'ouverture intempestive ou trop tardive des vannes par suite d'une mauvaise interprétation des consignes. Ne pas oublier qu'une crue exceptionnelle peut engendrer une situation de panique; si quelque inquiétude subsiste concernant la manœuvre des vannes et la compétence du personnel d'exploitation, le choix prudent est celui d'un évacuateur non vanné (voir Bulletin CIGB n° 49).

2.2.3. Durées et degrés d'utilisation

Les dégradations par cavitation et abrasion dont il est question au chapitre 5 dépendent de la durée cumulée de fonctionnement de l'évacuateur et de l'importance des débits transités à chaque utilisation. Toutes choses égales par ailleurs, elles s'accroissent avec la durée de fonctionnement. Tous les types d'évacuateur distingués précédemment sont susceptibles de subir des dégradations par cavitation ou abrasion, de sorte que le choix du type à retenir n'est pas dicté strictement par la probabilité d'occurrence plus ou moins forte de ces phénomènes. Par contre, à l'intérieur du type choisi, des dispositions et protections s'imposent en cas de risque élevé, pour retarder les dégradations et faciliter leur réparation (cf. chap. 5).

Les durées et degrés d'utilisation de l'évacuateur restent un facteur essentiel dans le problème de la dissipation d'énergie et par conséquent dans l'adoption d'un parti pour la restitution. On verra au § 3.6. les avantages et inconvénients des deux types de restitution communément mis en œuvre : (i) bassin artificiel pour ressaut hydraulique; (ii) cuillère de lancement dans une fosse d'amortissement naturelle ou artificielle, avec ou sans protections.

Safety against overtopping can be improved by providing an auxiliary or emergency spillway in addition to the main surface spillway; it may be of a different type and is only expected to be required for the very largest conceivable floods. It sometimes consists of a breaching dyke lower than the non-overflow crest of the main dam, so that it will be overtopped first and lower the reservoir level quickly as it is eroded away. But caution is required because it may suddenly release a disastrous flood into the valley downstream, liable to cause dangerous retrogressive erosion if, as is often the case, it is sited on a saddle where the geology is poor. The saddle should not be erodable below the full supply level.

2.2.2. Seismicity of project area and reliability of operation

The seismicity of the area and confidence in the operating system are the prime factors in deciding whether it is appropriate to design a gated structure.

The impact of the seismic factor on the choice between a gated or ungated spillway and, in the latter case, the arrangement of the gates, is considered in section 3.4 hereunder. Regarding reliability of operation, the designer must weigh the risk of one or more gates failing to open when the flood arrives because of power failure to the hoisting mechanism or a gate or gates jamming through faulty maintenance. He must also consider the possibility of human error in opening the gates at the wrong time, or too late because the operating rules are misconstrued. The operator must have ready access to the gate controls at all times. It must be realized that an exceptionally large flood may cause panic. If there is the slightest doubt on the reliability of gate operation or the competence of the operating staff, the wise choice is for an ungated spillway (see ICOLD Bulletin 49).

2.2.3. Duration and amount of discharge

The cavitation and abrasion damage discussed in Chapter 5 is governed by the total cumulated time the spillway has discharged and the magnitude of the flow on each occasion. Other things being equal, the damage accelerates with the total discharge time. All the above categories of spillway are subject to cavitation and/or abrasion under certain conditions so that the choice is not strictly dictated by its expected severity, but if the likelihood of damage is high, precautionary measures are necessary to retard it and enable repairs to be carried out as discussed in Chapter 5.

The duration and amount of discharge are also important factors in energy dissipation and thereby in the arrangements adopted at the point of impact of the discharge. The two types most commonly used, ie (i) the hydraulic jump (or roller bucket) in a concrete stilling basin, and (ii) a bucket, ski jump or free overfall with a scour hole or plunge pool, pre-excavated or not, with or without protection, at the point of impact, are discussed in section 3.6. hereunder with details of the problems inherent in both types.

Les risques inhérents à l'un ou l'autre type seront soulignés. Il convient ici d'insister sur l'importance de la durée et du degré d'utilisation prévisible dans la supputation des risques encourus. Si l'étude hydrologique indique que les déversements importants seront rares et de courte durée, le projeteur est enclin à plus d'audace; le bassin à ressaut est traité plus sommairement au point de vue structurel; la fosse d'amortissement est peu ou pas du tout protégée, en supposant implicitement que les réparations ou protections nécessaires seront réalisées après chaque crue, celle-ci étant trop courte pour que les dommages soient importants.

Dans le cas contraire d'un service prolongé avec débits élevés, le projeteur doit concevoir l'ouvrage de restitution avec un maximum de précautions, l'expérience ayant clairement montré que des dégradations particulièrement sévères se produisent alors de façon courante.

En élaborant les règles d'exploitation de l'évacuateur de crue, le concepteur doit également prendre en compte les fausses manœuvres qui peuvent entraîner un risque d'accident pour le barrage ou pour l'aval. En particulier, dans le cas d'évacuateurs vannés, il est effectivement dangereux d'évacuer à l'aval un débit supérieur aux débits naturels.

Les siphons dont les débits augmentent de façon appréciable pour une faible élévation du plan d'eau du réservoir peuvent également provoquer des crues plus importantes que celles de la rivière dans les conditions naturelles, par exemple quand un lac occupe la plus grande partie du bassin versant, contribuant ainsi à amplifier l'hydrogramme de la crue.

Le bulletin CIGB n° 49 donne des informations sur cette question; le bulletin CIGB n° 29 « Risques aux tiers découlant des grands barrages » peut également être consulté.

2.2.4. Conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé

Ces conditions représentent aussi un facteur de choix important, indissociable bien souvent de l'un ou l'autre des facteurs précédents. Un site peut être naturellement favorable à un évacuateur de surface non vanné (possibilité d'aménager un seuil très long et un coursier relativement court au prix d'un minimum d'excavation) tandis qu'un autre s'accommode mieux d'ouvrages souterrains avec ou sans possibilités de mise en charge.

La possibilité d'utiliser dans les remblais du barrage, les matériaux provenant des excavations d'un évacuateur de rive est aussi un élément économique qui peut être déterminant dans le choix du parti.

Les réflexions exposées dans les chapitres 3 et 4 font état des relations entre ces conditions et les divers types d'évacuateurs.

2.2.5. Type de barrage

Il est possible d'incorporer tout ou partie des évacuateurs aux barrages en béton, ce qui souvent procure une économie substantielle et permet de restituer le flot déversant directement dans le lit principal suivant l'axe longitudinal de la vallée.

The importance of the expected duration and volume of discharge to be handled in weighing the risks of damage must be stressed. If the hydrological study finds that heavy spilling will occur only rarely for a short duration, the design may be less conservative with less structural reserve strength in the hydraulic basin or little or no protection for the scour hole, on the assumption that repairs or protective works will be undertaken after each flood because the spilling time will be too short for the damage to become serious.

Conversely where the spillway is to discharge high flows over long periods the designer must take serious precautions at the point of outfall, since experience has clearly shown that very severe damage usually occurs there.

When drawing up spillway operating rules the designer also has to consider likely cases of maloperation that could place the dam or the downstream at risk. Particularly with gated spillways there is a real danger of discharging greater than natural flood flows into the natural channel downstream.

Siphon spillways with large flow increases for small lake level rises may also create higher flood peaks than would have occurred with the river in its natural form, for example where a lake extends over most of the length of a catchment, thus magnifying the inflow hydrograph.

Bulletin No. 49 is pertinent to this aspect of spillways. Bulletin No. 29 " Risks to third parties " can also be consulted.

2.2.4. Site topography and geology

The topography and geology at the site is also an important factor in spillway type, often inextricably tied up with one or more of the considerations already discussed. One site may be naturally suitable for an uncontrolled surface spillway if there is room for a very long sill and a relatively short chute without much excavation, whereas another may be more amenable to a tunnel running partially or completely full.

Cost, in terms of the feasibility of using spoil from the spillway excavations on the bank as dam fill may also be a determining factor in the choice.

Chapters 3 and 4 consider the impact of such conditions on different types of spillways.

2.2.5. Dam type

All or part of a spillway can be built into a concrete dam, often with a substantial saving on cost and the possibility of discharging the flow straight back into the river channel.

Les barrages en remblai exigent des évacuateur séparés pour lesquels la réorientation du flot déversant à l'aval de l'ouvrage pose parfois un problème difficile.

L'installation de l'évacuateur sur le remblai a été expérimentée avec plus ou moins de succès dans le cas d'ouvrages provisoires (batardeaux pour la dérivation temporaire du cours d'eau) ou de lames déversantes relativement minces sur des barrages de faible hauteur. Cette disposition devrait faire l'objet de recherches destinées à améliorer sa fiabilité, car elle apporterait sans doute une économie appréciable et permettrait de maintenir le flot déversant dans la partie centrale de la vallée.

La submersion du barrage consécutive à une insuffisance ou défaillance de l'évacuateur aurait des conséquences immédiatement dramatiques dans le cas d'un ouvrage en remblai. C'est pourquoi les critères de projet touchant la capacité totale d'évacuation, le type et nombre de vannes et la revanche nécessaire au-dessus du niveau maximal de retenue supputé sont plus sévères dans le cas d'un barrage en remblai que dans celui d'un barrage en béton.

2.2.6. Conditions d'exploitation

Le futur propriétaire du barrage peut ne pas posséder l'expérience de l'exploitation des ouvrages évacuateurs et le concepteur doit prendre en compte la formation et l'information du futur exploitant dans le domaine des évacuateurs de crue ainsi qu'en matière de sécurité, gestion des ouvrages, moyens d'accès et de transmission, etc.

Dans le cas où le barrage ne sera pas gardienné, on s'orientera de préférence vers un évacuateur non vanné. Le bulletin CIGB n° 49 contient des renseignements utiles à ce sujet.

Embankment dams require separate spillway structures. The need to redirect the flow back into the river may then pose arduous problems.

Attempts to site the spillway on the dam fill have met with varying degrees of success in the case of temporary cofferdam structures or at low-head dams where there is only a small head on the sill. More research should be done on improving the reliability of such designs because of their advantages of cheapness and the fact that the flow is kept in the middle of the river channel.

Overtopping of an embankment dam through spillway failure or insufficient discharge capacity has immediate and dramatic consequences. This explains the greater stringency of design criteria concerning total discharge capacity, gate type and numbers, and freeboard above the assumed maximum reservoir level for embankment dams than for concrete dams.

2.2.6. Operational arrangements

The prospective owner of a dam project may not have experience in spillway operation and the designer will have to consider client education vis a vis spillway type and problems in safe operation as well as recommending suitable administration, access, communications, etc.

In other cases the dam may be unattended directing the decision towards an ungated spillway. The ICOLD Bulletin 49 provides assistance under this heading.

3. ÉVACUATEURS DE SURFACE

3.1. CONSTITUTION

L'évacuateur de surface comporte généralement trois parties :

— à l'amont, *un seuil déversant* sur lequel s'établit l'écoulement torrentiel et qui contrôle ainsi le débit évacué;

— un ouvrage intermédiaire d'accompagnement à pente accentuée appelé *coursier*, qui entretient ou accélère l'écoulement torrentiel;

— un *ouvrage terminal* à partir duquel le flot évacué revient au lit naturel : cuillère défectrice avec ou sans fosse d'amortissement aménagée, ou bassin à ressaut.

Le coursier et l'ouvrage terminal sont parfois inexistantes ou très partiellement réalisés : c'est le cas de certains évacuateurs de surface portés par des barrages voûtes.

3.2. SEUIL LIBRE OU VANNE, SOLUTION MIXTE, Réf. [145]

3.2.1. Seuil libre

L'évacuateur de surface n'exige pas de vannes systématiquement. C'est un avantage remarquable car le seuil libre est préférable lorsque les conditions locales (probabilité non négligeable d'hydrogrammes de crue à front très raide, sismicité élevée, fiabilité incertaine de l'entretien et de l'exploitation, isolement du site et difficultés d'accès) font que la disponibilité des vannes et leur utilisation opportune sont sujettes à caution.

Le seuil libre coïncide naturellement avec le niveau du réservoir plein. La charge nécessaire pour évacuer les apports excédentaires conduit donc à surélever le barrage, ce qui procure en contrepartie un volume pour l'amortissement de l'onde de crue au-dessus du niveau normal de rétention et par voie de conséquence une diminution du débit maximal à évacuer. Cependant, à cause de contraintes particulières telles que le coût élevé des submersions occasionnelles et de la hauteur supplémentaire à donner au barrage, le coût d'un évacuateur à seuil libre devient souvent prohibitif. Le seuil frontal dont la longueur est généralement limitée par la configuration des ouvrages porteurs ou les formes topographiques est le plus défavorable à cet égard. Avant de choisir un seuil vanné, il faut étudier la faisabilité technique et économique de seuils de plus grande longueur ou développement, tels que les seuils disposés latéralement sur une rive à l'amont du barrage, les seuils circulaires (corolles) ou semi-circulaires à l'origine de déversoirs en puits et galeries, les siphons, les seuils de géométries diverses (bec de canard, marguerite, labyrinthe [61]).

Certains auteurs ont proposé de ranger parmi les facteurs de décision concernant le choix entre évacuateurs avec ou sans vannes, le rapport Q/S , dans lequel Q est le débit de pointe de l'hydrogramme de la crue qui entre dans le réservoir exprimé

3. SURFACE SPILLWAYS

3.1. COMPONENTS

Surface spillways usually consist of three parts, the *sill* at the upstream end which controls the discharge rate and accelerates the flow, a steeply sloping *chute* where the flow velocity is maintained or increased, and the *terminal structure* where the flow returns to the river channel; this may consist of a flip bucket or ski jump with a plunge pool or a lined stilling basin with a hydraulic jump.

The chute and terminal structure are sometimes omitted, as in some spillways at the crests of arch dams.

3.2. GATED, UNGATED AND COMBINATION SURFACE SPILLWAYS, Ref. [145]

3.2.1. Ungated spillways

Gates are optional on surface spillways. This is a distinct advantage in that an ungated spillway is preferable when local conditions such as high seismic activity, lack of confidence in maintenance and/or operating skills, short peaking time of the inflow hydrograph, remoteness of the site and difficulty of access mean that there are doubts as to the dependability of the gates and the way they will be operated.

The ungated overflow sill is of course set at full supply level in the reservoir. The head required for discharging excess inflow thus means a higher dam, but this has the advantage of offering spare capacity for detaining the flood inflow above full supply level, with a consequent reduction in the maximum flow to be discharged. But special considerations such as the high cost of occasionally flooding the reservoir rim and of the extra dam height may mean that an uncontrolled spillway is prohibitive. In this respect, the frontal sill whose length is usually limited by the configuration of the dam or topography is the most unfavourable. But before opting for a gated structure, the designer must look into the technical and economic feasibility of a longer uncontrolled sill, eg, side-channel spillway on the bank upstream from the dam, circular (morning glory) or semi-circular sills discharging into shafts and tunnels, siphons, and other sill shapes (duckbill, daisy-shape). A labyrinth type of spillway crest is also useful in gaining crest length [61].

It has been suggested that another factor in the choice between gated and ungated spillways should be the Q/S ratio, in which Q is the peak flow on the inflow hydrograph, in cubic metres/second, multiplied by 3600, and S is the area of the

en m^3/s , multiplié par 3 600, et S la surface de ce réservoir en m^2 au niveau normal de retenue. Il s'agit donc d'une vitesse de montée en mètres par heure. L'évacuateur non vanné serait préférable dans le cas des vitesses de montée excédant 1 à 2 m/h.

3.2.2. Seuil vanné

Lorsque les débits de crue sont importants et que le risque d'indisponibilité ou d'utilisation malencontreuse des vannes est insignifiant, le seuil vanné est généralement préféré car il est moins cher. Il est calé en-dessous du niveau normal de rétention de sorte que l'ouverture des vannes puisse procurer immédiatement, si nécessaire, une capacité d'évacuation importante par rapport à la crue de projet. On peut ainsi réaliser un creux préventif avant l'arrivée d'une crue, la tranche de la retenue correspondant à la hauteur des vannes servant à la fois pour la régularisation des apports utilisés et pour l'amortissement des apports déversés. Cette façon d'exploiter la retenue n'est pas toujours la plus judicieuse.

Une surcharge au-dessus de la cote de retenue normale est souvent prévue pour accroître le débit par mètre linéaire et améliorer l'amortissement des apports de crue.

Les capacités d'évacuation par mètre linéaire de seuil une fois la vanne complètement effacée ont augmenté considérablement au cours des dernières décennies. Parmi les records, on peut citer l'évacuateur du barrage Karun (Fig. 1) en Iran avec $335 m^3/s/m$ (3 passes de 15 m de largeur fermées par des vannes segments de 21,28 m de hauteur dont l'ouverture complète dégage le passage d'une lame de 30 m d'épaisseur, avec une surcharge de 10 m au-dessus de la retenue normale).

A noter que, quelle que soit la fiabilité des vannes, il est souvent prescrit, parfois même par la réglementation du pays concerné, de considérer le cas d'une ou de plusieurs vannes bloquées sans qu'il y ait déversement sur l'ouvrage. Ceci conduit à augmenter le nombre des vannes ou à prévoir un évacuateur de secours (seuil libre, digue fusible, bouchon explosible).

3.2.3. Seuil mixte

Le seuil mixte comporte une partie non vannée à une cote relativement élevée et une autre à une cote inférieure surmontée par des vannes. Cette disposition peu fréquente a pour but de combiner fiabilité et économie. Les seuils équipés de vannes déversantes qui ne s'effacent que pour les crues exceptionnelles sont un autre type de seuil mixte rarement utilisé. Le seuil mixte avec un seuil non vanné au niveau normal de retenue présente l'avantage de permettre le passage des petites crues sans manœuvre des vannes. Cette possibilité est particulièrement intéressante lorsque les vannes ne sont utilisables que de façon transitoire à faible ouverture; elle permet ainsi d'éviter une crue intempestive à l'aval du barrage.

3.3. ENTONNEMENTS

La géométrie des entonnements est choisie de façon à majorer le plus possible la capacité du seuil de contrôle, autrement dit le coefficient de débit de ce seuil. Une

reservoir at full supply level, in square metres. This ratio is thus a measure of the rate of rise of reservoir level in metres per hour. The ungated spillway is said to be preferable in particular if the rate of rise is more than 1 to 2 metres per hour.

3.2.2. Gated spillways

With large river floods and a small risk of the gates being unserviceable or improperly operated, the gated overspill is generally less costly. The sill is set below full supply level so that a high proportion of the design discharge is available immediately when the gates are opened, if necessary. This enables the reservoir to be drawn down to the sill of the gates prior to the arrival of a flood, this extra capacity being used for regulating outflow and detaining all or a portion of the flood wave. This type of operation however is not always acceptable.

A surcharge capacity above full supply level is usually provided to increase the discharge capacity per linear metre of crest length and further detain floods.

In recent decades, spillways have been designed with considerably greater discharge capacities per linear metre of sill with the gate fully opened. The record-holders include Karun dam (Fig. 1) in Iran with 335 m³/s (three radial gates, each 15 m wide by 21.28 m high, with a 30 m design head on the sill counting the 10 m surcharge above full supply level).

Regardless of how reliable gate operation is, it is often stipulated, sometimes by national regulations, to design the spillway to prevent overtopping of the dam with one or more gates failing to open. Gates can also be designed for overtopping. This leads to a larger number of gates or the use of an emergency spillway (uncontrolled overflow, breaching dyke or exploding plug).

3.2.3. Combination spillways

A combination spillway has an ungated sill at a relatively high level and gates set at a lower level. This arrangement aims at combining reliability with economy. Sills fitted with overflow gates which are only opened for the very largest floods is another combination that is rarely used. A combination spillway with an ungated sill at full supply level has the advantage of allowing relatively small flows to pass without having to open the gates. This can be particularly useful where the minimum flow which can be passed through a gate causes undesirable flooding downstream.

3.3. INLET GEOMETRY

Inlet geometry is chosen to maximize the capacity of the control section, in other words, the sill discharge coefficient. One also seeks a uniform distribution of the

distribution aussi uniforme que possible du débit sur le seuil, dans le cas notamment où celui-ci est divisé en plusieurs passes adjacentes, est recherchée systématiquement sauf dans le cas de seuils mixtes établis à différents niveaux.

Le coefficient de débit obtenu avec le seuil « Creager » conventionnel est généralement considéré comme satisfaisant. Les seuils déprimés procurent des améliorations très marginales, avec un risque accru de cavitation. Les formes à donner aux piles intermédiaires et extrêmes des évacuateurs frontaux pour que le débit soit également distribué sur le seuil ont été depuis longtemps établies expérimentalement, de sorte que des essais sur modèle ne sont pas strictement nécessaires dans tous les cas. De tels essais restent conseillés si les ouvrages sont importants même si les dispositions adoptées sont conventionnelles. Ils sont indispensables si les conditions du site ou du projet sont particulières :

- topographie naturelle relativement resserrée et dissymétrique à l'amont de l'entonnement qui serait la cause de vitesses d'approche élevées très inégalement distribuées;
- seuils et piles de configuration inhabituelle imposée par des conditions spécifiques;
- ouvrages adjacents susceptibles de perturber l'écoulement à chaque extrémité du seuil d'entonnement.

La dissymétrie des conditions d'alimentation est souvent très marquée dans le cas des seuils latéraux ou circulaires. Le modèle indique alors les remèdes (piles déflectrices, piles anti vortex) et les excavations nécessaires pour uniformiser le courant avant son arrivée sur le seuil de contrôle [78]. Si la profondeur d'eau à l'amont immédiat du seuil est faible, ce qui est fréquent dans le cas de seuils latéraux, les modèles ont ainsi montré que le rayon de courbure horizontale des murs guideaux devait être égal ou supérieur à deux fois cette profondeur.

Les seuils à long développement (bec de canard, labyrinthe) exigent des essais sur modèle pour étudier les conditions d'écoulement et déterminer la relation débit/niveau de retenue [61]. La plupart des seuils rectilignes plus ou moins parallèles à la vallée placés à l'origine d'un évacuateur latéral sont essayés et calibrés sur modèle à cause de leur alimentation généralement dissymétrique et de leur submersion partielle qui est parfois tolérée pour le débit maximal.

Les seuils sur voûte mince à l'origine d'une lame déversante en chute libre font l'objet d'essais pour déterminer les conditions dans lesquelles cette lame vibrerait et mettre au point le dispositif anti-vibration (becs de fractionnement).

3.4. TYPES ET DISPOSITIONS DES VANNES, DOMAINES D'APPLICATION, Réf. [55]

On peut choisir essentiellement entre :

- les clapets ou volets;
- les vannes plates;
- les vannes segments.

Les *clapets* ou *volets* ne sont réalisables que pour des lames de quelques mètres de hauteur. Leur application est généralement réservée aux seuils de grande longueur et plus particulièrement à la partie déversante des barrages en rivière. Les

discharge along the sill, especially if there are splitter walls or piers, except with combination spillways with sills at various levels.

The Creager or ogee shape is generally considered satisfactory and the discharge coefficients obtained are well defined. Sills designed for subatmospheric pressure below the nappe offer only very marginal discharge improvements but with an increased risk of cavitation. The best shapes for splitters and training walls for frontal sills to obtain an even distribution of discharge along the sill were found empirically a long time ago, and scale model tests are not really necessary for every project, although they are still advisable for large spillways, even those of conventional design. Scale models are always needed if :

- a) the valley is relatively narrow and non-symmetrical upstream of the inlet with an uneven pattern of high approach velocities;
- b) site conditions are such that the sill and pier arrangements are unusual;
- c) there are structures at either end of the sill, liable to disturb the smooth flow of water.

Asymmetric flow is often very noticeable with side-channel and circular spillways. The remedies required (deflectors, anti-vortex piers) and what excavation is necessary to smooth out the current before it reaches the control section can be determined by making adjustments in the model [78]. Models have shown that the horizontal radius of curvature of the training walls must be not less than twice the water depth just in front of the sill when this depth is small, as is often the case with side-channel spillways.

Long duckbill or labyrinth sills require model tests to examine flow conditions and establish the discharge/height relationship for the dam [61]. Most side-channel spillways, being roughly parallel to the river channel with the sill at the top end of the spillway, are tested and calibrated in the hydraulic laboratory because the approach current is usually asymmetrical and they may be partially submerged at maximum discharge.

Model tests are also made of overspill sections on thin arch dams to investigate vibration of the nappe and develop means of eliminating it (with splitters for example).

3.4. GATE TYPES, ARRANGEMENT AND SELECTION, Ref. [55]

- Three types of gate are normally used :
- hinged flaps or shutters;
 - vertical-lift gates;
 - radial gates.

Flaps or shutters are only suitable for modest heads of a few metres. They are generally confined to very long sills, such as river barrages. The trials with rein-

essais de clapets en béton armés d'il y a 35 ans n'ont pas été renouvelés. Différents types d'automatisme hydraulique aidés par des contre-poids ont été développés.

Les *vannes plates* peuvent atteindre des dimensions considérables. Ce sont presque toujours des vannes à roues fixes (vannes wagon); les vannes à trains de galets (vannes Stoney) ne sont plus guère utilisées sauf pour les vannes de grande section sous forte charge, qui ne sont donc pas des vannes d'évacuateur de surface. Les vannes plates peuvent comporter un ou plusieurs tabliers, associés à des clapets superficiels. Elles présentent l'inconvénient d'exiger des rainures de grandes dimensions, des efforts de levage importants et des superstructures coûteuses et inesthétiques.

Les vannes les plus fréquemment utilisées pour le contrôle de débits importants sur les évacuateurs de surface sont les *vannes segments*, à cause de la simplicité de leur construction, des efforts de manœuvre relativement faibles et de l'absence de rainures latérales. Les dimensions atteignent communément 15 à 20 m de hauteur pour 15 à 20 m de largeur ou 8 à 12 m de hauteur pour 30 à 40 m de largeur.

Une tendance qui se développe depuis les dernières décennies avec comme objectif une augmentation considérable du débit évacué pour une surface égale de la vanne est celle qui consiste à placer le bord supérieur de celle-ci très en-dessous du niveau normal de retenue et fermer l'espace au-dessus de cette vanne par un mur écran en béton massif ou béton armé. La vanne de contrôle devient alors une vanne en pertuis avec une étanchéité frontale supérieure. Suivant le degré d'enfoncement de l'orifice par rapport à la hauteur totale de la chute on trouve ainsi toutes les situations intermédiaires entre l'évacuateur de surface proprement dit qui est considéré dans ce chapitre 3 et l'évacuateur de demi-fond ou de fond traité au chapitre 4.

La concentration du débit sur une largeur réduite peut apporter une économie sur les structures de génie civil; cette concentration est particulièrement intéressante dans les vallées étroites ou dans le cas de fondations difficiles. L'autre avantage souvent décisif d'un évacuateur en charge est une souplesse plus grande dans l'exploitation de la retenue. Il permet d'abaisser plus rapidement le niveau du réservoir si un creux préventif est jugé nécessaire avant l'arrivée d'une crue grâce à la possibilité d'évacuer des débits importants pour des niveaux inférieurs au niveau normal.

Les vannes segments sont habituellement préférées pour le réglage du débit des évacuateurs en pertuis, sauf pour les ouvrages de faible capacité ($Q < 100 \text{ m}^3/\text{s}$). L'absence de rainures latérales et la réduction de l'effort de manœuvre leur confèrent un avantage indiscutable sur tout autre type de vanne. Cependant, les évacuateurs en pertuis dont le débit est contrôlé par des vannes plates (vannes à roues fixes pour les charges faibles à moyennes) ne sont pas exceptionnels. Leur choix est dicté par la configuration des ouvrages porteurs en béton :

- barrage-voûte de Ku-Kuan (Taïwan) : 4 vannes de $9 \text{ m} \times 6,6 \text{ m}$ sous 35 m de charge contre le parement aval (cylindre vertical) du barrage (Fig. 2);
- barrage de Morrow-Point (USA) (Fig. 3);
- barrage-voûte de Ouyanghai (Chine) : 5 vannes de $7 \text{ m} \times 11,5 \text{ m}$.

Les dimensions des vannes segments de surface ou en pertuis sont limitées actuellement par la force unitaire à laquelle peuvent résister les paliers de rotation. Les plus récentes réalisations dépassent 20 MN (1) par palier. Au barrage d'Itaipu

(1) 1 MN = 1 Meganewton = 10^6 N .

forced-concrete shutters that were made 35 years ago were never repeated. Various types of water-operated automatic gates with counterweights have been developed.

Vertical-lift gates can be of very large size. They are nearly always fixed-wheel types, the Stoney or free-roller gate now being very rare, except for very large gates operating under high heads as used in submerged spillways. There may be one or more gate leaves, with or without flaps at the top. They have the disadvantages of requiring substantial slots, heavy lifting plant and costly, unappealing superstructures.

Radial gates are the most frequently used for controlling discharge from large surface spillways because of their simple construction, the modest force required to operate them and the absence of slots at the side. They may be as large as 15-20 m high by 15-20 m wide, or 8-12 m high by 30-40 m wide.

A trend that has been growing over recent decades to obtain a substantial increase in discharge for a given gate area consists of setting the top of the gate well below full supply level and surmounting it by a massive reinforced-concrete water-retaining wall. This type of gate requires a top seal. Depending on the depth of the inlet compared to the total head, this arrangement covers the whole gamut from the surface spillways discussed in chapter 3 to the high-head and bottom outlets in chapter 4.

The concentration of the flow over a small width can lead to savings on structural costs and it is particularly useful in narrow valleys or where foundation conditions are unfavourable. Another often decisive advantage for a high-head spillway is the greater flexibility it offers for reservoir management. The reservoir can be quickly drawn down preparatory to a flood because of the high discharge capacity at levels below full supply level.

Radial gates are usually preferred for controlling orifice-type spillways except for small ones of less than 100 m³/s capacity. The absence of side slots and the minimal force required for operating the gate give an undisputed advantage over other types. However, vertical-lift gates (fixed-wheel gates for low to moderate heads) are not unusual for submerged outlets at suitable concrete dams. Examples are Morrow Point dam, USA (Fig. 3), Ku Kuan arch dam in Taiwan, with four 9 × 6.6 m fixed-wheel gates on the cylindrical downstream face (Fig. 2) and Ouyanghai dam (China) with five 7 × 11.5 m fixed-wheel gates.

Radial gate size for surface and orifice applications is currently limited by the strength of the trunnion bearings. The latest gates are designed for more than 20 MN (1)

(1) 1 MN = 1 Meganewton = 10⁶ N.

(Brésil), il y a 14 vannes segments de 20 m de largeur et 21,34 m de hauteur qui exercent une poussée de 22,7 MN sur chaque palier (Fig. 4). Pour les grandes vannes sous forte charge la solution du problème est généralement obtenue par une multiplication des paliers distribués sur une poutre massive en béton armé ou précontraint encastrée dans les murs latéraux à l'aval de la passe.

La reprise des forces dans ces murs et leur application à la face amont des masses de béton équilibrantes se fait de plus en plus à l'aide de barres ou câbles prétendus. Ce choix réduit considérablement la quantité d'acier passif (barres normales pour béton armé ou charpente métallique) à placer dans les murs latéraux.

Le *risque de coincement des vannes d'évacuateur* en pays sismique semble maintenant largement réduit. Pour contrecarrer les déplacements différentiels des structures porteuses, il paraît souhaitable de placer les vannes à l'intérieur de cadres monolithiques rigides. Cette disposition exclut la présence de joints de contraction dans le seuil sous la vanne et dans les poutres, murs ou passerelles au-dessus. Du fait que les dimensions des plots ne peuvent excéder 15 à 20 m dans les sens amont-aval et transversal à cause des problèmes de retrait et de déformation thermique du béton, une telle disposition conduit à choisir un plus grand nombre de vannes moyennes plutôt qu'un nombre moindre de grandes vannes. Ceci aussi diminue les risques dans le cas de coincement de l'une des vannes en position fermée. Il est prudent d'installer des groupes électrogènes de secours à proximité des vannes si la probabilité d'une panne de secteur n'est pas négligeable.

Les vannes segments de surface sont couramment actionnées par des treuils à câble ou à chaîne ayant leur point d'attache sur le tablier (disposition la plus fréquente) ou sur les bras à l'aval du tablier. Les câbles ou chaînes placés dans l'eau à l'amont sur le tablier sont de moins en moins utilisés à cause du risque de corrosion, de gel et de coincement par les corps flottants. Ces câbles ou chaînes doivent, en tout état de cause, être constitués de matériaux qui résistent à la corrosion.

Pour les vannes segments en pertuis, on préfère généralement un vérin hydraulique, lequel peut contribuer à l'effort de fermeture et s'opposer à des vibrations éventuelles en cas d'ouverture partielle. Des vannes segments à deux vérins synchronisés en déplacement ont aussi été réalisés, tant pour des pertuis de fond ou demi-fond que pour des évacuateurs de surface (vannes d'Itaipu, Cedillo, Agua Vermelha).

La revanche du bord supérieur des vannes de surface au-dessus du niveau normal de retenue est généralement faible (quelques décimètres). Il ne semble pas qu'il y ait de critère bien établi à cet égard. Un déversement occasionnel avec lame de faible épaisseur par dessus une vanne qui n'a pas été conçue pour être submergée est tolérable. Si la submersion est une règle normale d'exploitation, la vanne doit être conçue de manière à ne pas vibrer et résister aux impacts (corps flottants, fluctuations de pression dynamiques). Les vannes plates à deux corps, les clapets et les hausses mobiles sont alors les types d'équipement les plus appropriés.

Le risque d'obstruction par des corps flottants est rarement présent dans les évacuateurs à cause de la grande dimension des sections d'écoulement [57]. S'il existe (petits ouvrages, évacuateurs souterrains en pays boisés), l'installation d'une drome flottante à l'amont de l'entonnement n'est qu'un palliatif incertain. Si la crue est susceptible d'apporter une quantité considérable de corps flottants volumineux il vaut mieux surdimensionner les sections d'écoulement.

per bearing. Itaipu dam in Brazil has 14 radial gates, 20 m wide and 21.34 m high, applying a load of 22.7 MN to each trunnion (Fig. 4). With large gates under very high heads, the problem is generally overcome by having a series of bearings on a massive reinforced-concrete or prestressed-concrete beam, set into the training walls downstream of the opening.

The forces applied to these beams are increasingly being transferred to the concrete on the upstream side of the gate by means of pretensioned bars or steel cable. This greatly reduces the amount of normal reinforcement bar or structural steelwork required in the training walls.

There now seems to be much less risk of spillway gates jamming in seismic areas. To guard against differential displacements in the load-bearing structure, the gates may be set inside very stiff, one-piece frames. This makes it impossible to provide contraction joints in the sill under the gate and in the beams, water-retaining walls or bridges above them, so that the structural blocks must not measure more than 15-20 m from front to back or crossways to avoid problems with concrete shrinkage and temperature movement. The net result is that there must be a larger number of moderately sized gates rather than a few very large ones. This also reduces risks in the event one of the gates jams in the closed position. Standby diesel-electric generators should be provided if power failures are likely.

Radial gates for surface spillways are usually operated by wire-rope or chain winches usually attached to the leaf or to the arms behind the leaf. Ropes and chains attached to the water face of the leaf are being used less often because of the danger of corrosion and danger of floating debris becoming jammed, but are acceptable practice provided stainless steel or other corrosion-resistant materials are used.

Hydraulic cylinder hoists are generally preferred for orifice-type radial gates in that they can apply downpressure on closure and help to control vibrations at partial openings. Radial gates operated by two servomotors with synchronized movements have also been built for submerged and surface applications (Itaipu, Cedillo, Agua Vermelha).

The top edges of surface spillway gates are usually only a few decimetres above full supply level although there does not seem to be any set rule. Some discharge over the top of a gate not specifically designed for this condition is tolerable but if this is to be a normal operating condition, the gate must be built so that it will not vibrate but will resist the impact of floating debris and fluctuating dynamic pressures. Vertical-lift gates faced on both sides, top flaps and flap gates are best for this duty.

There is usually little danger of timber jamming in spillways because of their large size [57]. Smaller structures and orifice spillways in heavily wooded country may need a trash boom in front of the intakes although there is no real assurance of successful protection. It is better to provide wider outlets if river floods are liable to bring down large amounts of debris.

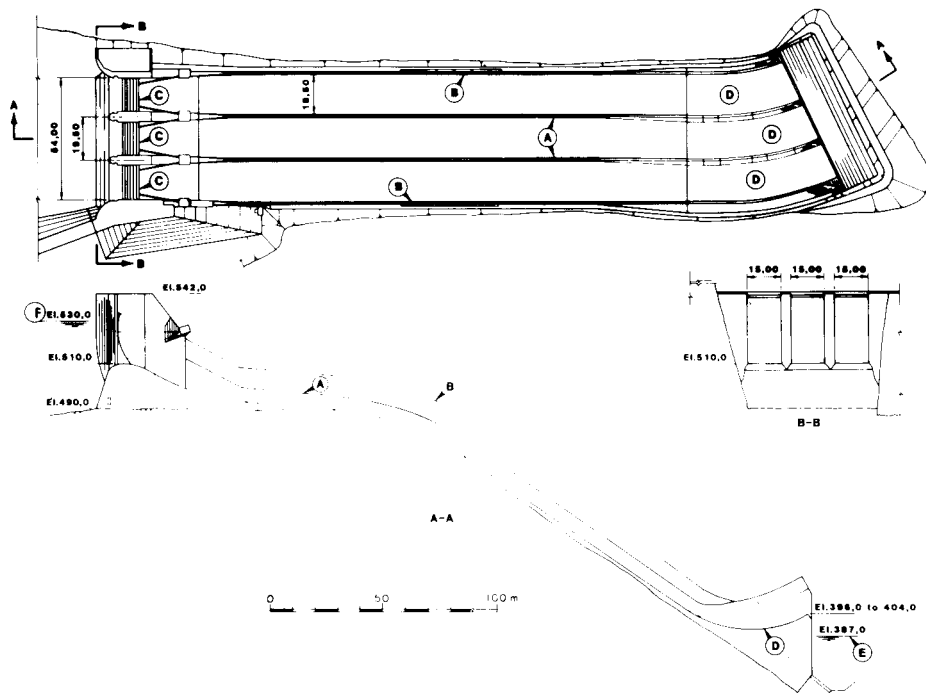


Fig. 1

Évacuateur du barrage de Karun (Iran).
Spillway of Karun dam (Iran).

- | | |
|---|---|
| (A) Crête des murs centraux | (A) Top of intermediate wall. |
| (B) Crête des murs latéraux. | (B) Top of end wall. |
| (C) Vannes segments $15 \times 21,28 \text{ m}^2$. | (C) Tainter gates $15 \times 21,28 \text{ m}^2$. |
| (D) Cuillères courbes. | (D) Curved buckets. |
| (E) Niveau maximal à l'aval. | (E) Maximum tailwater. |
| (F) Cote normale de retenue. | (F) Normal water level elev. |

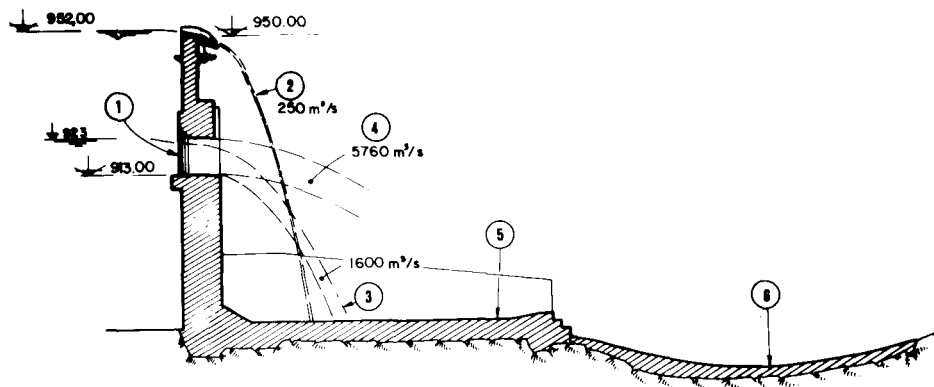


Fig. 2

Évacuateur du barrage de Ku-Kuan (Taiwan).

Ku-Kuan dam spillway (Taiwan).

- (1) 4 pertuis de $6,6 \times 9,3 \text{ m}^2$ contrôlés par des vannes wagon.
- (2) Nappe déversante libre en crête.
- (3) Jets à écoulement libre à travers les pertuis.
- (4) Jets en charge sous la cote 952.
- (5) Tapis initial.
- (6) Tapis supplémentaire.

- (1) 4 orifices $6.6 \times 9.3 \text{ m}^2$ each controlled by fixed-wheel flat gates.
- (2) Over crest free jet.
- (3) Free jets through orifices.
- (4) Pressure jets under reservoir at El. 952.
- (5) Original apron.
- (6) Additional apron.

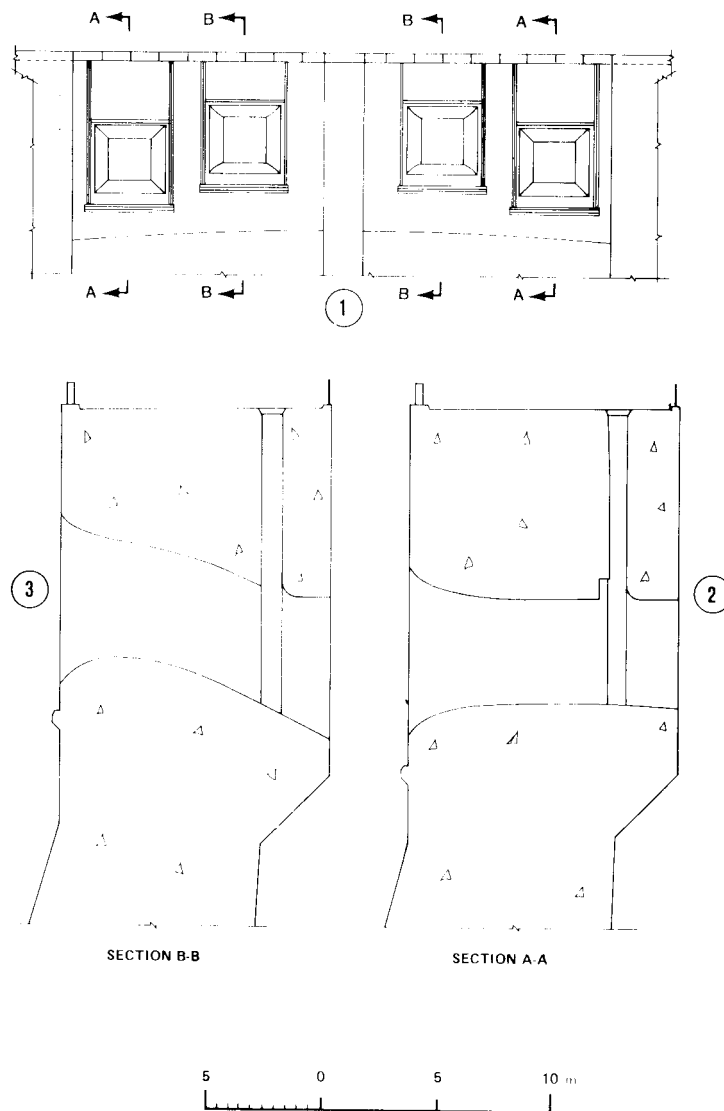


Fig. 3

Élévations et coupes transversales des pertuis d'évacuation
du barrage de Morrow Point (États-Unis).

*Elevations and sections of the spillway orifices
on the Morrow Point dam (USA).*

- | | |
|--|---|
| (1) Élévation amont des pertuis d'évacuation
4,58 × 4,58 m ² .
Débit total 1 130 m ³ /s. | (1) <i>Upstream elevation of spillway orifices 4.58
× 4.58 m².
Total capacity 1 130 m³/s.</i> |
| (2) Coupe transversale du pertuis extérieur. | (2) <i>Section through outside orifice.</i> |
| (3) Coupe transversale du pertuis intérieur. | (3) <i>Section through inside orifice.</i> |



Barrage de Morrow Point (États-Unis).
Morrow Point dam (USA).

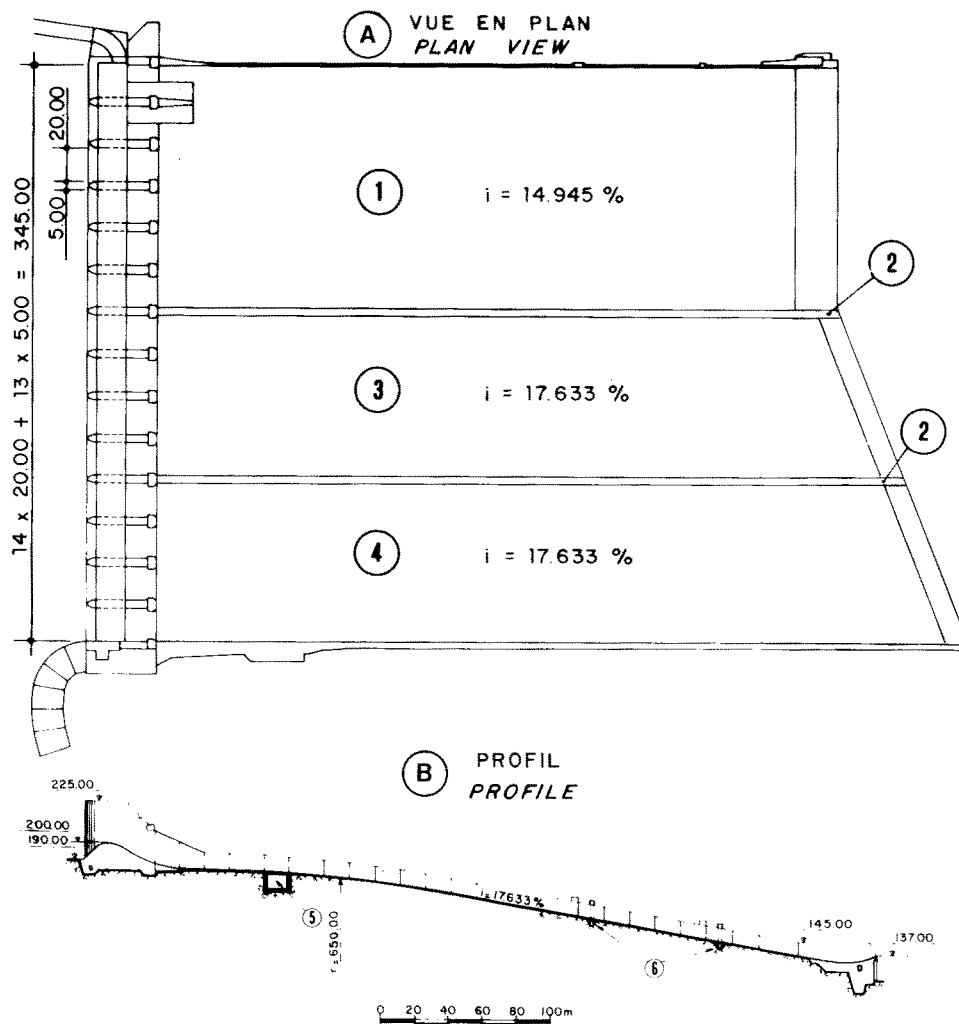


Fig. 4

Barrage d'Itaipu (Brésil) : Évacuateur et vannes de l'évacuateur (voir photo page 46).
Itaipu dam (Brazil) : Spillway and spillway gates (see photograph, page 46).

4 - 1

A. Vue en plan.

- (1) Coursier gauche.
- (2) Mur de séparation.
- (3) Coursier central.
- (4) Coursier droit.

B. Coupe longitudinale.

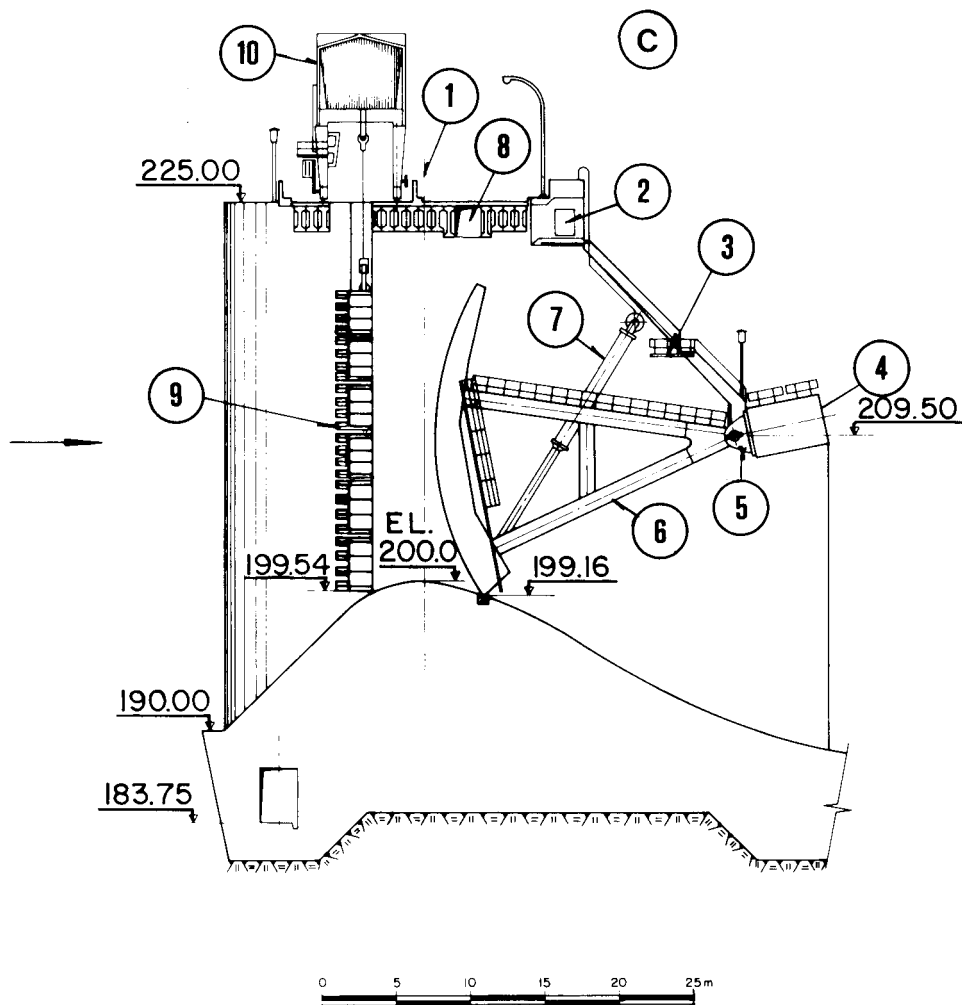
- (5) Tunnel routier.
- (6) Rainures d'aération.

A. Plan view.

- (1) Left chute.
- (2) Dividing wall.
- (3) Central chute.
- (4) Right chute.

B. Longitudinal profile.

- (5) Road tunnel.
- (6) Air slots.



4 - 2

C. Vannes de l'évacuateur

- (1) Axe du seuil.
- (2) Salle de commande.
- (3) Plate-forme d'accès à l'articulation du servomoteur.
- (4) Bloc d'ancrage des appuis de la vanne.
- (5) Palier de l'axe des appuis de la vanne.
- (6) Vanne segment.
- (7) Servomoteur.
- (8) Galerie pour câbles et tuyauteries.
- (9) Batardeaux.
- (10) Portique de manutention des batardeaux.

C. Spillway gates.

- (1) Weir axis.
- (2) Control room.
- (3) Access platform to servomotor articulation.
- (4) Trunnion girder.
- (5) Trunnion thrust block.
- (6) Tainter gate.
- (7) Servomotor.
- (8) Cable and hydraulic pipe gallery.
- (9) Stoplogs.
- (10) Gantry crane for lifting stoplogs.

3.5. COURSIERS

Les coursiers sont nécessaires pour conduire le flot déversé jusqu'au point de restitution à l'aval du barrage. Leur longueur et leur configuration sont dictées au premier chef par le type de barrage et les formes topographiques.

Les barrages en béton offrent la possibilité intéressante de fournir une structure porteuse tant pour le seuil que pour le coursier, mais il peut y avoir des contre-indications à leur utilisation : débit à évacuer trop élevé pour la largeur du barrage, place disponible occupée par d'autres ouvrages, difficulté d'assurer sans risque grave la dissipation de l'énergie au pied même du barrage. Dans la négative la combinaison de l'évacuateur et du barrage est généralement la solution la plus économique. Elle permet en outre assez souvent de bien orienter le flot déversé suivant l'axe de la vallée principale et de réduire ainsi les érosions de rive et de versant à l'aval de la section de restitution.

Avec les seuils déversants associés aux barrages en béton, les coursiers sont généralement à l'air libre. Un court tronçon en charge existe parfois à l'amont dans le cas d'entonnements en charge contrôlés par des vannes en pertuis. Les coursiers faisant suite à des seuils adjacents au barrage ou séparés de celui-ci présentent une grande variété de configurations : totalité ou parties à l'air libre, totalité ou parties en souterrain. La morphologie des versants, les conditions géologiques et la configuration de la vallée à l'aval sont des facteurs de choix déterminants.

Le coursier est pratiquement inexistant dans le cas d'un seuil déversant installé dans la partie centrale du couronnement d'une voûte mince. Il s'agit alors, soit d'une nappe tombant librement, soit de pertuis sous faible charge dont les jets ont une portée réduite. Cette disposition convient pour les capacités d'évacuation faibles ou modérées; elle exige une certaine largeur de vallée au pied de l'ouvrage et une profondeur d'eau minimale dans la zone d'impact, compatible avec la hauteur de chute et le débit évacué par mètre de largeur. Des dispositifs de fractionnement et d'aération de la lame sont fréquemment utilisés pour diminuer la force érosive dans la zone d'impact. Pour être efficaces, ces dispositifs doivent être placés dans un écoulement de vitesse supérieure à 10 m/s et avoir des dimensions du même ordre que l'épaisseur de la lame, ce qui conduit parfois à accompagner celle-ci avec un coursier en béton sur une dénivelée de 5 à 10 m [123].

Dans le cas où le seuil déversant occupe une grande partie du couronnement d'une voûte mince, on est souvent conduit à disposer plusieurs becs de fractionnement sur le seuil pour éviter la mise en vibration de la nappe libre déversante aux débits relativement faibles, ce qui pourrait présenter un certain risque pour la bonne tenue de la voûte. Ce fut le cas aux barrages de Zaouia N'Ourbaz au Maroc, Hautefage et Moulin Ribou en France [79].

Les évacuateurs de surface placés sur un ouvrage en béton massif et ceux installés dans les rives, soit à l'air libre, soit en souterrain, comportent un chenal de longueur significative dans lequel se produit une accélération plus ou moins rapide de l'écoulement.

3.5. CHUTES

The chute downstream from the sill conveys the water to the point of outfall downstream of the dam. Its length and shape will be dictated mainly by dam type and site topography.

Concrete dams have the advantage of offering a ready-made load-bearing structure for the sill and chute, although there may be obstacles, eg, insufficient dam width for the required discharge capacity, congestion, or serious risks of not being able to dissipate the energy close to the dam's toe. But combining the spillway with the dam is generally the most economical arrangement, and it usually keeps the jet aligned with the river channel so as to minimize erosion of the bank downstream of the stilling pool.

Chutes for overflow spillways on concrete dams usually convey free-surface flow, although there is sometimes a short pressure tunnel at the upstream end where the orifice-type gates are housed. Where the spillway is adjacent to or separate from the dam, the chute may have a variety of configurations, wholly or partly in the open and/or underground. The determining factors in the choice are the geology, the shape of the valley slopes and the configuration of the downstream watercourse.

Thin arch dams with overflow sections at mid-crest usually have practically no chute. They may have a free-falling nappe or a jet under a very low head and discharging only a very short distance from the toe of the dam. This arrangement is suitable for small and moderate discharge capacities; it requires a certain width of valley at the dam toe and some minimum depth of water in the impact zone compatible with the height of fall and discharge per metre width. Arrangements such as splitters are frequently made for breaking up and aerating the nappe to reduce its erosion potential in the impact zone. To be effective, such devices must be set where the flow velocity is greater than 10 m/s and must be about as thick as the nappe, and this sometimes means that a short concrete chute is required for a height of 5-10 m [123].

Where the overflow section takes up a large part of the crest of a thin arch dam, it is often necessary to arrange splitters on the sill in order to prevent vibration of the free falling nappe being set up generally for relatively low discharges which could adversely affect dam. Such precautions have been made on Zaouia N'Ourbaz dam in Morocco and Hautefage and Moulin Ribou dams in France [79].

Surface spillways on mass concrete dams and on or in one of the abutments require a channel of significant length, wherein the flow accelerates.

La disposition à l'air libre adjacente au barrage sur l'une ou l'autre rive est intéressante car elle requiert une distance d'accompagnement relativement modérée, mais elle se heurte souvent à de sérieuses difficultés quand le débit à transiter est important : volume excessif d'excavation, stabilité de la rive compromise, obliquité du flot déversant par rapport à l'axe général de la vallée.

Dans le cas d'un seuil latéral à l'amont du barrage, le coursier comporte une partie à faible pente disposée en contre-bas du seuil, dans laquelle se produit une première dissipation d'énergie. L'usage prévaut de contrôler le niveau dans le bassin d'amortissement ainsi constitué à l'aide d'un deuxième seuil beaucoup plus étroit judicieusement calé et placé à l'origine de la partie la plus pentée du coursier (évacuateur du barrage de Youssef Ben Tachfine au Maroc, Fig. 5).

Certaines formes topographiques favorables telles que courbe prononcée de la vallée, méandre, thalweg d'un affluent proche du réservoir, sont mises à profit pour implanter un coursier de courte longueur. On notera cependant que la restitution dans un thalweg secondaire est souvent la source de déboires à cause du potentiel d'érosion au point de restitution plus élevé que dans la vallée principale. Des problèmes d'environnement peuvent aussi résulter du changement de lit imposé au flot déversant.

En règle générale, les coursiers à l'air libre ou souterrains ont un tracé rectiligne car ils sont prévus pour des écoulements à surface libre torrentiels difficiles à infléchir. Lorsque les conditions topographiques le permettent, l'écoulement fluvial est maintenu depuis le réservoir sur toute la distance nécessaire pour imposer le ou les changements de direction nécessaires et la section de contrôle ou section critique est placée à l'origine d'un coursier rectiligne.

Des coudes à grand rayon dans l'écoulement torrentiel sont acceptables à condition que les ondes de choc produites par la déviation restent contenues dans le coursier. La déviation de courants en charge est plus aisée, c'est pourquoi certains projets récents comportent à l'origine de l'évacuateur une galerie courbe sous faible charge avec orifice de contrôle à son extrémité aval, juste à l'origine du coursier rectiligne.

Lorsqu'on doit réaliser un écoulement courbe en régime torrentiel, il est indispensable d'effectuer des essais sur modèle réduit pour tous les débits possibles. Non seulement la disposition des ondes de choc est susceptible de varier, mais, pour toute la gamme des débits différents de celui pour lequel l'écoulement a été calculé, il peut se produire à l'aval des écoulements dissymétriques et tortueux provoquant de grandes perturbations dans le fonctionnement de la cuillère et éventuellement du bassin de dissipation.

Dans le cas des coursiers relativement longs, une diminution progressive de largeur ajustée à l'accélération de l'écoulement est susceptible de procurer une certaine économie sur les quantités d'ouvrages. Cette diminution est la cause, comme les piles et les coudes en plan, d'ondes de choc. Pour les ouvrages importants, il est prudent de déterminer sur modèle réduit la hauteur de ces ondes et leur influence sur la répartition transversale du débit à la jonction coursier-ouvrage de restitution, ce qui permet d'optimiser la configuration.

A l'inverse, l'élargissement progressif du coursier est parfois réalisé pour réduire le débit par unité de largeur à l'aval, diminuer la profondeur d'eau et les risques de cavitation et mieux dissiper l'énergie.

A surface spillway on the abutment adjacent to the dam is an interesting proposition because of the moderate length of the channel required. However, for high discharges, it often encounters difficulties with the amount of excavation required, danger to bank stability, and the angle the flow makes with the river channel.

With the side-channel spillway, some of the energy is dissipated in the gently sloping top end of the chute under the sill. It is common practise to control the level in this first stilling basin by means of a second, much narrower sill or side contractions whose height is carefully calculated, marking the start of the steeper part of the chute (spillway at Youssef Ben Tachfine dam, Morocco, Fig. 5).

Under favourable conditions where the valley makes a sharp bend or there is a tributary valley near the reservoir, this feature can be made use of to keep the chute short. It must however be recognized that discharging into a secondary valley often causes trouble because of the greater erosion potential at the outfall than in the main valley, and environmental problems may be caused by discharging large volumes of water into a previously near-dry valley.

As a general rule, chutes and outlet tunnels are straight because they are designed for super-critical free-surface flow that is difficult to turn. Ideally, sub-critical flow is enforced where there are changes in direction with the control or critical section at the top of a straight chute.

Large-radius bends are acceptable in super-critical flow provided that the resulting shockwaves are contained within the chute. It is easier to turn pressure flow, which is why some recent designs have a curved pressure tunnel at the upstream end of the spillway where the head is small, with a control orifice at its downstream end where the straight chute starts.

Where turning of super-critical flow must be adopted, model testing for the full range of flows is necessary. Not only is the shock wave pattern likely to vary, but for all flows other than the one for which the bend is designed, there may be asymmetry and/or sinuosity downstream causing a widely varying performance of a bucket or flipper and possibly of a stilling basin.

If the chute is relatively long, a gradual reduction in width commensurate with the acceleration of the flow can produce some savings on cost. But like piers and horizontal curves, it may produce standing waves. At large dams it is wise to run scale model tests to determine the heights of these waves and their influence on the transverse distribution of flow at the point of junction between the chute and the terminal structure and to optimize the configuration.

The chute may alternatively widen gradually to reduce the flow per unit width downstream, reduce the depth of water and cavitation damage risk, and improve energy dissipation.

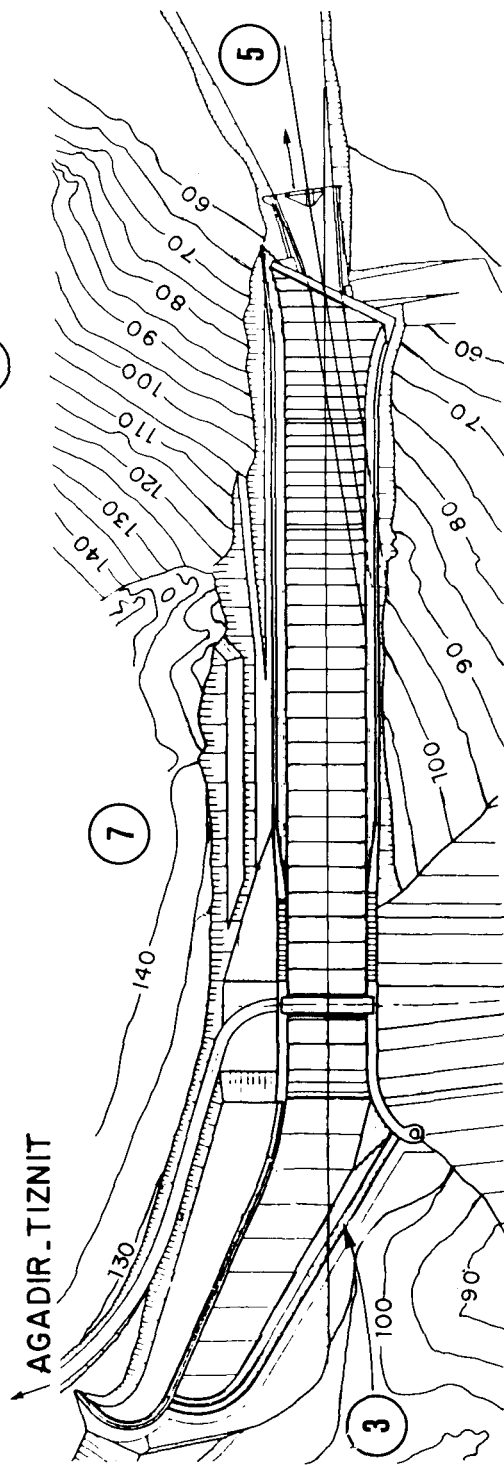
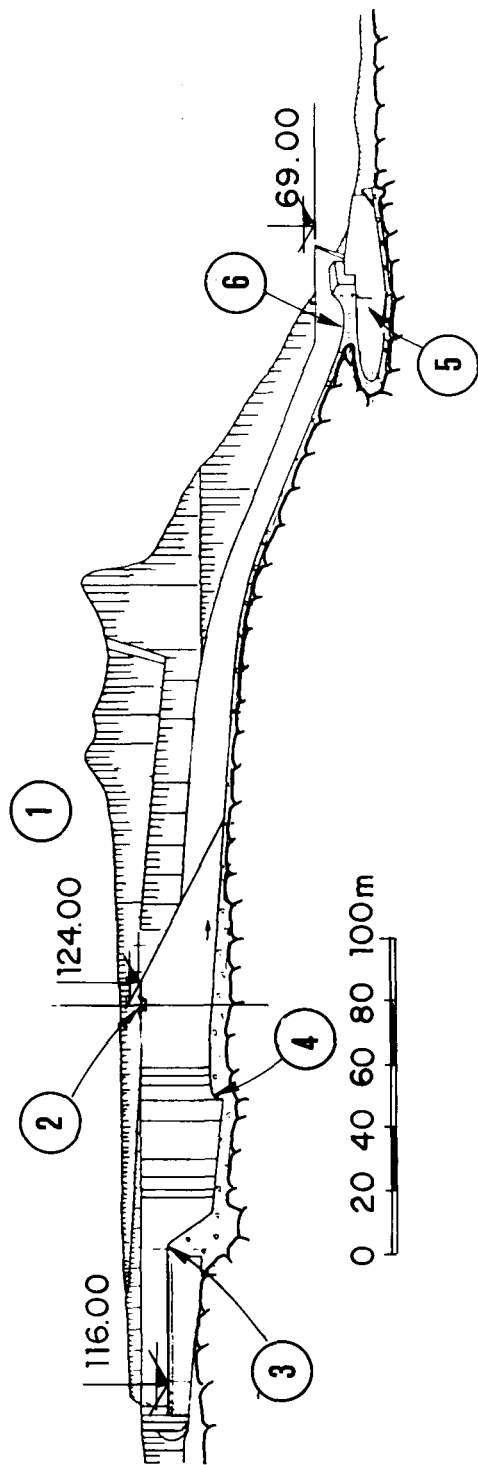


Fig. 5

Barrage de Youssef Ben Tachfine (Maroc) : Évacuateur de surface.
Youssef Ben Tachfine dam (Morocco) : Surface spillway.

- | | |
|--|--|
| (1) Profil longitudinal. | (1) <i>Longitudinal profile.</i> |
| (2) Pont routier. | (2) <i>Road bridge.</i> |
| (3) Premier seuil de contrôle. | (3) <i>First controlling sill.</i> |
| (4) Second seuil de contrôle. | (4) <i>Second controlling sill.</i> |
| (5) Sortie de la vidange de fond et de la galerie de dérivation. | (5) <i>Bottom outlet and outlet of diversion tunnel.</i> |
| (6) Cuillère déflectrice. | (6) <i>Deflector bucket.</i> |
| (7) Vue en plan. | (7) <i>Plan view.</i> |

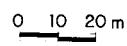
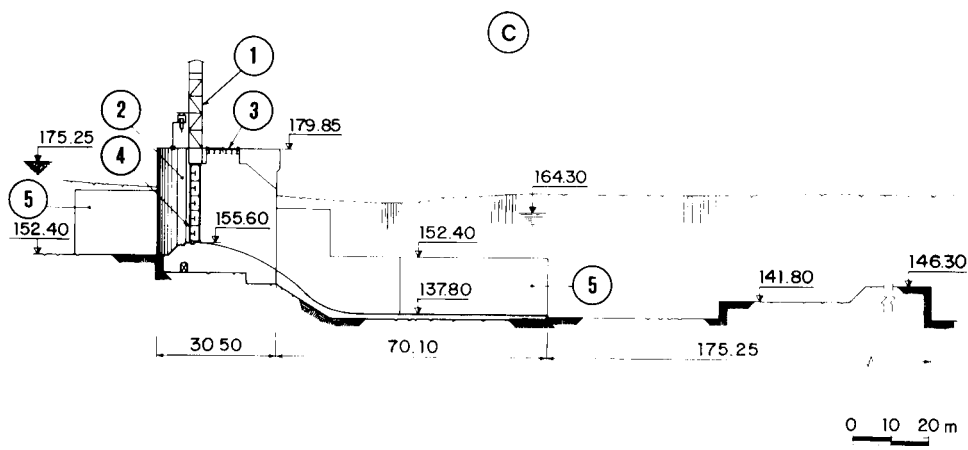
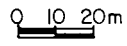
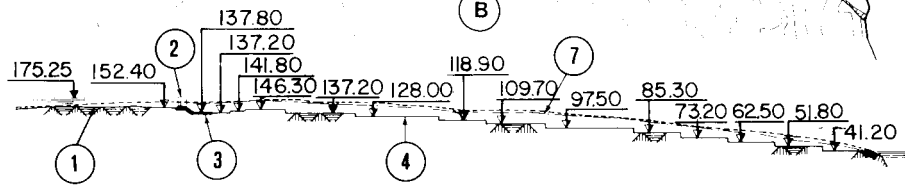
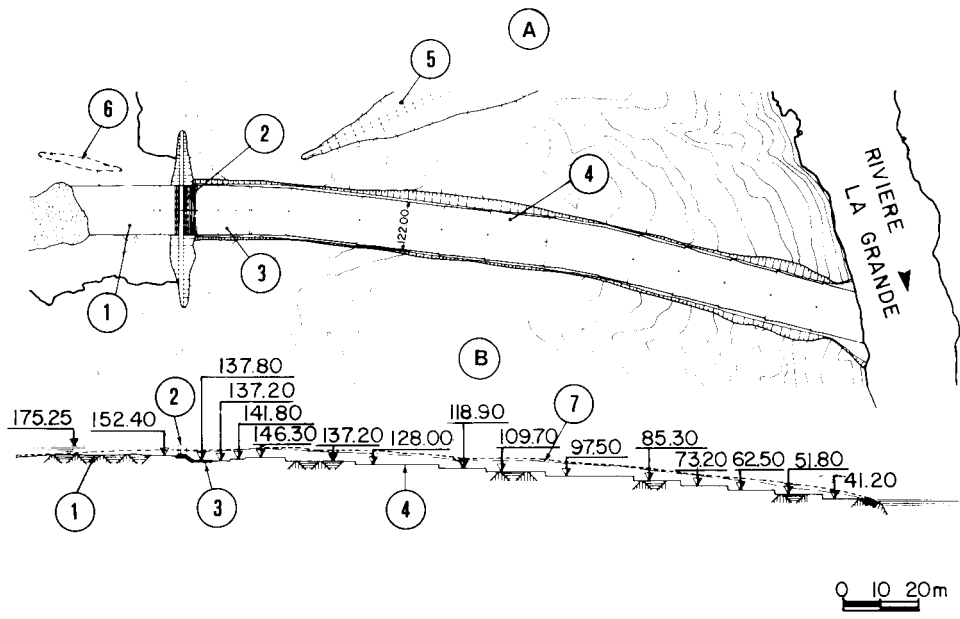


Fig. 6

Barrage de La Grande 2 (Canada) : Évacuateur.
La Grande 2 dam (Canada) : Spillway.

(A) Vue en plan.
Plan view.

(B) Profil longitudinal.
Longitudinal profile.

- | | |
|-------------------------------------|--|
| (1) Canal d'entonnement. | (1) <i>Approach channel.</i> |
| (2) Évacuateur. | (2) <i>Spillway.</i> |
| (3) Bassin de dissipation amont. | (3) <i>Upstream stilling basin.</i> |
| (4) Marches du coursier non revêtu. | (4) <i>Steps of the unlined chute.</i> |
| (5) Barrage principal. | (5) <i>Main dam.</i> |
| (6) Digue submergée. | (6) <i>Submerged dike.</i> |
| (7) Profil du terrain naturel. | (7) <i>Natural ground profile.</i> |

(C) Coupe longitudinale du bassin de dissipation amont.
Profile of the upstream stilling basin.

- | | |
|----------------------------------|----------------------------------|
| (1) Tour de commande des vannes. | (1) <i>Gate operating tower.</i> |
| (2) Rainures des poutrelles. | (2) <i>Stoplog slots.</i> |
| (3) Pont de service. | (3) <i>Service bridge.</i> |
| (4) Vanne wagon. | (4) <i>Fixed wheel gate.</i> |
| (5) Murs guideaux. | (5) <i>Guiding walls.</i> |



Barrage d'Itaipu (Brésil).
Itaipu dam (Brazil).



Barrage de La Grande 2 (Canada).
Évacuateur de crue (16 140 m³/s).

*La Grande 2 dam (Canada).
Spillway (16 140 m³/s).*

Les coursiers souterrains conviennent aux vallées étroites dont les versants s'élèvent considérablement au-dessus de la crête du barrage. Leur construction est indépendante de celle des autres ouvrages de l'aménagement, ce qui est appréciable quand la place est mesurée. Leur profil longitudinal présente différentes configurations, lesquelles dépendent :

- de la réutilisation, qui est faite ou non, des galeries de dérivation provisoire;
- des formes d'entonnement adoptées (seuil frontal ou latéral, corolle circulaire ou semi-circulaire, etc.);
- des conditions géologiques.

Il y a en général une partie verticale ou fortement inclinée à l'amont pour la mise en vitesse. Dans la mesure du possible cette première dénivelée est limitée à 60 m afin de diminuer les risques de cavitation (cf. chap. 5) dans la partie suivante du tunnel, à laquelle on donne la pente juste nécessaire pour le maintien de la vitesse d'écoulement [52].

Pour diminuer le volume des excavations, la mise en charge de la partie amont de ces coursiers souterrains est parfois acceptée à partir d'un certain débit, la section de contrôle passant ainsi du seuil d'entrée à l'orifice terminal de la partie en charge. Cette disposition pose le problème déjà signalé de l'élimination des poches d'air emprisonné. Elle présente par ailleurs l'inconvénient de limiter la surcapacité de l'évacuateur puisque le débit augmente peu si le niveau de la retenue continue de monter. Dans ce cas, la valeur de l'hydrogramme de la crue de projet doit être indiscutablement établie, plus particulièrement si le barrage est un remblai. L'extension de la mise en charge vers l'aval au-delà des voiles d'injection et de drainage du barrage n'est tolérable, dans certaines limites, que dans le cas d'un rocher exceptionnellement étanche et résistant et d'une distance confortable entre tunnel et versant. Il est généralement préférable de l'éviter.

Les coursiers en galerie, avec écoulement à surface libre pour tous les débits posent un problème *d'aération*. La turbulence est la cause d'un entraînement d'air sous forme de bulles disséminées dans le courant d'eau. La section d'air conservée au-dessus de la section mouillée pour se prémunir contre une mise en charge intempestive représente communément 20 à 35 % de la section totale de la galerie, la section mouillée étant déterminée dans l'hypothèse d'une eau désaérée. Si l'écoulement est à surface libre sur toute la longueur et si l'ouvrage est court, un débit d'air s'établit ainsi naturellement au-dessus au débit d'eau. Dans le cas d'une partie en charge à l'amont le renouvellement de l'air entraîné se fait uniquement par l'aval, à contre-courant. Si l'ouvrage est long et les vitesses élevées, les 20 à 35 % cités ci-dessus peuvent s'avérer insuffisants, un reniflard qui débouche dans la section terminale de la partie en charge est alors incorporé au projet. Les mesures sur modèles réduits, l'analyse théorique et les vérifications sur de nombreux prototypes ont permis d'établir les relations débit d'air/débit d'eau pour différentes conditions d'écoulement. Ces relations fournissent le moyen d'évaluer les dimensions du reniflard [50, 82, 83, 137].

La formation d'un ressaut dans la partie subhorizontale du coursier d'un évacuateur souterrain est en règle générale évitée, le facteur déterminant à cet égard étant le calage de cette partie subhorizontale par rapport aux niveaux dans le lit naturel à la sortie. Cependant, le ressaut hydraulique en galerie suivi d'une légère mise en charge a été préconisé récemment comme moyen de dissipation de l'énergie (vidanges de fond de l'aménagement de Souapiti sur le Konkouré en Guinée). La

Discharge tunnels are suitable for narrow valleys rising well above the dam crest because the construction area is kept separate from the main works, a substantial advantage at congested sites. The longitudinal profiles of outlet tunnels are affected by whether or not they were originally tunnels for river diversion during construction, by the inlet shape (frontal or side-inlet sill, circular or semi-circular sill, etc.), project purpose and geology. The upstream end is usually vertical or steeply sloping to accelerate the flow; every effort is made to keep this drop to not more than 60 metres to control the cavitation risk (Chapter 5) along the remainder of the tunnel, where the gradient is just steep enough to keep the water flowing [52].

In order to minimize excavation, it is sometimes accepted that beyond a certain discharge, the upstream end of the tunnel may run full, the control section then becomes the orifice at the end of the pressure section instead of the inlet sill. This arrangement involves the problem of entrapped air pockets already mentioned and also has the disadvantage that little extra emergency capacity is available, since discharge will not greatly increase as the headwater level rises. There must be absolute confidence in the design flood hydrograph therefore, especially if the dam is an embankment structure. It is only allowable for the pressure section to extend downstream of the grout and drainage curtains under the dam if the rock is exceptionally watertight and competent and if there is a comfortable rock cover above and to the sides of the tunnel. But it should generally be avoided.

Outlet tunnels running partially full always raise a problem of *aeration* at all discharges. Turbulence is the cause of air entrainment in the form of bubbles scattered throughout the flow. It is common practice to leave 20-35 % of the tunnel area empty above the waterline as sufficient margin against pressure flow, the discharge area being calculated without allowance for air entrainment. If free-surface flow extends the whole length of a short tunnel there will be a natural draught above the water surface. But if the tunnel runs full at the upstream end, the air entrained by the water can only be replaced from the downstream end, flowing in the opposite direction. With long tunnels and high flow velocities, the usual 20-35 % free section may be inadequate and a vent will then be provided just downstream from the section running full. Measurements on many dams, laboratory research and theoretical analysis have produced equations relating air flow to water flow for various flow conditions, providing an orientation for design criteria for selecting adequate vent size [50, 82, 83, 137].

Hydraulic jumps in the near-horizontal part of tunnel outlets are avoided as a general rule, the governing factor being the height of this part with respect to water levels in the natural stream at the outfall. However, a hydraulic jump in a tunnel followed by low-pressure flow was recently proposed as a means of energy dissipation for the bottom outlets at the Souapiti scheme on the Konkouré river in Guinea. The position of the change of flow regime is controlled by appropriate

localisation du changement de régime est assurée par des formes géométriques appropriées et de solides protections sont prévues pour faire face aux sous-pressions fluctuantes et à la cavitation.

Dans certains cas de coursier à l'air libre, la géologie particulièrement favorable (rocher dur et massif) a permis d'éliminer une partie du revêtement (coursier excavé en marches d'escalier des aménagements de La Grande 2) (Fig. 6) (Baie James au Canada) [12]. Cependant les zones fissurées restent protégées. Ces solutions nécessitent une étude très attentive, l'érosion régressive du chenal à la faveur de discontinuités géologiques pouvant être très rapide (Ricobayo en Espagne [42]).

Lorsque les vitesses sur les coursiers deviennent élevées, 30 m/s et davantage, le phénomène qui est la cause de sérieuses difficultés est celui de la cavitation, tout particulièrement dans le cas le plus fréquent des écoulements à surface libre. Ce phénomène et les moyens actuels pour le prévenir et le combattre sont l'objet du chapitre 5 ci-après.

3.6. OUVRAGES DE RESTITUTION AVAL - DISSIPATION DE L'ÉNERGIE

3.6.1. Remarque préliminaire

Le problème crucial associé à la restitution du débit évacué à la rivière est celui de la *dissipation de l'énergie*. Avant la construction du barrage, cette énergie était dissipée linéairement par frottement et turbulence au prix d'une érosion répartie sur toute la distance du cours principal et des affluents noyés par la retenue. La présence du barrage oblige cette énergie à se dissiper en majeure partie en un point singulier où se concentre la force érosive : la restitution de l'évacuateur dans le lit naturel.

Alors que la littérature technique fait état d'un nombre croissant de grands évacuateurs présentés comme des réussites de conception et de réalisation, le bilan des performances satisfaisantes significatives reste maigre car la plupart de ces ouvrages n'ont fonctionné depuis leur mise en service qu'avec des débits très inférieurs à leur capacité de projet et pendant peu de temps. Les précédents, moins nombreux, de fonctionnement prolongé à débit élevé, comme Tarbela [87] (Fig. 7), sont par contre caractérisés par l'occurrence fréquente de sérieux ennuis. Ceci indique que le problème de la dissipation de l'énergie hydraulique, en dehors du cas de portée limitée où cette énergie est transformée en énergie électrique, est encore imparfaitement maîtrisé. L'existence d'un nombre croissant de barrages, la tendance à les construire plus hauts et sur des cours d'eau ayant des apports importants et irréguliers, sont de sérieux motifs de préoccupation pour les générations présentes et à venir.

La dissipation de l'énergie du flot évacué se fait presque toujours par ralentissement brutal de la vitesse et changement corrélatif du régime d'écoulement de torrentiel à fluvial. Suivant la configuration donnée à l'ouvrage de restitution le phénomène se produit de deux façons :

a) dans une première configuration, l'écoulement torrentiel est canalisé sur toute sa longueur et le changement de régime est confiné dans une structure artificielle, le *bassin à ressaut*, dont les caractéristiques géométriques sont déterminées par le calcul et l'expérimentation;

geometry, and ample protection is provided against fluctuating uplift pressures and cavitation.

In some cases, particularly favorable geology (hard, unjointed rock) has made it possible to leave part of the chute unlined (excavated as a series of steps at La Grande 2 (Fig. 6), James Bay) [12]; protection is still required over fissured zones. Such designs require very careful study, as retrogressive erosion of the channel can start at the discontinuities and progress very rapidly (Ricobayo dam in Spain [42]).

At high chute velocities (30 m/s and more), the most serious problem is cavitation damage, especially with the normal type of free-surface flow. Cavitation and modern methods of preventing and combating it are dealt with in Chapter 5.

3.6. TERMINAL STRUCTURES AND ENERGY DISSIPATION

3.6.1. Preamble

The crucial issue at the point where spillway discharge returns to the river channel is *energy dissipation*. Under natural conditions without the dam the energy of the water was dissipated linearly by friction and turbulence, the resulting erosion being spread out over the whole reach of the river and its tributaries subsequently contained within the reservoir. Once the dam is built, most of this energy must be dissipated at a single point where all the erosion potential is concentrated, ie, the point where the spillway returns the water to the river.

Although the literature reports an increasing number of large spillways claimed to be great successes in terms of design and construction, the actual performance record is still short since most have only operated at much smaller flowrates than their design capacity, and for very short periods of time. The smaller number of spillways that can boast prolonged operation at high flows like Tarbela [87] (Fig. 7) have been the sources of frequent, serious trouble. This implies that, except where the energy of the water is converted to electricity, the problem of energy dissipation is still not totally under control. The larger number of increasingly high dams being built on large rivers with irregular flows must be a serious concern for present and future generations.

The energy is almost always dissipated by a sudden slowing down of the flow and a concomitant change from super-critical to sub-critical conditions. The engineer can achieve this in one of two ways :

a) The whole distance over which flow is super-critical may be canalized, and the change confined in an artificial structure, the *hydraulic jump basin* whose geometry is determined from theory and experiment.

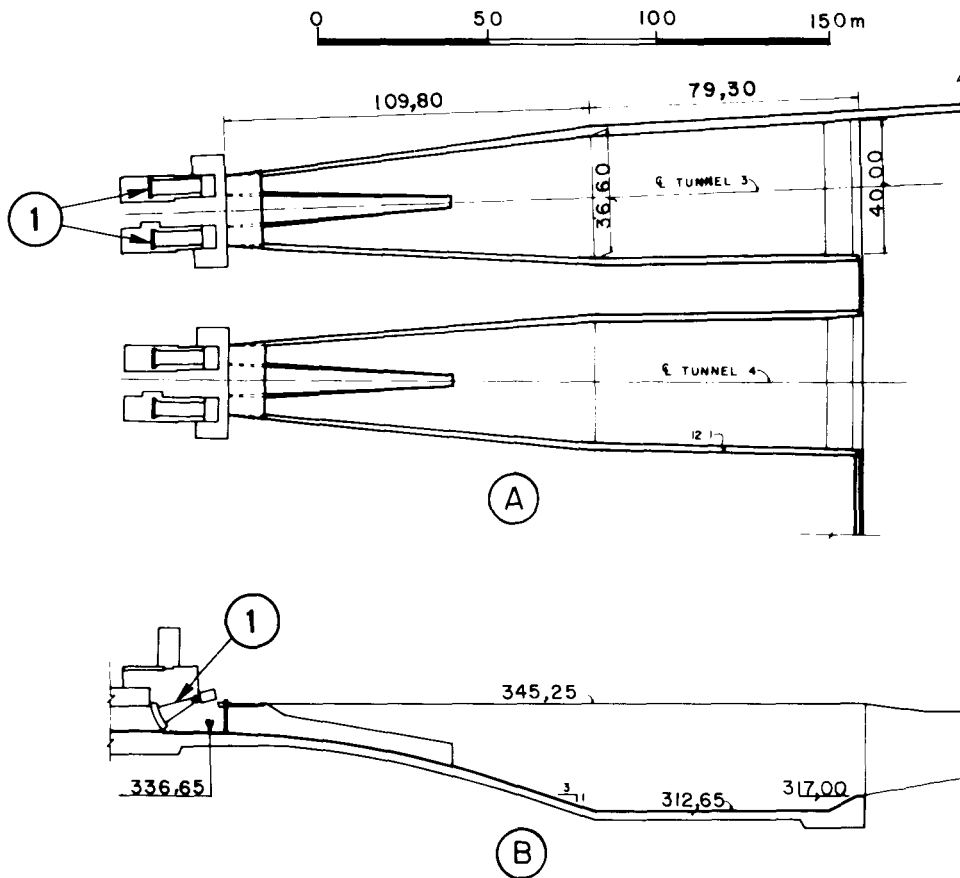


Fig. 7

Barrage de Tarbela (Pakistan) : Bassin d'amortissement des tunnels T 3 et T 4.

Tarbela dam (Pakistan) : Stilling basins of tunnels T 3 and T 4.

(A) Vue en plan.

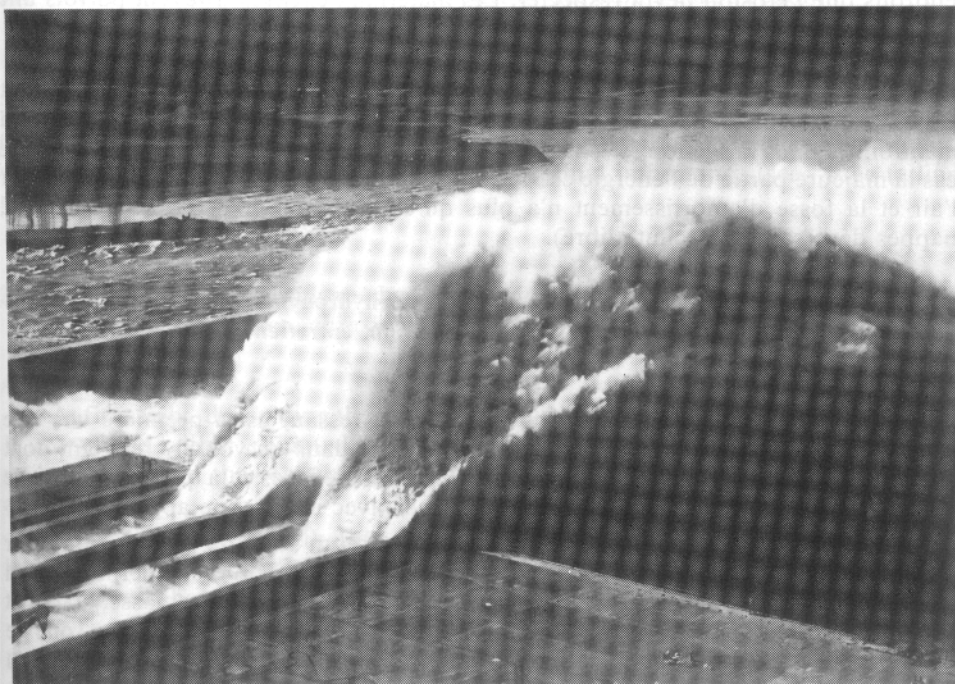
(A) Plan view.

(B) Profil longitudinal.

(B) Longitudinal profile.

(1) 2 vannes segments $4,88 \times 7,32 \text{ m}^2$ sous 136 m de charge maximale.

(1) 2 sector gates $4,88 \times 7,32 \text{ m}^2$ under 136 m max. head.



Barrage de Tarbela (Pakistan). Tunnel n° 4 à pleine ouverture après transformation du bassin à ressaut en deux canaux avec cuillère.

Tarbela dam (Pakistan). Tunnel n°. 4 at maximum flow after replacing the hydraulic jump basin by two channels with flip buckets.

b) dans la seconde configuration, l'écoulement torrentiel est lâché dans l'air à une certaine hauteur au-dessus du niveau dans le lit naturel sous forme de jets ou nappes avec composante horizontale de la vitesse plus ou moins accentuée. Le changement de nature de l'écoulement se fait dans un bassin appelé *fosse d'amortissement*. Il arrive que ce bassin se forme naturellement à la faveur des premiers déversements et que son développement se ralentisse suffisamment à l'usage, de façon à ne pas mettre en cause, dans un délai raisonnable, la stabilité d'ouvrages vitaux, ou celle des rives au voisinage de ces ouvrages.

De plus en plus fréquemment, on préfère excaver au préalable tout ou partie du volume qui serait érodé et placer avant la mise en service des protections aux endroits que l'érosion devra respecter. Les matériaux excavés trouvent parfois une utilisation comme agrégats de béton ou remblais compactés.

Si le débit à évacuer est assez petit, la nappe déversante peut être suffisamment étalée transversalement pour que les dispositifs de fractionnement et d'aération mentionnés dans la section 3.5., 4^e paragraphe, soient pleinement efficaces. Dans ce cas la majeure partie de l'énergie est dissipée par frottement des particules d'eau sur l'air et la fosse d'amortissement n'a plus qu'un rôle marginal (cf. section 3.6.3., nappes déversantes en chute libre).

3.6.2. Bassins à ressaut : les accidents, problèmes hydrodynamiques, sous-pressions, vibration, cavitation, abrasion, entretien

Ressaut hydraulique

La dissipation de l'énergie dans un bassin à ressaut est à première vue une solution très séduisante. Le phénomène est confiné dans un volume restreint dont l'extension et la localisation sont théoriquement bien définies et la quantité d'énergie résiduelle à la sortie du bassin peut être évaluée avec une bonne approximation.

C'est pourquoi le bassin à ressaut a été et reste un sujet de prédilection pour les hydrauliciens, leur objectif étant de déterminer par le calcul et l'expérimentation les formes et les dimensions susceptibles de contenir un ressaut ramassé, stable et performant. L'abondance de la littérature technique sur le thème, fait que le projeteur n'est pas embarrassé pour trouver les règles ou précédents convenant à son cas particulier. On ne s'étendra donc pas dans ce document sur l'aspect du dimensionnement purement hydraulique du bassin à ressaut. On soulignera toutefois que le ressaut est un phénomène capricieux et que son maintien à l'endroit voulu à l'intérieur du bassin ou sur la partie terminale du coursier (cuillères submergées de certains barrages-poids déversants) dépend non seulement de la position relative du niveau aval mais aussi de modifications mineures dans la géométrie du radier et des piedroits. Une discontinuité abrupte dans la géométrie du bassin (par exemple une marche verticale dans le radier) qui développe une force considérable à contre-courant contribue au maintien du ressaut à l'intérieur du bassin pour différentes conditions de débit et de niveau aval. Des marges de sécurité substantielles doivent être adoptées pour se prémunir contre l'expulsion accidentelle du ressaut à l'extérieur de l'ouvrage, compte tenu, en particulier, des variations du niveau aval provoquées par des érosions ou des dégradations à l'aval du bassin. A cet égard, le risque d'érosion régressive à l'aval du bassin doit être considéré, car cette érosion peut produire un abaissement significatif du niveau aval pour un même débit. Le remède est alors un seuil de contrôle non érodable près de la sortie du

b) Alternatively, the turbulent flow may be thrown up into the air above the river channel as a jet or nappe with some degree of horizontal velocity. The change in flow conditions occurs in the *scour hole* or *plunge pool*. A scour hole is suitable if it forms naturally with the first spilling and therefore grows slowly enough so as not to endanger the stability of vital structures or the nearby valley slopes over a reasonably long period of time.

But it is becoming more frequent to excavate all or part of the hole so that it can be concrete-lined in places where erosion is not acceptable. It might also form the quarry for excavated rock used for part of the dam's construction.

For small design discharges, the nappe may be spread out sideways to make it thin enough for the splitters and aeration devices described in section 3.5 to be fully effective. Most of the energy will be dissipated by friction between the air and water, and the plunge pool will be of only marginal importance (see "Free-falling nappe" in section 3.6.3.).

3.6.2. Stilling basins : accidents, hydrodynamic problems, uplift pressures, vibration, cavitation, abrasion, maintenance

Hydraulic jump

At first sight, dissipating the energy in a hydraulic jump appears very attractive. It is confined within a limited volume whose length and location are theoretically well defined, and the remaining energy leaving the basin can be calculated quite accurately.

It is for these reasons that the hydraulic jump has always been and remains the hydraulic engineer's favorite, because he wishes to design, by theory and experiment, the best shapes and dimensions to contain a short, stable and efficient standing wave. The abundance of literature on this subject means that the designer has no problem in turning up rules and precedents to suit his own project. The question of dimensions is one of pure hydraulics and will not be considered here. It must however be remarked that the jump is capricious and confining it to the desired position inside the basin or at the end of the chute (as with the roller buckets on some overflow gravity dams) depends not only on the relative tailwater level but also on minor changes to the geometry of the floor and training walls. A sharp discontinuity in channel shape (eg, a vertical step) which generates a large force in the upstream direction helps to limit the possible movement of the jump under differing conditions. Substantial safety margins must be taken to prevent the jump from escaping, especially in relation to the variation of the tailwater level as influenced by degradation or aggravation downstream of the basin. Degradation of the topography downstream of the dam could lead to eventual tailwater recession and a once satisfactory stilling basin could cease to function properly. Some end sill fixture would preclude this. Another alternative is to use the submerged roller bucket placed at a sufficient low level to get one roller forming in the bucket while another one is turning in the opposite direction immediately downstream of the dam toe. This alternative has been used successfully many times in USA and India, apparently

bassin ou le calage suffisamment bas d'une cuillère permettant de former un rouleau sur le béton de cette dernière, alors qu'un second rouleau tournant en sens inverse se développe à l'aval immédiat. Ce dernier dispositif a été utilisé avec succès aux USA et en Inde, apparemment sans dommage mais pour des durées et des débits de fonctionnement non précisés (cf. Indian National Committee on Large Dams : « Water Resources Research in India », Chapter IX, New-Delhi, 1979).

Cependant, le problème le plus sérieux que pose le bassin à ressaut concerne davantage *sa résistance en tant que structure de génie civil* que son bon fonctionnement hydraulique. Les paragraphes ci-après exposent un certain nombre de réflexions touchant cette résistance.

Il convient de rappeler au préalable que la dissipation de l'énergie dans un bassin à ressaut n'a pas de solution alternative pratique si les conditions locales interdisent toute excavation préalable et toute érosion ultérieure dans la zone de restitution, plus particulièrement lorsqu'il s'agit d'ouvrages susceptibles de fonctionner souvent et longtemps.

L'expérience des dernières décennies fournit de nombreux exemples de bassins à ressaut fortement endommagés à la suite d'une utilisation prolongée avec des débits proches du maximum. C'est le cas par exemple de l'évacuateur du barrage de Malpasso au Mexique [129,130,131,132] (Fig. 8). Ceux des tunnels d'irrigation du barrage de Tarbela au Pakistan méritent une mention spéciale, bien qu'ils ne soient pas associés à des évacuateurs de surface, en raison du débit et de la hauteur de chute considérables (débit maximal de 3 000 m³/s par bassin, chute comprise entre 90 et 140 m), de leur durée d'utilisation (plusieurs mois consécutifs chaque année) et, bien entendu, à cause du retentissement de leurs malheurs répétés (1974-1975-1976).

Le dommage le plus fréquemment observé est *l'arrachement de dalles entières du radier*, suivi ou non d'un creusement du terrain de fondation (25 m dans le rocher sous-jacent à Tarbela) [86, 88]. Un tel arrachement est la manifestation évidente du développement de sous-pressions élevées sur des surfaces importantes. A ce phénomène prépondérant viennent s'en ajouter d'autres susceptibles de favoriser l'apparition de sous-pressions et d'aggraver les dommages : cavitation, abrasion, vibration.

Sous-pressions.

Les forces de soulèvement sont causées par la transformation intermittente d'énergie cinétique en énergie de pression au travers d'ouvertures éventuelles dans le radier. Ce mécanisme est particulièrement dangereux si le nombre de Froude est élevé et il est aggravé par la turbulence intense, ou *macroturbulence*, à travers laquelle se fait la dissipation d'énergie dans le ressaut. La macroturbulence est caractérisée en chaque point de l'écoulement, y compris les surfaces mouillées en radier et piédroits, par des fluctuations de pressions rapides et d'amplitudes très variables [22, 131, 132, 151, 154]. Les plus fortes atteignent une demi-amplitude voisine de $0,4 \frac{V^2}{2g}$ (V : vitesse moyenne de l'écoulement torrentiel à son entrée dans le bassin) et leur période est de l'ordre de la seconde.

L'étude statistique des enregistrements de pression fournis par des capteurs placés sur les parois indique une valeur quadratique moyenne des fluctuations dynamiques comprise entre 0,10 et $0,12 \frac{V^2}{2g}$

without any damage but for discharges and times which are not known (cf. Indian National Committee on Large Dams : " Water Resources Research in India ", Chapter IX, New-Delhi, 1979).

The most serious problem with the hydraulic jump dissipator however is more one of *structural strength* than hydraulic efficiency. The following section discusses some relevant ideas.

Firstly, there may be no practical alternative to a hydraulic jump if site conditions make prior excavation or subsequent erosion unacceptable, especially in the case where the spillway is expected to operate frequently and for long times.

Experience from recent decades gives many examples of stilling basins suffering serious damage from prolonged flows approaching maximum discharge capacity. This happened with the spillway at Malpasso dam in Mexico for example [129,130, 131, 132] (Fig. 8), and the irrigation tunnels at Tarbela dam in Pakistan deserve special mention, even though they had nothing to do with surface spillways, because of the very high flow and head (maximum discharge 3 000 m³/s per basin, head between 90 and 140 m), their very long periods of operation (several consecutive months each year) and of course the publicity given to the frequent trouble that occurred (1974-1975-1976).

The most frequent type of damage recorded is *complete floor slabs being torn up*, which may or may not be followed by erosion of the foundation (this went 25 m into the underlying rock at Tardela) [86, 88]. This is a clear sign of high uplift pressures under large areas of the floor. Although this is the major factor, others may favor the appearance of uplift pressures and aggravate the damage : cavitation, abrasion and vibration.

Uplift

The uplift pressures tending to lift the slabs are caused by the intermittent conversion of kinetic energy into pressure energy through any openings there may be in the channel floor. This mechanism poses a threat especially at high Froude numbers and is accentuated by intense turbulence, or *macroturbulence*, by which the energy of the water is dissipated in the hydraulic jump. A feature of macroturbulence is the high frequency pressure fluctuations of widely varying amplitude at all points in the flow including the wetted surfaces of the invert and training walls [22, 131, 132, 151, 164]. In the worst case, the half-amplitude is close to 0.4 ($V^2/2 g$) in which V is the mean inlet velocity of the turbulent flow. The frequency is around 1 Hertz.

Statistical analysis of pressure records from surface-mounted instruments give a mean square range for dynamic fluctuations of 0.10 to 0.12 ($V^2/2 g$).

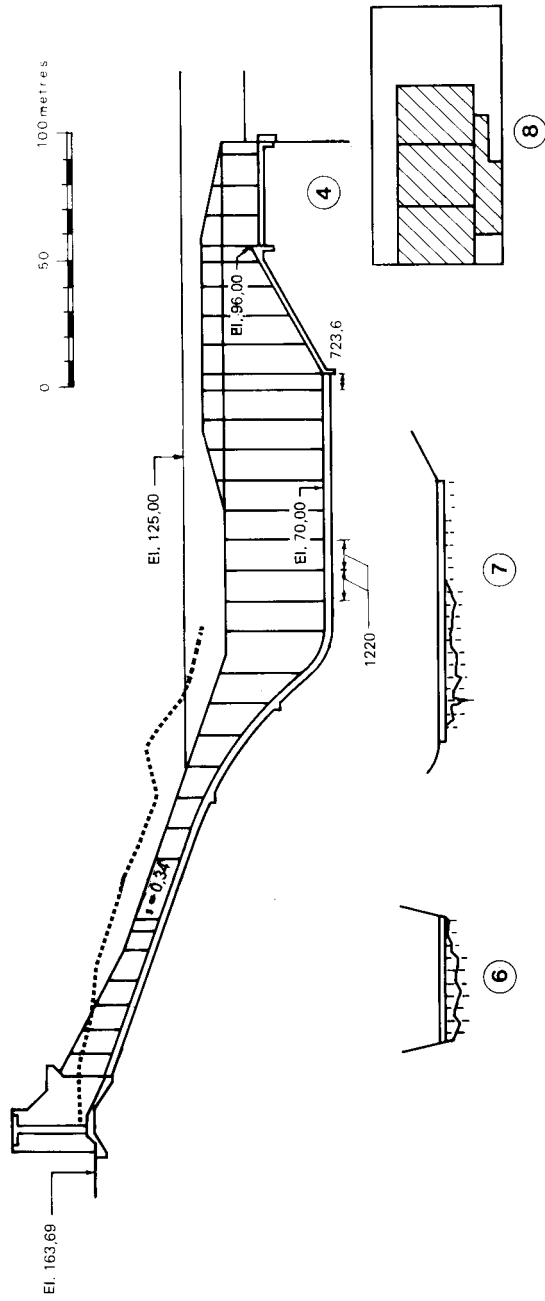
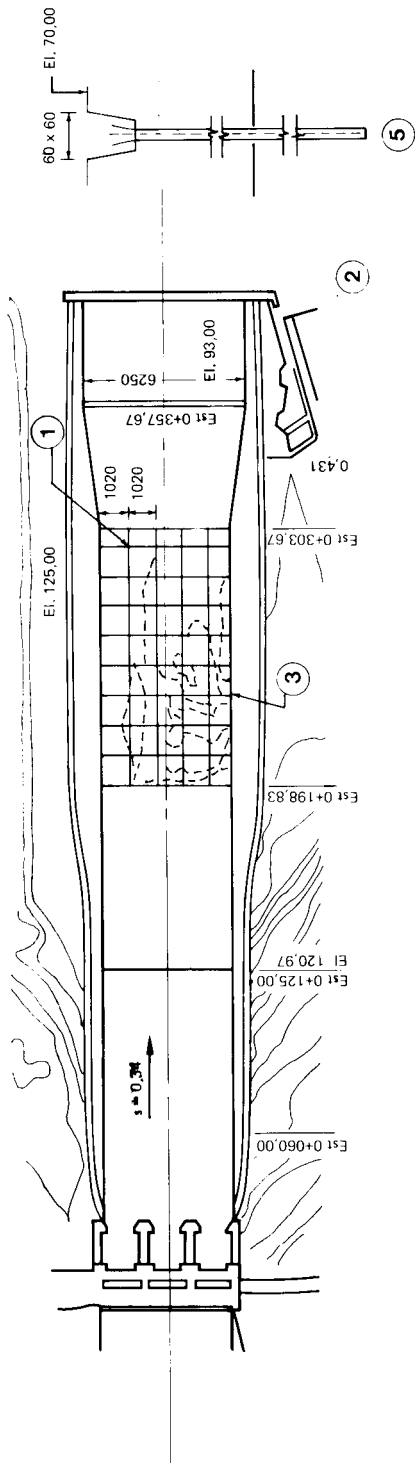


Fig. 8

Barrage de Malpasso (Mexique) : Vue en plan et profil longitudinal de l'évacuateur.

Malpasso dam (Mexico) : Plan view and longitudinal profile of spillway.

- | | |
|---|--|
| (1) Dalles originelles. | (1) <i>Original slabs.</i> |
| (2) Plan de l'évacuateur. | (2) <i>Spillway plan.</i> |
| (3) Dommages provoqués par l'érosion. | (3) <i>Erosion damages.</i> |
| (4) Section longitudinale de l'évacuateur. | (4) <i>Spillway longitudinal cross section.</i> |
| (5) Nouvelles barres d'ancrage. | (5) <i>New anchor bars.</i> |
| (6) Section transversale de l'évacuateur montrant les dommages provoqués par l'érosion. | (6) <i>Spillway transversal cross section showing erosion damages.</i> |
| (7) Section longitudinale montrant les dommages provoqués par l'érosion. | (7) <i>Spillway longitudinal section showing erosion damages.</i> |
| (8) Plan du bassin de dissipation montrant la zone reconstruite (hachurée). | (8) <i>Stilling basin plan showing reconstructed zone (shadowed).</i> |

Au passage d'une fluctuation négative sur un point donné du radier, une situation locale d'instabilité peut apparaître momentanément si une sous-pression permanente est présente sur l'interface radier-fondation, ou quelque autre interface dans l'épaisseur du radier (reprise de bétonnage) ou de la fondation, et si cette sous-pression devient supérieure au poids déjaugé du solide situé au-dessus, augmenté de la pression d'eau résiduelle sur le point considéré. L'effort global de soulèvement peut devenir dangereux si la sous-pression permanente règne sur de grandes surfaces et si des fluctuations négatives d'amplitude suffisante apparaissent simultanément sur des portions de radier suffisamment étendues. Les arrachements observés sur de nombreux bassins indiquent que la probabilité d'occurrence de cette conjonction défavorable est loin d'être négligeable.

Le développement d'une *sous-pression* quelque part sous le radier, et plus particulièrement sur l'interface radier-fondation, pendant l'utilisation du bassin, est plutôt la règle que l'exception. Cette sous-pression est en général celle imposée par le niveau dans le cours d'eau à l'aval du bassin et son application est facilitée, le cas échéant, par la présence d'un réseau de drainage, lui-même imposé par la proximité de la retenue amont ou la présence d'une nappe dans le versant qui domine le bassin. La profondeur d'eau aval nécessaire pour la formation et le maintien du ressaut à l'intérieur du bassin est parfois obtenue à l'aide d'un seuil de contrôle placé à la sortie du bassin. Dans ce cas une exhaure gravitaire du réseau de drainage peut être trouvée à une distance raisonnable. En règle générale la profondeur dépend surtout des conditions naturelles de l'écoulement aval de l'ouvrage; il s'ensuit que le plancher du bassin est placé très en-dessous du lit naturel, que le réseau de drainage n'a pas d'exhaure gravitaire et qu'il est mis en charge par le niveau aval sauf s'il est isolé. L'isolement du réseau implique l'installation de pompes; il constitue évidemment la meilleure assurance qui puisse se concevoir contre le soulèvement consécutif aux fluctuations négatives. Mais le pompage coûte cher et sa fiabilité n'est pas toujours certaine; il n'est adopté que dans le cas extrême d'ouvrages importants utilisés de façon continue (bassin du tunnel n° 3 de Tarbela, après la 3^e réparation), et pour des aménagements équipés d'une usine hydroélectrique voisine dont le personnel peut assurer l'entretien des groupes de pompage.

En l'absence de pompage ou drainage gravitaire, l'effort de soulèvement sous le radier, en un point et à un instant donnés, peut donc approcher la valeur correspondant à la charge aval. La distribution spatiale très inégale des fluctuations négatives à un instant donné sur un élément de radier non ponctuel fait que l'effort de soulèvement global maximal sous cet élément est notablement inférieur au produit de la pleine sous-pression par la surface de l'élément. Des expérimentations russes ont établi des relations qui donnent l'effort global de soulèvement sous une dalle rectangulaire du radier, en fonction de la hauteur de chute, du débit de l'évacuateur par mètre de largeur, de la longueur de la dalle et de sa position dans le bassin. Chaque dalle est supposée se comporter comme un monolithe indépendant. Les relations indiquent une atténuation considérable de la sous-pression moyenne effective avec la longueur de la dalle et l'éloignement de celle-ci vers l'aval par rapport au front du ressaut; leur stricte application équivaldrait dans bien des cas à concevoir les dalles du radier relativement minces, non ancrées dans leur fondation.

L'expérience enseigne qu'il convient de rester prudent. En premier lieu, la position du front du ressaut est imprécise et elle peut changer. En second lieu, des

When the pressure becomes negative at a point on the invert, one may have a short local instability if there is a steady uplift pressure at the concrete-rock contact or at any other interface within the thickness of the slab (horizontal construction joint) or foundation and this uplift is greater than the submerged weight of the overlying rock or concrete plus the water pressure at that time on that point. The total uplift force may become dangerous if there is a steady uplift pressure under large areas and negative fluctuation of sufficient amplitude appear simultaneously on sufficiently large areas of the invert. Damage to many stilling basins indicates that the probability of occurrence of this unfavorable combination is far from being negligible.

The build-up of *uplift pressure* somewhere under the invert, especially at the rock-concrete interface, while the basin is operating, is more the rule than the exception. The pressure is generally governed by the tailwater level behind the basin, and it may gain access through the drainage system, which is itself required because of the nearness of the reservoir or the water table in the bank overlooking the basin. If the required depth of water for the jump is at the end of the stilling basin by an end sill control, a gravity outfall from the drainage system may be found within a reasonable distance. But the depth of the stilling basin floor is more usually governed by natural flow conditions in the downstream watercourse and must be set well below river bed level, meaning that gravity drainage is not possible and also that tailwater pressure may enter through the drainage system, if it is not isolated. An independent drainage system with pumps to prevent the build-up of pressure is of course the best conceivable assurance against uplift from negative pressure fluctuations. But pumping is expensive and not always reliable; it is only used in the extreme case of large structures operating continuously (stilling basin to No. 3 tunnel at Tarbela after the third set of repairs) and at hydro power projects where station attendants are available for pump maintenance.

Without a pumped or gravity drainage system, the uplift force under the invert at any given point and time can be near the tailwater head. The very unequal spatial distribution of negative fluctuations at any time over an area of the invert means that the total maximum uplift force under this area is distinctly less than the uplift pressure multiplied by the area. Russian experiments have yielded equations giving the total uplift force under a rectangular floor slab as a function of the head, spillway discharge per metre width, slab length and slab position. Each slab is assumed to act independently. These equations reveal the considerable attenuation of effective mean uplift pressure with slab length and distance (in the downstream direction) from the standing wave front; if these equations were to be followed strictly, it would often mean using relatively thin floor slabs not tied into the foundation.

Experience however counsels prudence. Firstly, the position of the wave front is not accurately known, and may move. Secondly, instability conditions other than

situations d'instabilité, autres que celles résultant du déséquilibre de la sous-pression aval par les fluctuations négatives, peuvent s'établir. Leur probabilité est plus faible mais elles sont susceptibles de produire des efforts d'arrachement plus élevés. « L'injection » instantanée d'une fluctuation positive sous une portion significative du radier à la faveur d'un joint ou d'une fissure ouverte qui ferait communiquer le réseau de drainage noyé avec l'intérieur du bassin n'est pas inconcevable; non plus « l'injection » dans les mêmes conditions d'une surpression égale à $\frac{V^2}{2g}$ (vitesse au voisinage de la paroi) qui se développerait sur une saillie accidentelle face au courant, causée par la vibration d'une dalle ou l'épaufrure d'un joint. Il y a donc une incertitude sur la valeur la plus forte que peut atteindre l'effort d'arrachement. Assujettir le radier pour résister au plus sévère des deux cas de charge ci-après constitue, semble-t-il, une précaution minimale :

- a) bassin vide, pleine sous-pression aval appliquée sous la totalité de l'ouvrage;
- b) bassin supposé plein, pleine sous-pression égale à la valeur quadratique moyenne des fluctuations de pression macroturbulentes, soit $0,12 \frac{V^2}{2g}$ (V = vitesse à l'entrée dans le bassin) appliquée sous la totalité de l'ouvrage.

Si la fondation présente une cohésion suffisante, des ancrages passifs ou actifs apporteront une part essentielle de la résistance nécessaire; dans le cas contraire il faudra épaissir le radier et mobiliser si possible le poids des piédroits.

Pour contrecarrer le processus d'arrachement provoqué par les fluctuations de pression macroturbulentes, les *dispositions constructives* ci-après sont à recommander :

- a) munir tous les joints de contraction de lames d'étanchéité bien situées et bien enrobées;
- b) exclure tout exutoire de drain en piédroit à l'intérieur du bassin, même dans la zone « théoriquement » dénoyée juste à l'amont du front du ressaut (certains projeteurs nord-américains ont mentionné le comportement satisfaisant d'exutoires placés dans un seuil denté à l'origine du bassin);
- c) augmenter autant que faire se peut la surface des dalles élémentaires du radier;
- d) solidariser ces dalles par tenons, boîtes de cisaillement et armatures au travers des joints;
- e) minimiser le nombre des surfaces de reprise et les épingle;
- f) si un réseau de drainage est indispensable, le placer à une distance confortable (1 m à 1,5 m au moins) des parois mouillées pour retarder son contact accidentel avec l'écoulement macroturbulent en cas d'usure par abrasion ou cavitation.

Dans le même ordre d'idées, on observera que l'élimination de tout revêtement en béton (cf. évacuateur du barrage de Paloma au Chili qui, depuis, a été revêtu) sous le motif d'une qualité exceptionnelle du rocher dans lequel le bassin a été préexcavé serait aventureux. Tout rocher, si bon soit-il, est fissuré, si bien que le processus d'arrachement par sous-pressions momentanément déséquilibrées par les fluctuations dynamiques (effet de coin) serait particulièrement efficace et destructif en l'absence de revêtement protecteur.

those caused by negative pressure fluctuations and the downstream uplift pressure may arise. This is unlikely, but they are liable to produce higher upward forces on the slabs. It is not inconceivable that a positive pressure fluctuation could be transmitted momentarily under a significant portion of the invert through a geological joint or open crack between the water-filled drainage system and the inside of the basin; or that in the same way, an uplift pressure equal to $V^2/2g$ (the velocity near the wetted surface) building up on a fortuitous projection into the current (caused, say, by a vibration of a slab or a spalled joint) could penetrate into the structure. This leaves us with an uncertainty as to the highest magnitude of the force trying to lift the slab. The minimum precaution would seem to be to design the invert to withstand the more severe of the two situations :

a) full downstream uplift pressure applied over the whole area of the floor with the basin empty, or.

b) Full uplift pressure equal to the mean square of the macroturbulent pressure fluctuation ($0.12 V^2/2g$, with V being the inlet velocity) applied under the whole basin, with the basin full.

If there is enough cohesion in the foundation, plain or prestressed anchors can contribute a substantial part of the necessary strength; otherwise the invert must be made thicker and if possible held in place by the side walls.

Various *constructional arrangements* can be recommended to oppose uplift damage to the floor from these macroturbulent pressure fluctuations :

a) All contraction joints should be fitted with properly located and embedded seals.

b) There should be no drain openings in the training wall inside the basin even above the " theoretical " water line upstream of the standing wave. However, drain outlets in a dentated sill at the beginning of a stilling basin have proved to be satisfactory.

c) Keep the areas of the floor slabs as large as possible.

d) Connect slabs by means of dowels, shear keys and reinforcement across the joints.

e) Keep horizontal construction joints to a minimum, with dowels across them.

f) If drainage is really necessary, keep it well away (1 m to 1.5 m at least) from the wetted surfaces so that abrasion or cavitation wear will not make it accessible to the macroturbulent flow.

In the same connection, it must be remarked that leaving the basin unlined (as at the spillway at Paloma dam in Chile which is concrete lined by now) on the argument that the rock is of exceptionally good quality would be hazardous. However good a rock might be, it always contains cracks so that the process of destruction by uplift pressures momentarily unbalanced because of dynamic fluctuations (wedge effect) would be particularly effective and destructive in the absence of any protective lining.

Vibration

Dans le phénomène de dissipation d'énergie par macroturbulence, les composantes pulsatoires prépondérantes (celles de plus grande amplitude) ont des fréquences comprises entre 0 et 10 Hertz. Cette caractéristique fait que certains éléments du bassin d'amortissement, tels que les dalles du radier et les dents ou piles éventuellement portées par ce radier, risquent de vibrer en résonance [23] (cf. mesures faites sur les dalles des bassins des tunnels d'irrigation de Tarbela, avant la solidarisation et l'ancrage de ces dalles). Le déplacement vibratoire des dalles ouvre des contacts en profondeur et fait saillir les arêtes des joints, ce qui favorise les sous-pressions dynamiques et facilite les arrachements.

La prévention contre les vibrations implique, elle aussi, le choix de dalles massives, solidarisées par des armatures traversant les joints et par des tenons de boîtes de cisaillement. L'ancrage dans la fondation est à prescrire chaque fois qu'il est possible.

Enfin, ces fluctuations de pression peuvent induire des phénomènes de fatigue dans certaines structures (ancrages notamment) difficiles à évaluer.

Cavitation

La pression peut devenir momentanément inférieure à la pression atmosphérique en un point donné du ressaut du fait des fluctuations de pression macroturbulentes, avec comme conséquence l'apparition de *cavitation*. Le phénomène est cependant contrarié par l'intense aération de l'écoulement, consécutive aussi à la macroturbulence. Les dents et obstacles incorporés au bassin dans certaines configurations sont particulièrement exposés à l'érosion de cavitation. L'extrémité du coursier et la frange amont du radier sous la partie antérieure du ressaut sont des zones très sensibles car les vitesses élevées de l'écoulement torrentiel sont au contact du fond (sauf dans certaines configurations avec marche ou déflecteur au raccordement coursier-radier). Des érosions par cavitation sont donc fréquemment observées dans les bassins d'amortissement. Bien que moins brutales et spectaculaires que les arrachements de dalles par sous-pression, elles sont néanmoins la cause de réparations réitérées. Les éliminer paraît une gageure, étant donnée la nature de l'écoulement dans le ressaut. Les dents noyées, style Rehbock ou US Bureau of Reclamation (bassin Type III) sont particulièrement exposées sauf si les vitesses d'entrée sont inférieures à 15-18 m/s; on ne peut que retarder leur dégradation en les réalisant avec des bétons spéciaux ou en les protégeant par blindage [120, 121, 122].

Abrasion

Une dernière cause de dommages pour les bassins d'amortissement est l'*abrasion*. Avec les évacuateurs de surface le risque d'abrasion par des sédiments apportés par le flot déversé est inexistant ou différé jusqu'à l'époque lointaine où la sédimentation de la retenue atteindra le seuil de l'évacuateur. Les sédiments apportés sont dangereux dans la mesure où il s'agit d'éléments roulés sur le fond ou d'éléments en suspension contenant une fraction significative de particules dures de la taille d'un sable fin ou moyen (grains de quartz anguleux par exemple).

Il arrive que le bassin soit endommagé par une abrasion causée par des sédiments de fond (alluvions, déblais) provenant du lit à l'aval immédiat de l'ou-

Vibration

In the macroturbulence method of energy dissipation, the dominant pulsating components (those with the greatest amplitude) have frequencies between 0 and 10 Hertz. This means that some parts of the basin like the invert slabs and any deflectors or splitters it might carry are in danger of resonant vibration [23] (cf. measurements on slabs in the Tarbela irrigation tunnel basins before they were strengthened and anchored). Vibrational movement of the slabs opens interfaces in depth, and throws up the corners of the joints, encouraging dynamic uplift and the lifting of the slab.

Vibration prevention also requires massive slabs, connected together by reinforcing bars across the joints and/or shear boxes. They should always be pinned to the foundation where possible.

Lastly, these pressure fluctuations can produce fatigue in some structures (especially rock anchors) that is difficult to estimate.

Cavitation

Pressure may momentarily become subatmospheric in a part of the hydraulic jump because of these macroturbulent pressure fluctuations causing *cavitation*. This is however opposed by the very high degree of aeration of the flow, again caused by the macroturbulence. Deflector blocks and other obstacles in some basins are very exposed to cavitation erosion. The end of the chute and the upstream lip of the basin under the leading edge of the standing wave are particularly sensitive areas because the high velocity turbulent flow is in intimate contact with the bottom (except in some configurations with a step or bucket between the chute and basin). Cavitation erosion is therefore a frequent occurrence in these stilling basins. Although less sudden and spectacular than uplifted slabs, it is nevertheless the cause of repeated damage. It would hardly seem possible to eliminate this damage completely because of the nature of the flow in the basin. Submerged blocks of the Rehbock or US Bureau of Reclamation (basin Type III) type are particularly at risk for velocities exceeding 15-18 m/s; it is only possible to slow down the damage by using special concrete or steel linings [120, 121, 122].

Abrasion

The last cause of damage is *abrasion*. With surface spillways, the risk of abrasion from sediment carried by the flow is nonexistent or at worst will not occur for a long time, until the reservoir has silted up to sill level. Bed load and suspended sediment is dangerous inasmuch as it contains a significant proportion of hard particles the size of fine — to medium — grained sand (e.g., angular quartz grains).

Some basins are damaged by abrasion from bed load (alluvium, rubble) from the river channel just below the dam [34]. This will happen if the basin is too short

vrage [34]. C'est le cas d'un bassin trop court ou mal profilé, favorisant la formation de courants de retour sur le lit de la rivière non protégé à la sortie du bassin. Des sédiments abrasifs et des matériaux de chantier laissés sur le radier avant la mise en service, des pierres jetées par des visiteurs, peuvent ainsi rester piégés à l'intérieur du bassin et provoquer des usures considérables, plus particulièrement lorsqu'il y a un seuil de sortie prononcé. Une distribution dissymétrique accidentelle du courant torrentiel sur le coursier d'entrée est toujours une circonstance aggravante à l'égard de l'abrasion car elle concentre l'usure sur certaines portions des surfaces mouillées.

Pour se prémunir contre l'abrasion par sédiments piégés la configuration doit être telle que le bassin soit auto-nettoyant, c'est-à-dire que les sédiments présents antérieurement ou apportés occasionnellement de l'amont ou de l'aval soient rapidement expulsés. La satisfaction de cette condition se vérifie aisément sur modèle réduit [85]. Mais les dispositions élaborées sur modèle ne sont pas toujours entièrement transposables sur le prototype. Des pièges à cailloux ont été parfois placés à la sortie du bassin.

Si le courant déversé est chargé en permanence de sédiments abrasifs, l'usure du bassin est inévitable. L'expérience montre (barrage de San Men Xia sur le Fleuve Jaune) que l'usure de surfaces planes en béton ordinaire parallèles au courant est assez faible, même avec des teneurs élevées en sable abrasif (50 kg/m^3), tant que la vitesse V de ce courant est inférieure à 10 m/s . Au-dessus de cette valeur, la vitesse d'usure croît comme V^3 , c'est-à-dire très vite. Les vitesses supérieures à 10 m/s se rencontrent communément à l'entrée des bassins d'amortissement et persistent sur une certaine distance à l'intérieur. De plus, le caractère tourbillonnaire de l'écoulement dans le corps du ressaut est un facteur d'aggravation à l'égard de l'abrasion.

Les bétons et revêtements spéciaux mis au point jusqu'à ce jour retardent l'usure par abrasion sans jamais la supprimer. De toutes manières, leur utilisation pour un bassin d'amortissement serait dispendieuse en raison de l'étendue des surfaces à traiter, sauf évidemment pour de petits ouvrages.

Réparations

Les trois processus d'endommagement des bassins d'amortissement décrits précédemment par sous-pression, cavitation et abrasion peuvent se combiner, le développement de l'un étant susceptible de donner naissance à un autre. La conséquence est une accélération des dégradations. C'est pourquoi le bassin d'amortissement est un ouvrage particulièrement vulnérable.

Il convient donc d'ajouter au projet des dispositions qui permettent une réparation rapide si des dégâts sérieux sont détectés. La difficulté la plus commune est celle de la *mise hors d'eau du bassin*. Pour obtenir la contre-charge aval nécessaire pour maintenir le ressaut à l'intérieur de la structure, le radier est presque toujours calé très bas par rapport au niveau aval. Sauf en cas d'étiage absolu une bouchure est nécessaire pour isoler le bassin du cours d'eau. Cette bouchure sera rapidement mise en place si elle consiste en éléments de batardeau appuyés sur des piles et manipulés depuis une passerelle. Elle risque de coûter cher.

Si l'évacuateur est appelé à servir souvent et de façon prolongée, une bonne précaution consiste à compartimenter longitudinalement le coursier et le bassin pour faciliter une intervention locale en période d'utilisation.

or badly shaped, so that there are back-currents over the unprotected river bed at the basin outlet. Abrasive sediment and construction debris left on the basin invert before it is first filled or rocks thrown into the basin by visitors can be trapped inside the basin and cause considerable wear, especially where there is a sharp outlet sill. Stilling basin covers and fences may be necessary to prevent rocks from being thrown into the basin. Accidental asymmetric distribution of the turbulent flow on the inlet chute is always an aggravating circumstance for abrasion because it concentrates wear on certain areas of the wetted surfaces.

For protection against abrasion from trapped sediment, the basin must have a self-cleaning shape, so that sediment left in place or washed in from time to time from upstream or downstream is quickly expelled. This can be easily checked on a scale model [85]. In actual field application self-cleaning is hard to achieve. To prevent movement of the downstream bed into the basin, traps at the end of the basin may be required.

If the flow always carries abrasive sediment, wear is inevitable. Experience shows (San Men Xia dam on the Yellow River) that there is little wear on flat concrete surfaces parallel to the flow even with high abrasive sand loads (50 kg/m^3) provided the velocity V is less than 10 m/s . Beyond this, the rate of wear increases as V^3 , in other words very quickly. Velocities in excess of 10 m/s are commonly found at the inlets to stilling basins and persist for some distance inside. The turbulent flow within the jump also tends to aggravate abrasion.

Special concretes and linings developed to date slow down abrasion wear but never dispense with it completely. In any event, they would be far too costly for a stilling basin in view of the areas involved, except of course for smaller structures.

Repairs

The three processes by which stilling basins are damaged, ie, uplift, cavitation and abrasion, can combine, one being liable to cause the other. The net result is that damage speeds up. This is why the hydraulic jump basin is a very vulnerable structure.

Because of this, the design must include arrangements for quick repairs once serious damage is detected. The most common difficulty is one of *dewatering the basin*. The floor is almost always set well below tailwater level to obtain the counter-head necessary for containing the jump within a structure and unless the river runs completely dry, some sort of cofferdam is necessary. It can be inserted quickly if it consists of stoplogs bearing against piers and handled from a gantry. But it may well be very expensive.

If the spillway is expected to operate often for prolonged periods, a good precaution is to divide the chute and basin up lengthwise so that work can be carried out even when it is operating.

3.6.3. Sauts de ski et nappes déversantes - fosses d'affouillement problèmes d'érosion - tapis de réception - problèmes hydrodynamiques

Sauts de ski

La désignation « saut de ski » suggère des déflecteurs placés à l'extrémité d'un coursier. Ces déflecteurs imposent un changement brutal de direction au courant torrentiel à sa sortie de la structure en béton. De cette structure partent des jets qui décrivent une trajectoire à l'air libre et tombent dans une portion prédéterminée du lit. La dissipation d'énergie se fait essentiellement dans le volume d'eau qui entoure la surface d'impact. Le déflecteur terminal, appelé aussi *cuillère*, est placé à une certaine hauteur au-dessus du niveau aval. Cette hauteur, l'angle de tir à la sortie de la cuillère et la hauteur totale de chute sont les paramètres principaux de détermination de la trajectoire. Lorsqu'il y a plusieurs jets, il est parfois possible de les faire se percuter dans leur trajectoire aérienne, ce qui contribue à la dissipation d'énergie (voir ci-dessous Évacuateurs à jets croisés).

La lame déversante risque d'être perturbée par des oscillations gênantes si l'espace libre situé entre la face inférieure de cette lame et le plan d'eau aval est insuffisant (vibration possible du barrage).

Les barres qui se forment par dépôt du rocher érodé, à l'aval de la fosse d'amortissement, peuvent surélever le niveau aval et réduire ainsi l'espace libre derrière la nappe, ce qui peut entraîner les problèmes d'oscillations indésirables mentionnés ci-dessus.

Le premier souci du projeteur est en général d'accroître la distance entre l'impact et la cuillère, de façon à mieux protéger la fondation de celle-ci contre l'érosion régressive. Ce souci est évidemment difficile à satisfaire lorsque la chute est petite ($H < 50$ m). En ce qui concerne la position de l'impact par rapport aux versants et le façonnage des jets pour obtenir un résultat donné (déviation latérale, étalement, fractionnement, etc.) chaque site constitue un cas d'espèce qui ne peut guère s'étudier autrement que sur modèle réduit. C'est pourquoi il y a une grande diversité de cuillères réalisées : cuillères symétriques ou dissymétriques, cuillères formées de plans coupés ou de surfaces à courbure progressive, etc. Dans une situation déterminée, on peut d'ailleurs trouver un certain nombre de formes distinctes dont les performances hydrauliques ne sont pas significativement différentes.

Un cas particulier est celui des cuillères placées très bas à la sortie des galeries de dérivation réutilisées comme évacuateur. Dans certaines réalisations (Sidi Mohamed Ben Aouda* en Algérie) ces cuillères sont submergées pour les débits élevés et fonctionnent alors comme un bassin d'amortissement (Fig. 9).

Nappes déversantes en chute libre

La nappe déversante en chute libre non accompagnée ne se rencontre guère qu'avec les voûtes inclinées vers l'aval ou à parement aval proche de la verticale.

On cherche parfois à dissiper avant l'impact une partie de l'énergie du courant évacué. A cet effet des séparateurs et déflecteurs sont incorporés à la crête déversante ou placés quelques mètres en contrebas de celle-ci; les jets multiples obtenus par division de la nappe font impact entre eux ou sur des surfaces en béton avant d'être

* Récemment nommé Es Saada.

3.6.3. Ski jumps and nappes, scour holes, erosion, aprons, hydrodynamic problems

Ski jump (flip buckets)

The terms “ski jumps” and “flip buckets” suggest deflectors at the end of a chute. These deflectors impart a sudden change of direction on the shooting flow from a concrete structure. The jets are thrown up into the air and hit the river channel at a predetermined spot. Energy dissipation occurs chiefly in the water around the impact area. This terminal deflector, also known as a *bucket*, is set above tailwater level. Its height, lip angle and total head are the main parameters determining the trajectory of the jet. The jets themselves can also impact, aiding in the dissipation of energy (see below Intersecting-jet spillways).

The airspace between the nappe and the tailwater has been found to be an important factor. Should this airspace be too limited, the nappe can be drawn down, thus setting up troublesome oscillating flow conditions (possible dam vibration).

Sediment bars which form the eroded material from the scour holes can raise tailwater levels thus reducing the airspace to the nappe. This reduction may give rise to the undesirable flow oscillation problems mentioned above.

The designer's main concern is usually to have the impact zone as far as possible from the bucket to protect the foundation against retrogressive erosion. This is obviously a difficult task for low heads (less than 50 m). As regards the position of the impact zone relative to the valley banks and the shaping of the jets to skew them, spread them, break them up, etc., each site is a separate problem *sui generis* that can only be properly examined on a scale model. This is the reason behind the great diversity of flip buckets : they may be symmetrical or asymmetrical, they may be shaped as facets or progressively curved surfaces, etc. One can see various shapes for the same general situation whose hydraulic performance is not significantly different.

One special case concerns buckets set very low at the downstream portals of diversion tunnels subsequently converted to act as spillways. In some projects (Sidi Mohamed Ben Aouda* in Algeria), these buckets are submerged at high flows and should then more strictly be termed roller buckets, as they produce a type of hydraulic jump (Fig. 9).

Free-falling nappe

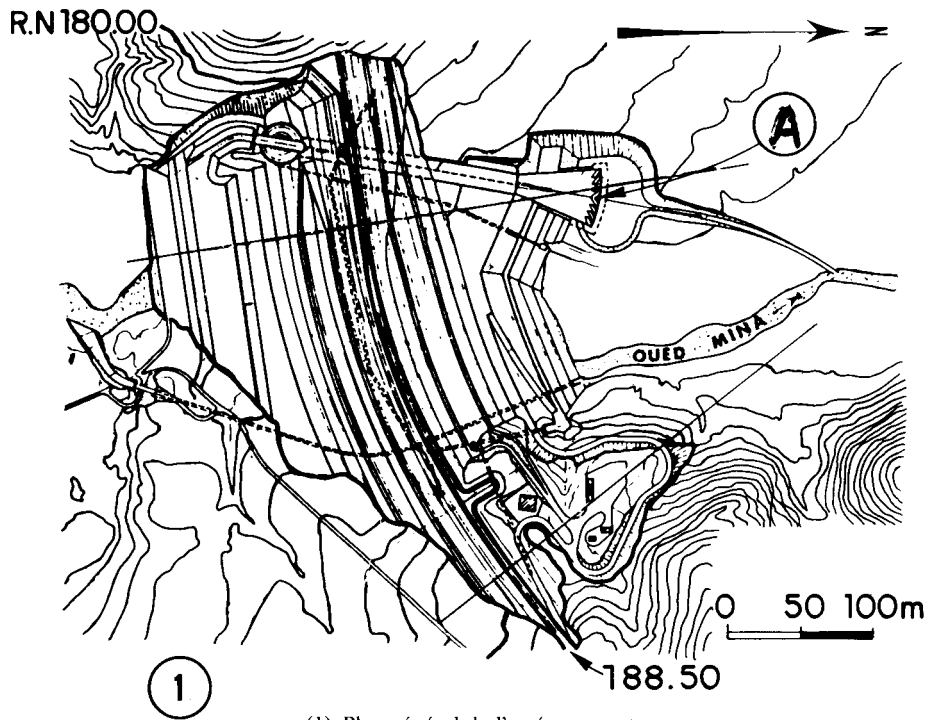
The free-falling nappe, without chute, is really found only on arch dams whose downstream face is overhanging or near vertical.

Some of the energy can be dissipated before the nappe reaches the river. Splitters and deflectors can be placed on or a few metres below the sill so that the nappe is divided into smaller jets which impact the adjacent jets or against deflectors before shooting. This increases the friction area between air and water along the

* Recently named Es Saada.

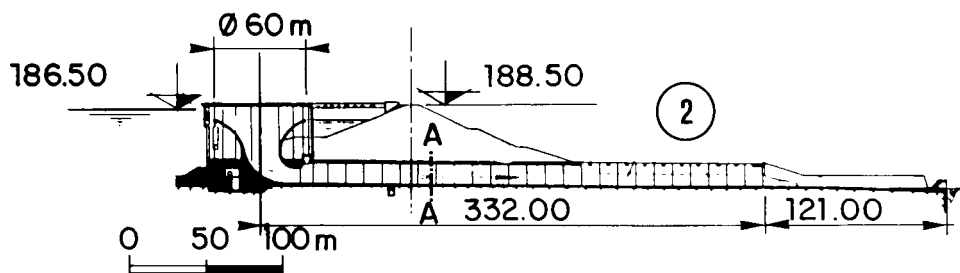
Fig. 9

Évacuateur du barrage de Sidi Mohamed Ben Aouda
(appelé récemment Es Saada) (Algérie).
*Spillway of Sidi Mohamed Ben Aouda dam
(recently named Es Saada) (Algeria).*

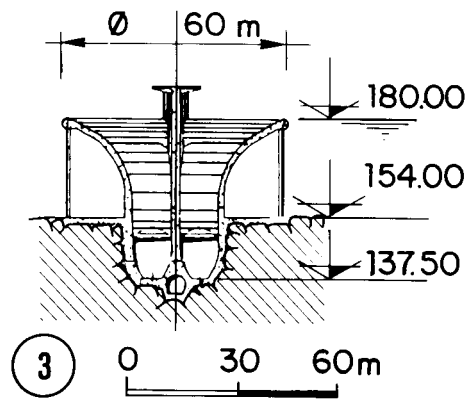


(1) Plan général de l'aménagement.
General plan view of project.

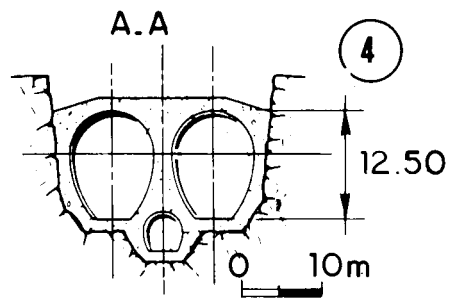
(A) Dents déflectrices aval.
Low level downstream deflectors.



(2) Profil longitudinal de l'évacuateur.
Spillway longitudinal profile.



(3) Section transversale de la tour d'entonnement.
Cross section of entrance tower.



(4) Section transversale des galeries sous remblai.
Cross section of galleries underneath the embankment.

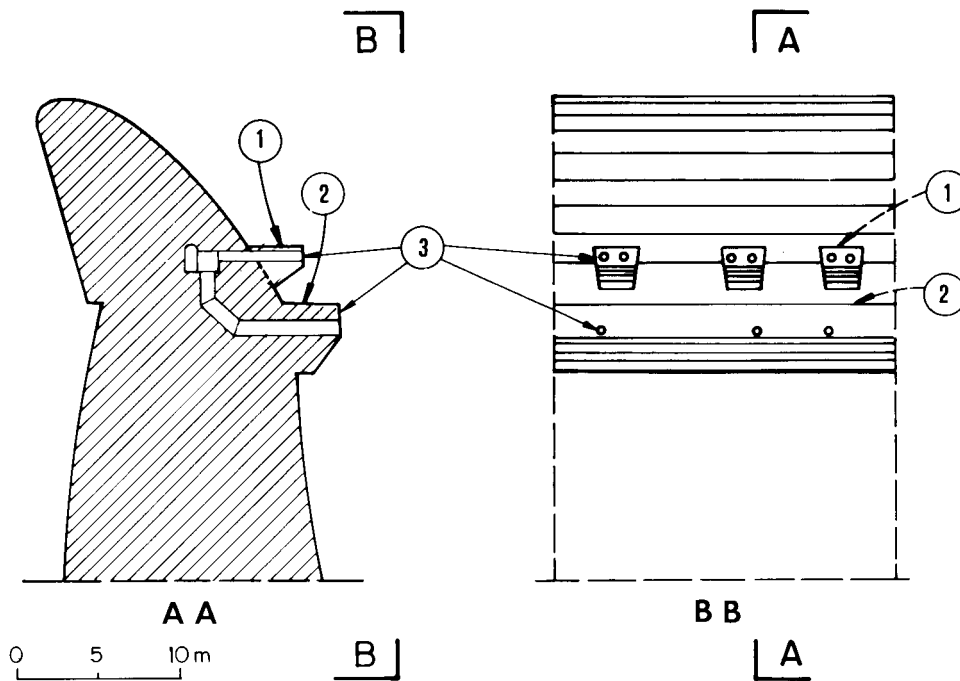


Fig. 10

Barrages Hendrik Verwoerd et P. K. Le Roux (Afrique du Sud) :
Dents séparatrices des évacuateurs de surface.

*Hendrik Verwoerd and P. K. Le Roux dams (South Africa) :
Splitters of surface spillways.*

A-A Coupe verticale.

A-A Vertical section.

B-B Élévation aval.

B-B Downstream elevation.

(1) Dent séparatrice.

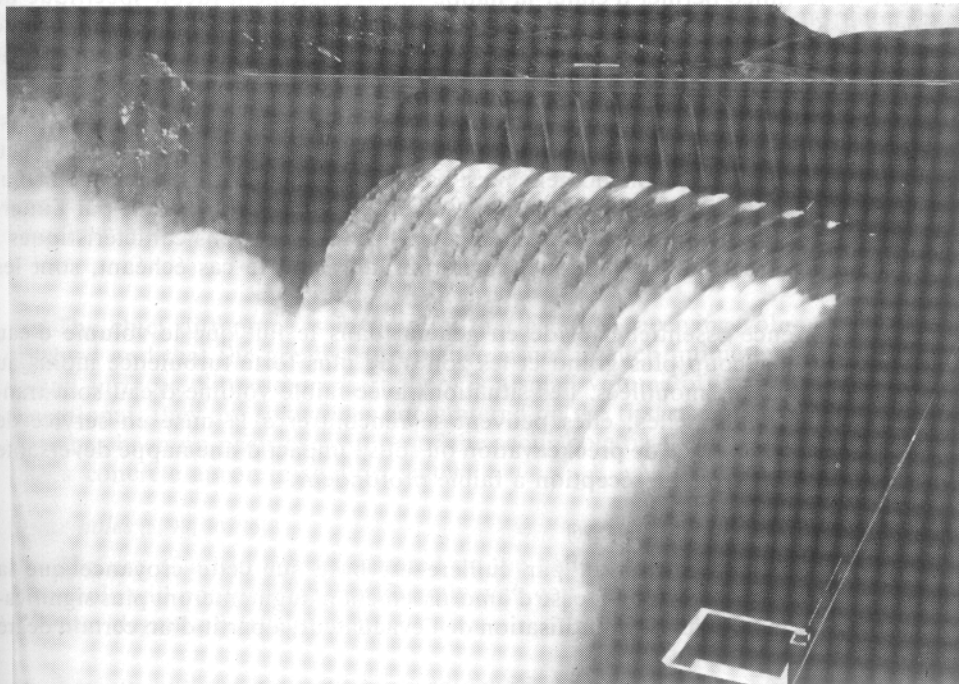
(1) Splitter.

(2) Plate-forme déflectrice.

(2) Deflecting platform.

(3) Tuyaux d'aération.

(3) Aeration vent.



Barrage P. K. Le Roux (Afrique du Sud). Déversoir libre avec dents d'aération (splitters).
P. K. Le Roux dam (South Africa). Uncontrolled spillway with splitters.

projetés. La surface de frottement entre l'eau et l'air ambiant le long de la trajectoire est ainsi augmentée. La réduction de la portée donne une mesure de l'efficacité du frottement. La dissipation n'est significative que si la fragmentation produit un émulsionnement prononcé de l'écoulement; cela ne se produit guère en pratique qu'avec les lames minces (moins de 5 à 6 m sur le seuil d'entonnement), c'est-à-dire pour les petites crues de fréquence élevée.

Les dents séparatrices (splitters) et trempins incorporés aux seuils pour nappes déversantes sur barrages voûtes par D. F. Roberts en Afrique du Sud [49, 123] (P. K. Le Roux, Hendrik Verwoerd [13] sur le fleuve Orange) répondent à ce souci (Fig. 10). Une dissipation appréciable après aération intense est obtenue lorsque la largeur de la vallée permet d'étaler la nappe transversalement (débit spécifique de projet à P. K. Leroux et Hendrik Verwoerd : 60 m³/s/m environ; épaisseur théorique de la lame à la cote du trempin : 4 m). Des clapets placés en positions décalées sur un seuil déversant (hausses Aubert) [11] conduisent à un résultat analogue.

Cependant, dans la plupart des cas, la majeure partie de l'énergie cinétique est encore présente au point d'impact et se dissipe brutalement dans le volume d'eau qui entoure ce dernier. Le phénomène n'est pas fondamentalement différent de celui qui se développe dans un bassin d'amortissement; la dissipation se fait par l'intermédiaire du frottement de macroturbulence et les manifestations caractéristiques : fluctuations de pression dynamique, cavitation, abrasion le cas échéant, sont les mêmes.

La différence essentielle réside en général dans le fait que le volume d'eau intéressé est beaucoup plus grand et les zones de plus forte turbulence moins au contact des surfaces mouillées. Les situations avec faible volume d'eau sont transitoires ou exceptionnelles; elles peuvent se rencontrer à la mise en service de l'évacuateur en l'absence de préexcavation ou sous l'impact d'une nappe déversante en présence d'un tapis de réception à faible profondeur.

Fosse d'amortissement [5, 93, 94, 96]

Le choix d'une restitution par cuillère est basé sur cette croyance que la profondeur et l'extension de la fosse d'amortissement n'augmenteront plus significativement avec la poursuite de l'utilisation de l'évacuateur, à partir d'un certain degré de développement de la fosse.

Des relations ont été proposées par divers auteurs qui donnent *la profondeur maximale sous le niveau aval*, d en m, *de la fosse d'érosion* produite par le déversement d'une lame qui tombe en chute libre depuis un seuil de contrôle sur un matériau isotrope. Les paramètres les plus représentatifs sont le débit unitaire, q en m³/s/m, et la hauteur de chute totale, h en m, entre la retenue et le plan d'eau dans la fosse. La formule la plus connue est celle de *Véronèse* qui donne la moyenne de mesures faites sur modèle réduit :

$$d = 1,9 h^{0,225} q^{0,54}$$

Signalons également la formule de *Martins* qui exprimerait l'enveloppe à la fois d'observations sur modèles réduits et sur 18 ouvrages en service* :

$$d = 2,3 h^{0,10} q^{0,6}$$

* Dans la relation de Martins [94], h est la dénivelée entre la retenue et :

- le plan d'eau de la fosse d'érosion s'il s'agit d'une lame en chute libre depuis le seuil de contrôle;
- la lèvre terminale de la cuillère déflectrice s'il s'agit d'un évacuateur avec coursier. Martins observe que dans tous les cas recensés, cette lèvre est située quelques mètres seulement au-dessus du plan d'eau aval.

trajectory. The reduction in the throw is a measure of the effectiveness of this friction effect. Dissipation will only be significant if fragmentation produces a marked emulsifying effect; in practice this is only really feasible with thin nappes (less than 5-6 m head on sill), ie, for small flows of higher frequency.

The splitters designed by D. F. Roberts in South Africa and flip buckets built into the overspill sills of arch dams in that country [49, 123] (P. K. Le Roux, Hendrik Verwoerd [13] on the Orange River) meet the above requirement (Fig. 10). Appreciable dissipation is obtained in the intensely aerated flow when the valley is wide enough for the nappe to be spread sideways (specific discharge at P. K. Le Roux and Hendrik Verwoerd $60 \text{ m}^3/\text{s.m}$ approx., theoretical nappe thickness at splitter level 4 m). Professor Aubert's system of staggered bottom-hinged gates produces a similar effect [11].

In most cases however most of the kinetic energy is still available at the point of impact, and is suddenly dissipated in the surrounding water. There is no fundamental difference with conditions in a hydraulic jump; energy is dissipated by macroturbulent friction and the characteristic concomitant effects (dynamic pressure fluctuations, cavitation, abrasion) are the same.

The chief difference is in the fact that a larger receiving volume of water is involved and that the greatest turbulence is not in such intimate contact with the wetted surfaces. Situations where there is a small volume of water are transient or exceptional; they are sometimes encountered on the first use of the spillway where there has been no prior excavation of the scour hole or at the impact of the nappe with a concrete apron in shallow water.

Scour holes [5, 93, 94, 96]

The use of a flip bucket is based on the belief that the depth and area of the scour hole will not increase significantly with continued use of the spillway beyond a certain degree of development.

Various authors have put forward equations to give *the maximum depth of the scour hole* d in metres *below tailwater level* in an isotropic granular material, produced by a free-falling nappe from a control sill. The most significant parameters are the unit discharge q in $\text{m}^3/\text{s.m}$ and the total head h in metres from the reservoir level to the water level in the scour hole. The best known of these equations is from *Véronèse* which yields the average value found from scale-model tests :

$$d = 1.9 h^{0.225} q^{0.54}$$

The *Martins* equation claims to give the envelope values of observations from scale models and 18 full-scale dams* :

$$d = 2.3 h^{0.10} q^{0.6}$$

* In the Martins equation [94], h is the difference in height between the reservoir level and (i) the water level in the scour hole for a free-falling nappe from the control sill or (ii) the lip of the flip bucket for a spillway with chute. Martins states that in all cases examined this lip is only a few metres above tailwater level.

D'autres relations sont citées dans un rapport de Robert L. George [49]. Toutes sont indépendantes de la nature du matériau dans lequel la fosse est creusée, car l'hypothèse est faite que la profondeur finale est indépendante de ce paramètre, la cohésion et la dureté plus ou moins grandes de ce matériau ayant pour seul effet d'accroître ou diminuer la durée de fonctionnement nécessaire pour atteindre la profondeur d'équilibre. Leur valeur pour la fixation d'un ordre de grandeur est généralement reconnue par les projeteurs, même dans le cas de cuillères de lancement à l'extrémité d'un coursier de longueur appréciable, en dépit de l'incidence et de la répartition transversale du débit, différentes de celles figurées sur le modèle, qui sont des paramètres importants non pris en compte. Toutefois, ces formules ne donnent pas d'information directe sur le profil de la fosse et, partant, sur les érosions régressive et latérales (courants de retour) et leurs conséquences pratiques.

Dans le meilleur des cas, on peut espérer que le plein développement de la fosse d'amortissement sera atteint sans compromettre sérieusement la stabilité d'ouvrages importants, bien que l'érosion du lit et des berges reste incontrôlée. Cette situation favorable se rencontre rarement; elle implique l'existence d'une vallée large entre des versants doux de faible hauteur (site « ouvert »). Plus couramment, la vallée est trop étroite et les versants sont trop raides et trop hauts (sites « dominés ») pour que la profondeur maximale donnée par les relations ci-dessus ne fasse pas redouter une extension dangereuse.

Évacuateurs à jets croisés

Il est possible de tirer parti de l'impact des jets tombant par exemple d'un déversoir de surface et d'un évacuateur de demi-fond pour dissiper une partie de l'énergie et réduire la fosse d'érosion qui serait obtenue à partir d'un seul déversoir pour un débit total constant.

Plus exactement, si l'on ajoute à un évacuateur de demi-fond de débit Q_1 , un déversoir de surface de débit $0,5 Q_1$ environ croisant les jets inférieurs, la profondeur de la fosse obtenue avec les deux ouvrages combinés de débit total $1,5 Q_1$ n'est pas augmentée et même sensiblement diminuée par rapport à celle provoquée par le seul évacuateur de demi-fond pour le débit Q_1 , d'après les essais de Lencastre réalisés pour le barrage de Alto Lindoso au Portugal [80, 81].

Il reste toutefois à étudier systématiquement sur modèle hydraulique l'influence tridimensionnelle des différents paramètres (charges, distance verticale entre les deux évacuateurs, largeur et nombre des jets, rapport des débits des jets croisés, etc.).

Il faut cependant noter que les jets croisés risquent d'augmenter sensiblement les problèmes posés par la formation et la retombée des embruns (sur les berges, les lignes électriques, le poste, les routes d'accès, etc.).

Essais sur modèle réduit

Lorsque l'enjeu le justifie, le recours à des *essais spécifiques sur modèle réduit* s'impose, même dans le cas des sites ouverts. Ces essais ont pour objet, soit de fournir une meilleure approximation des formes et dimensions de la fosse librement développée, soit de déterminer les protections nécessaires pour limiter ce développement. La grande difficulté réside dans la *représentation des matériaux qui seront érodés*, tout particulièrement dans celle des matériaux cohérents (rochers hétérogènes à des degrés divers d'altération et de dureté, toujours affectés plus ou moins par

Other equations are given by Robert L. George [49]. They are all independent of the type of material in which the scour hole forms because they incorporate the assumption that the final depth is independent of this parameter, cohesion and hardness only affecting the time required for a stable depth to be reached. The value of these equations for an order-of-magnitude estimate is recognized by designers, even in the case of flip buckets at the end of long chutes, despite the fact that the angle of impact which the jet enters the plunge pool and transverse distribution of the jet will be different and are important parameters not taken into account. These equations give no direct information on the profile of the scour hole or, of course, on any retrogressive or sideways erosion (back-current) or the practical consequences thereof.

At best, one can hope that the final upstream development of the scour hole will be reached without any serious danger to the stability of major structures, even though downstream erosion of the river channel and banks remains uncontrolled. Such a favorable situation is rare, it requires a wide valley between low, gently sloping banks. The valley is usually too narrow and the banks too steep and high for the maximum depth given by these equations to be developed without also inducing an alarming horizontal extension.

Intersecting-jet spillways

The intersection of jets from an overspill section and a mid-height spillway can be put to good effect to dissipate part of the energy and reduce the extent of the scour hole which would be created by a single spillway discharging at the same total rate.

Thus, as shown by Lencastre tests for Alto Lindoso dam in Portugal, if a mid-height spillway discharging Q_1 is placed below a surface spillway discharging $0.5 Q_1$ so that their jets collide, the hole which results from the total discharge ($1.5 Q_1$) need be no larger, and can even be slightly smaller, than that which would be scoured by the discharge (Q_1) of the mid-height spillway alone [80, 81].

However, systematic hydraulic model tests have yet to be done to appreciate the full affect of the different parameters (heads, vertical distance between spillway outlets, width and number of jets, discharge ratio of intersecting jets, etc.).

A drawback of this arrangement is that it can considerably increase the risks associated with sprays and mists (consequences on banks, transmission lines, switchyard, access roads, etc.).

Models

Phenomenological models are necessary in important cases, even with wide-valley sites, to give a better approximation of the shape and size of a freely developing scour hole or to determine the protection required to inhibit development. The greatest difficulty resides in proper *representation of the erodable materials*, especially cohesive materials (non-homogeneous rock of varying weathering and hardness, which always contains at least some joints) and some means of verification of the model, e.g., by reproducing a known past even true to scale, would be needed.

des discontinuités). Exceptionnellement, la reproduction sur le modèle d'un processus d'érosion grandeur nature réellement observé permet de vérifier la validité de la représentation.

Dans le cas des sites « ouverts », la modélisation complète du lit et des versants avec un sable ou gravier de finesse appropriée permet d'établir les dimensions et la forme de la fosse finale enveloppe. Toutefois des effets d'échelle sont à craindre à cause de la variation de l'angle de talus naturel avec le diamètre des particules du matériau granulaire. La profondeur maximale s'observe sous l'impact des jets; sauf exception elle n'est pas en soi cause de préoccupation. Avec une cuillère de géométrie appropriée et de portée suffisante, l'érosion régressive à l'amont de l'impact est modérée; peu ou pas de protections (murs parafouilles, tapis de gros blocs) sont nécessaires pour assurer la stabilité de la cuillère (notamment pour les petits débits tant que le jet ne saute pas).

Par contre, les courants de retour sont fréquemment la cause d'une extension latérale excessive de la fosse enveloppe. Ces courants évoluent avec l'agrandissement de la fosse, et quelquefois en s'intensifiant. Parafouilles, couvertures de blocs naturels ou artificiels, épis de béton ou de blocs, combinaisons diverses de ces ouvrages permettent de stopper cette extension. Des indications utiles concernant le projet de ces protections (profondeur des parafouilles, poids des blocs, pente des talus des revêtements, etc.) sont tirées des essais.

Les prédictions concernant le *développement des fosses d'amortissement dans les vallées étroites* sont autrement hasardeuses. Le subterfuge de la fosse enveloppe déterminée à l'aide d'un modèle à fond mobile n'est plus applicable, car le profil d'équilibre serait atteint après l'enlèvement d'une quantité considérable de matériaux, enlèvement susceptible de mettre en cause l'existence d'ouvrages importants et de produire des barres gênantes dans le lit à l'aval. Les situations caractérisées par un rocher de qualité exceptionnelle dont l'usure et la dégradation seraient insignifiants malgré une agression prolongée par les pressions dynamiques, la cavitation et l'abrasion, sont aussi rares que les grandes cascades naturelles dont l'évolution paraît figée à l'échelle humaine de durée. Cela n'a pas empêché les projeteurs d'un nombre de plus en plus élevé d'évacuateurs en site étroit d'omettre délibérément toute protection de la zone de restitution. L'explication sous-jacente est la faible probabilité d'utilisation avec débit élevé pendant longtemps; on sait qu'une telle utilisation aurait pour conséquence inéluctable des érosions du lit et des versants mais on préfère attendre et voir, en se disant que la progression des érosions sera assez lente pour permettre la mise en place d'une protection avant l'apparition d'une situation critique. Il s'agit donc de l'acceptation délibérée d'un risque dit « calculé ».

Lorsque l'évacuateur est appelé à déverser chaque année des débits importants dans un site étroit non protégé, des érosions considérables sont inévitables. Un exemple frappant est celui de l'évacuateur principal du barrage de Tarbela [19, 87, 88] sur lequel passent chaque année pendant plusieurs semaines des débits qui approchent 8 000 m³/s (capacité maximale : 14 000 m³/s; chute 130 m) (Fig. 11). La cuillère terminale du coursier lance l'eau dans un thalweg étroit, lequel s'ouvre dans la vallée d'un ruisseau affluent de l'Indus. Le thalweg et la vallée sont creusés dans du rocher de nature variable, de géologie complexe, localement assez dur mais fortement divisé. Aucune protection n'avait été réalisée, à l'exception d'un parafouille sous la cuillère s'étendant latéralement de part et d'autre de celle-ci. Des

The use of sand or gravel of appropriate fineness for a complete model of the river channel and valley flanks at a *wide-valley site* will yield the maximum final size and shape of the scour hole. As the angle of response varies with particle size, scale effects are important in this type of investigation. Maximum depth occurs at the point of impact of the jets; this is not usually a cause for worry in itself. With a bucket of appropriate geometry and throw, retrogressive erosion back from the impact point will be moderate; little or no protection (cut-offs, large blocks) will be necessary to protect the bucket (especially for small flows when the jet does not jump).

Back-currents however are frequently the cause of excessive sideways extension of a fully developed scour hole. The pattern of currents change and may intensify as the hole grows. Cut-offs, boulders, concrete blocks, concrete or rock spurs, and various combinations thereof, can stop such growth. Useful design information on such protection (depth of cut-off, weight of blocks, lining batter, etc.) can be drawn from such tests.

Predictions on the *development of the scour hole in narrow-valley sites* are much more hazardous. The ploy of determining final scour hole size with a mobile bed model ceases to apply, because the equilibrium profile would be reached after removal of a considerable quantity of material, liable to completely undermine large structures and produce serious blockages in the river downstream. Conditions where there is rock of exceptionally good quality that would be hardly affected by wear or damage despite prolonged attack by dynamic pressures, cavitation and abrasion are as rare as the large natural waterfalls whose development appears to be arrested on the human time scale. This has not prevented designers of an increasingly large number of spillways in narrow-valley sites from deliberately omitting any protection in the impact zone. The implied explanation is the low probability of any extended, heavy discharge whose inevitable consequence would be erosion of the channel and banks; they prefer to wait and see, on the argument that erosion will be slow enough for suitable protection to be provided before the situation becomes critical. This is a deliberate, "calculated" risk.

If the spillway is required to discharge high flows every year at an unprotected narrow-valley site, substantial erosion will be inevitable. A striking example is the main spillway at Tarbela dam [19, 87, 88] which operates for several weeks every year at nearly 8 000 m³/s (design capacity 14 000 m³/s, head 130 m) (Fig. 11). The flip bucket throws the water into a narrow valley opening into the valley of a small tributary stream to the Indus. In both valleys, the geology is complex with highly variable rock, locally quite hard but quite finely divided. No protection was provided except for a cut-off extending sideways under the bucket. There has been considerable erosion representing several million cubic metres in a few seasons since first operation (1974), seriously endangering the bucket. Massive rollcrete protection

érosions considérables atteignant un volume de plusieurs millions de m³ en quelques saisons se sont développées depuis la mise en service (1974), compromettant sérieusement la stabilité de la cuillère. Des protections massives en béton compacté (rollcrete) [68], complétées par une carapace en béton armé ancrée ont été mises en place depuis lors; leur volume total est de l'ordre de 700 000 m³.

La détermination des *protections* qui paraissent nécessaires dès le début de l'exploitation ou qui le deviennent par la suite est malaisée. Le projeteur ne dispose même pas de l'outil imparfait que constitue le modèle à fond mobile puisque la fosse d'amortissement admissible est généralement loin d'atteindre la dimension de la fosse d'équilibre en matériau meuble. Les laboratoires proposent des modèles réalisés en tout ou partie avec des matériaux de faible cohésion (sable et chaux, sable et argile, sable-craie et ciment) censés représenter le rocher et par conséquent donner des indications sur l'extension de l'érosion au terme d'un temps donné de fonctionnement. La modélisation fidèle de rochers de différentes duretés, et plus particulièrement celle des discontinuités est malheureusement loin d'être maîtrisée. Dans ces rochers, le rôle prépondérant des discontinuités (joints, diaclases, fractures, failles) dans le processus d'érosion, à cause de leur sensibilité aux fluctuations de pression dynamique, fait que les résultats fournis par un modèle cohésif doivent être considérés avec réserve, à moins que l'on ait pu étalonner le modèle lors des premiers déversements du prototype pour prévoir le développement ultime de la fosse (Kariba).

Le jugement joue donc un rôle important dans le projet des protections en site étroit. L'idée directrice est que la dissipation d'énergie doit se faire dans un volume d'eau au moins égal à 1,5 fois celui du bassin à ressaut qui serait nécessaire pour le même débit et la même chute, un volume largement supérieur étant bien entendu à rechercher. L'obtention de ce volume peut conduire à une excavation préalable du lit et des versants, préférable à une excavation incontrôlée par le flot déversant. Il est souhaitable cependant que la surlargeur de la fosse d'amortissement par rapport à la nappe ou aux jets ne soit pas excessive, afin de contrarier la formation de courants de retour. Le modèle à parois fixes donne l'information nécessaire à cet égard.

Les *protections destinées à stabiliser la fosse d'amortissement* consistent en revêtements en béton armé, tapis de blocs naturels ou artificiels ou combinaison des deux. Les revêtements en béton armé résistent beaucoup mieux que le rocher à la dégradation causée par les fluctuations de pression dynamique à cause de leur plus grande homogénéité. Mais, dans la pratique, ils ne sont guère utilisés que pour protéger les terrains sur lesquels il est facile de les fonder ou de les appuyer, c'est-à-dire les rochers de qualité médiocre à très bonne, sinon leur épaisseur deviendrait prohibitive.

Les tapis de blocs ne conviennent que pour les surfaces horizontales ou faiblement pentées où le risque de sous-cavation est moins élevé, ce qui réduit considérablement leur domaine d'application.

La protection concerne le fond ou les parois, ou les deux. Le cas typique de protection du fond est celui des tapis de réception pour nappes déversantes, généralement au pied aval de barrages voûtes. Or les exemples sont nombreux de tapis ruinés ou fortement endommagés dès les premières utilisations. Il y a donc lieu de s'interroger sur la nature et l'ampleur des sollicitations auxquelles ces tapis sont soumis.

plus a tied-back reinforced-concrete lining [68] have been found necessary, a total volume of the order of 700 000 m³.

It is not easy to determine the *protection* necessary at the start of operation or becoming necessary later. The designer does not even have the imperfect tool of the mobile bed model, because the largest scour hole that can be accepted is usually far less than the size of the final hole in loose material. Laboratories offer models built wholly or partly with materials of low cohesion (sand and lime, sand and clay, sand/chalk and cement) claimed to represent rock and thus give information on the extension of erosion after a given time of operation. But the proper modelling of rocks of different hardnesses, and more importantly, of discontinuities, is unfortunately far from being a science. The preponderant role of discontinuities in such rocks (joints, fractures, faults) in the erosion process, because of their sensitivity to fluctuating dynamic pressures, means that the results from a model material must be approached with caution, unless it has been possible to calibrate the model after the first spilling has taken place, to predict ultimate development, as was the case at Kariba.

Engineering judgement therefore plays a major part in designing protection in narrow-valley sites. The guiding idea is that the energy must be dissipated in a volume of water half as large again as the volume that would be required in a hydraulic jump for the same flowrate and head, and preferably larger. Finding this volume may mean excavating into the river channel and banks, as being preferable to uncontrolled scour by flow. It is however desirable that the scour hole should not be much wider than the nappe or jets, otherwise back-currents may form. A model with fixed sides will give valuable information on this point.

Means of stabilizing scour hole growth are reinforced-concrete linings and/or layers of large rocks or artificial blocks such as dolosse. Concrete linings are much more resistant than rock to damage from fluctuating dynamic pressures because of their greater uniformity. But in practice, they are nearly always confined to protecting areas where they have a good foundation and backing such as rock of moderate to very good quality, otherwise they have to be prohibitively thick.

Blocks are only suitable for horizontal or gently slopping surfaces where they would not be undercut, which greatly limits their field of application.

Protection may be required for the bottom and/or sides. Typical of bottom protection is the concrete apron, usually below arch dams. But there are many examples of such aprons being destroyed or seriously damaged right from the start, and one must look at the types and magnitudes of forces to which the apron is exposed.

La surpression permanente à l'aplomb de l'impact peut atteindre une valeur égale à la hauteur de chute en l'absence de coussin d'eau amortisseur (Fig. 12). Elle décroît très rapidement quand on s'éloigne de la zone d'impact de sorte qu'un effort de poinçonnement concentré est appliqué sur le tapis de protection. Plusieurs auteurs, Cola, Lencastre, Häusler, George [30, 56, 58, 79, 49], ont tenté d'établir sur sur modèle réduit des relations entre la surpression permanente, la hauteur de chute, le débit unitaire dans le sens transversal, l'incidence du jet sur le tapis, la distance au point d'impact et l'épaisseur du coussin d'eau. Quelques mesures sur prototype ont été publiées. Les résultats présentent une assez forte dispersion; ils mettent cependant en évidence l'influence prépondérante de l'épaisseur du coussin amortisseur présent sur le tapis. Cette épaisseur doit être considérable pour que la surpression n'atteigne pas le fond (45 m selon Häusler dans le cas d'un débit unitaire de 100 m³/s/m tombant de 100 m).

La surpression permanente, si élevée soit-elle, ne pose pas *a priori* de problème structurel insurmontable; le tapis est en général posé sur le rocher et si des effets de poutre sont à craindre du fait d'un tassement local de la fondation il suffit d'ajuster en conséquence l'épaisseur de béton et la quantité d'armatures.

En dehors du cas particulier d'un courant chargé de sédiments abrasifs, la sollicitation la plus dangereuse provient des sous-pressions. Celles-ci peuvent s'établir lorsqu'une fissure du rocher, ou l'interface béton/rocher communique avec la zone d'impact. La surpression permanente se propage latéralement sans diminuer dans la région où elle n'est plus équilibrée par une surpression égale sur le fond de la fosse. Elle développe un effet de vérin susceptible d'arracher des volumes de rocher compris entre les discontinuités naturelles de la fondation et/ou de soulever le tapis de protection.

Le phénomène est aggravé par les fluctuations de pression dynamique produites par la macro-turbulence très forte de l'écoulement dans la région de l'impact [63]. Selon Lencastre [79], l'amplitude de ces fluctuations au point d'impact atteint 2,8 fois la surpression permanente en ce même point si l'épaisseur du coussin amortisseur est faible (inférieure à 11,4 fois l'épaisseur du jet). Le même auteur a trouvé que dans les conditions particulières de ses essais, la surpression permanente et les fluctuations de pression dynamique au point d'impact devenaient négligeables si cette épaisseur était supérieure à 15 fois l'épaisseur du jet. De nouveaux essais devraient être conduits pour mieux analyser le phénomène; l'influence de la hauteur de chute notamment semble ne pas avoir été suffisamment étudiée.

On voit que le mécanisme de rupture prépondérant au fond d'une fosse d'amortissement est analogue à celui décrit pour expliquer la destruction du radier des bassins d'amortissement. Le risque de vibration des dalles élémentaires et de fatigue du béton et des armatures par contraintes alternatives n'est pas non plus négligeable, sauf si la couche tampon atteint une épaisseur suffisante pour que la surpression et les amplitudes des fluctuations soient réduites de manière significative.

Puisqu'ils ont pour but d'empêcher que la fosse d'amortissement atteigne la profondeur d'équilibre à laquelle la surpression d'impact et les fluctuations de pression dynamique ne sont plus significatives, les tapis de protection sont établis à une cote relativement élevée. Même en l'absence de coussin amortisseur ils peuvent résister à des déversements prolongés s'ils ne sont pas soumis à des sous-pressions. Les dispositions constructives préconisées pour les radiers des bassins d'amortisse-

In the impact zone, the dynamic pressure may be equal to the total reservoir head if there is no cushion of water to soften the load (Fig. 12), but it decreases rapidly farther away so that the net effect is a concentrated load on the apron. Cola, Lencastre, Häusler, George and others [30, 56, 58, 79, 49] have attempted experimentally to find the relationships between steady pressure, head, discharge per unit width, jet angle with the apron, distance from point of impact and standing water depth. Some measurements from completed dams have also been reported. There is quite a high degree of scatter in the results although they all agree as to the importance of the depth of the water cushion on the apron. A considerable depth may be needed to prevent the pressure reaching the bottom (Häusler reports 45 m for $100 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ width for a height of 100 m).

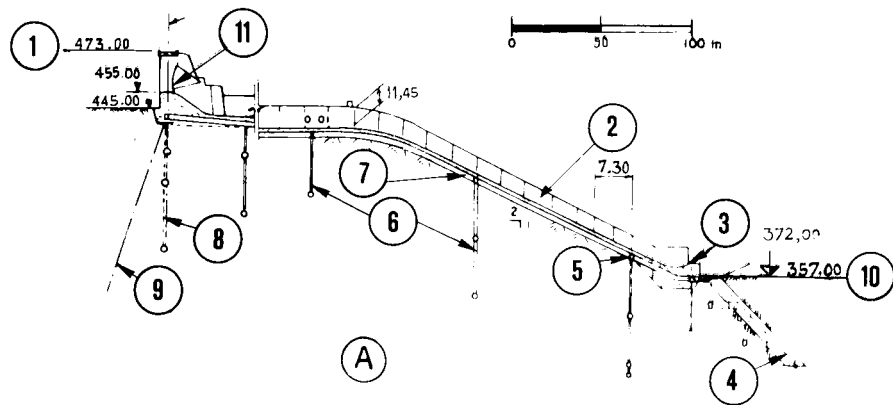
This dynamic pressure, however high, should not raise an insurmountable structural design problem; the apron usually overlies rock and even if it has to span over a localized depression in the foundation, it is simply a matter of making it thicker, with more reinforcement.

Leaving aside the particular case of abrasive sediment load, the most dangerous factor is uplift pressure if a fissure in the rock, or the rock/concrete interface, communicates with the impact zone. This pressure propagates outwards without loss, and where it is not counterbalanced by the falling jet above, it may act like a hydraulic jack capable of lifting the apron off its foundation and/or of displacing whole blocks of rock between natural joints.

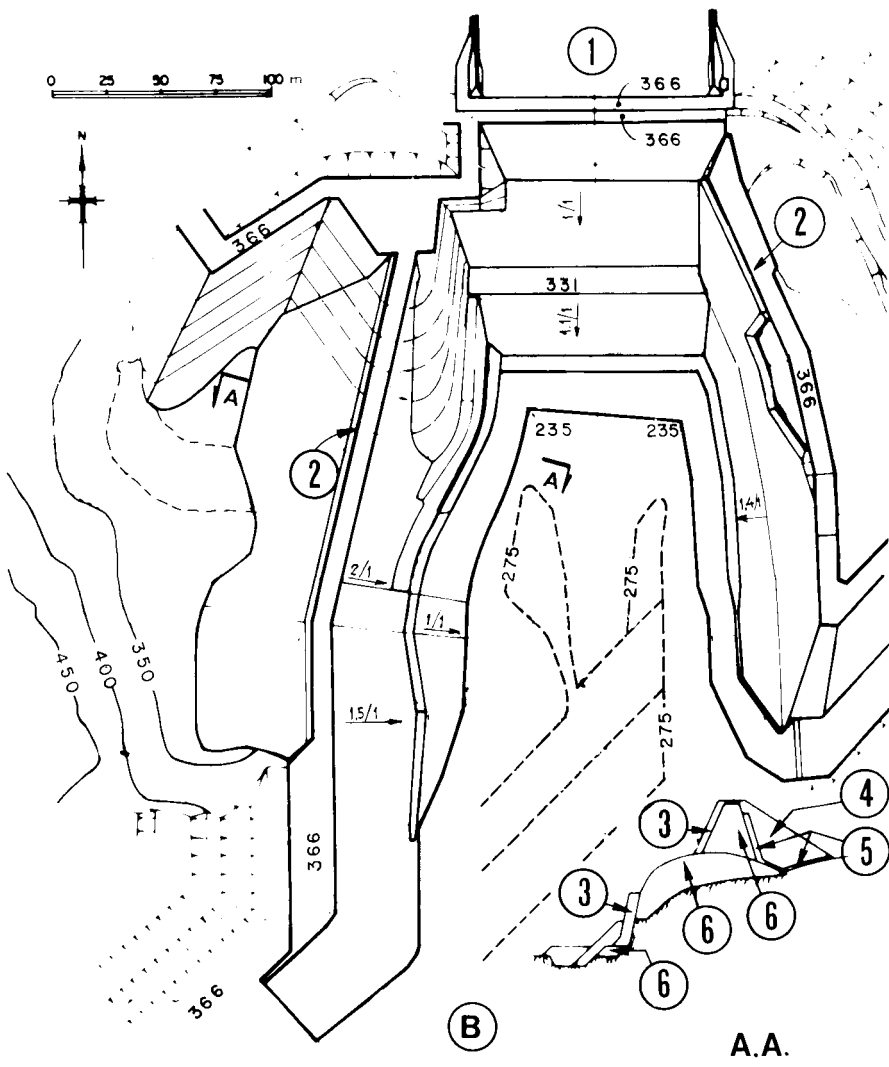
This situation may be aggravated by fluctuating dynamic pressures caused by the high macroturbulence in the impact zone [63]. Lencastre [79] reports values 2.8 times higher than the average pressure in this zone if the layer of cushioning water is shallow (less than 11.4 times the jet thickness), but both the average pressure and the fluctuating pressure became negligible at the point of impact when the water depth was more than 15 times greater than the jet thickness, under his particular test conditions. More experimental research is needed. The influence of the height of the jet in particular does not seem to have been sufficiently investigated.

Thus the most important type of damage to a plunge pool is similar to what was described to explain the destruction of the floors of hydraulic jump stilling basins. The risk of vibration of the slabs and fatigue in the concrete and reinforcement under these alternating stresses is also significant except if there is a sufficient depth of water to substantially reduce the magnitude of the pressure and the amplitude of the fluctuations.

Concrete aprons are set at a relatively shallow level, precisely because their purpose is to prevent scour down to a stable depth where the steady pressure and pressure fluctuations would cease to be significant. Even if there is no cushion of standing water, they can successfully withstand prolonged spilling provided they are not exposed to uplift pressures. The same constructional arrangements as for stilling basin floors therefore apply: sealed joints, dowels and shear keys, and deep anchors



(A)



(B)

A.A.

Fig. 11

Évacuateur principal du barrage de Tarbela (Pakistan).

Tarbela dam service spillway (Pakistan).

(A) Profil en long suivant l'axe du coursier de l'évacuateur principal.

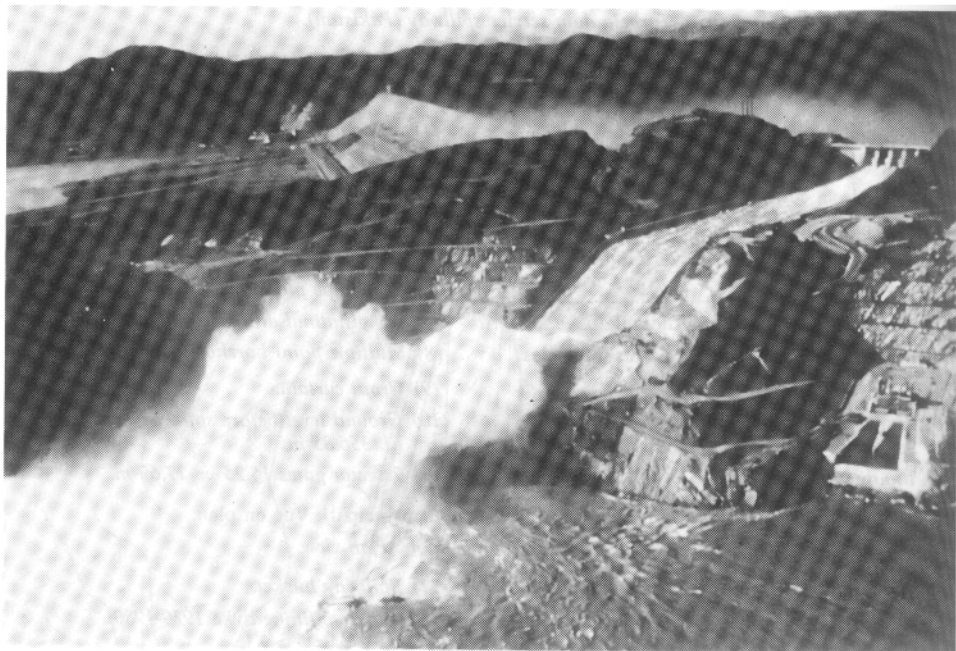
Section along axis of service spillway chute.

- | | |
|--|---|
| (1) Retenue normale (472,75 m). | (1) Normal pool level (472.75 m). |
| (2) Mur bajoyer. | (2) Guide wall. |
| (3) Arête de la cuillère El. 372,10 m. | (3) Bucket lip. El 372.10 m. |
| (4) Mur para fouille. | (4) Protection wall. |
| (5) Galerie de drainage transversale basse. | (5) Lower transverse drainage gallery. |
| (6) Tubes piézométriques. | (6) Standpipe piezometers. |
| (7) Galerie de drainage longitudinale. | (7) Longitudinal drainage gallery. |
| (8) Extensomètres en forage à points multiples. | (8) Multiple point borehole extensometers. |
| (9) Voile d'injection. | (9) Grout curtain. |
| (10) Radier du chenal avant fonctionnement de l'évacuateur El. 356,85 m. | (10) Ground level before spillway operation El. 356.85 m. |
| (11) 7 vannes segments 15,25 × 17,69 m. | (11) 7 sector gates 15.25 × 17.69 m. |

(B) Fosse de réception de l'évacuateur principal : Vue en plan.

Service spillway plunge pool : Plan view.

- | | |
|--|-------------------------------------|
| (1) Cuillère de l'évacuateur. | (1) Spillway bucket. |
| (2) Mur de confinement latéral complet exécuté en 1979-1980. | (2) Fully confining dyke 1979-1980. |
| (3) Béton armé ordinaire. | (3) Normal structural concrete. |
| (4) Massif d'enrochements. | (4) Rockfill. |
| (5) Zones de drainage. | (5) Drainage zones. |
| (6) Béton compacté au rouleau. | (6) Rollcrete. |



Barrage de Tarbela (Pakistan). Évacuateur de crue.
Tarbela dam (Pakistan). Spillway.

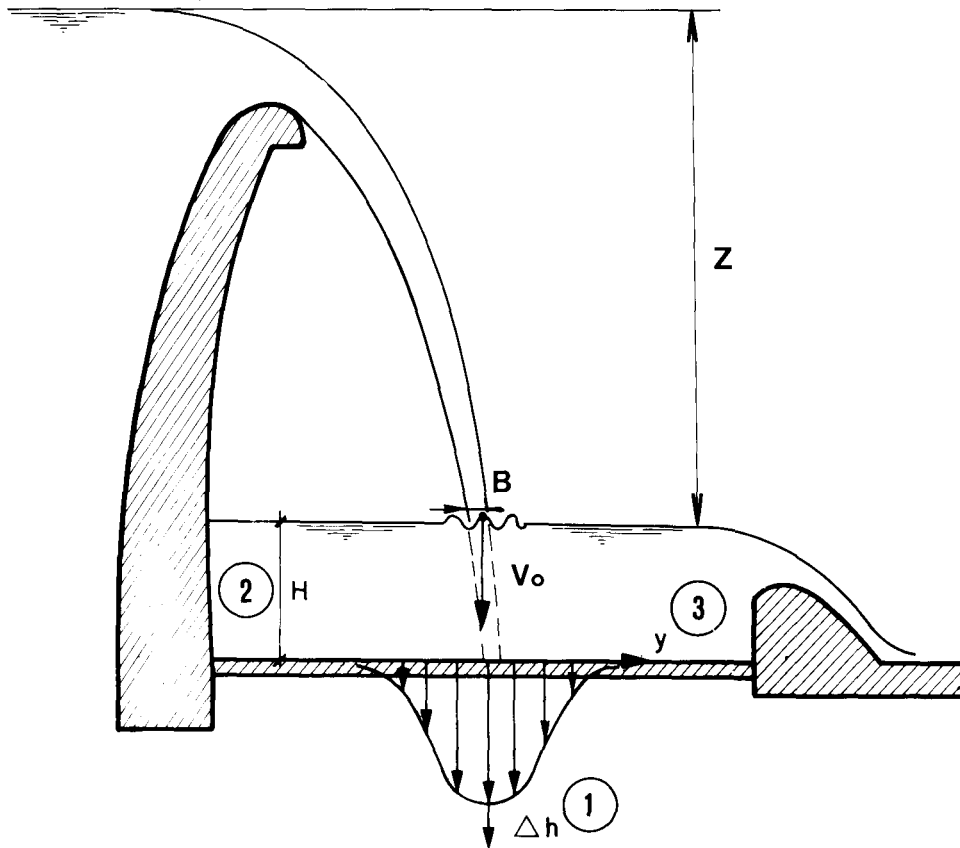


Fig. 12

Surpression permanente sur un tapis de protection sous une nappe déversante.

Permanent additional pressure over the apron surface below a free-falling jet.

(1) Δh = Surpression permanente.

(2) H = Épaisseur du coussin d'eau amortisseur.

(3) y = Distance horizontale depuis le centre de l'impact.

D'après R. Cola :

Si $H > 7,43 B$.

$$\Delta h_{\max} = 7,43 \frac{V_0^2}{2g} \times \frac{B}{H}$$

$$\Delta h = \Delta h_{\max} \times e^{-43,34y/H}$$

(1) Δh = Additional permanent pressure.

(2) H = Thickness of water cushion.

(3) y = Horizontal distance from center of impact area.

After R. Cola :

If $H > 7.43 B$.

$$\Delta h_{\max} = 7.43 \frac{V_0^2}{2g} \times \frac{B}{H}$$

$$\Delta h = \Delta h_{\max} \times e^{-43.34y/H}$$

ment s'appliquent donc à ces tapis : étanchéité des joints, monolithisme, ancrages profonds pour prévenir les vibrations (et pour équilibrer des sous-pressions résiduelles) [114]. L'épaisseur des dalles et les quantités d'armatures et d'ancrages doivent être considérablement augmentées sous l'impact et à courte distance autour de celui-ci. Comme la surface concernée est généralement limitée, la dépense entraînée par ce renforcement local n'est pas prohibitive. On peut ajouter un drainage de l'interface béton/rocher à condition que les exutoires soient éloignés de la région des surpressions.

La sécurité supplémentaire apportée par un coussin d'eau amortisseur n'est significative qu'à partir d'une certaine épaisseur de ce coussin. Comme indiqué précédemment, les essais sur modèle et les mesures sur prototype, dont les résultats ont été publiés à ce jour, sont encore insuffisants pour qu'on puisse proposer une relation générale entre tous les paramètres concernés. Il semble que la surpression permanente et les fluctuations dynamiques associées, sur le tapis à l'endroit de l'impact, ne soient diminuées de façon notable qu'à partir d'une épaisseur de l'ordre de 20 % de la chute.

Pour obtenir le coussin amortisseur sans trop excaver le lit, un contre-barrage formant seuil de contrôle est parfois construit à l'aval (barrage de Vouglans, France) [11, 27]. Il convient toutefois de ne pas réduire excessivement le volume d'air au-dessous de la nappe déversante, afin d'empêcher les oscillations de cette nappe. Ce phénomène d'oscillations peut aussi résulter d'une montée accidentelle du niveau aval causée par l'édification d'une barre de sédiments à la sortie de la fosse d'amortissement.

Les *protections latérales* devraient être limitées à celles nécessaires pour éviter l'érosion par le courant sortant de la fosse d'amortissement ou les courants de retour impossibles à supprimer. Une telle limitation signifie l'absence d'impact direct sur les versants, partout où l'épaisseur de la couche tampon serait négligeable; elle implique souvent l'exécution d'une préexcavation dans le pied des versants.

La turbulence associée aux courants de sortie ou de retour est considérablement moindre que celle présente dans la zone d'impact. Si les parois se trouvent à une distance suffisante de cette zone, les fluctuations de pression dynamique auxquelles les protections seront soumises seront donc très atténuées. S'il s'agit de revêtements ou murs en béton verticaux ou fortement inclinés, une sous-pression relativement faible peut cependant suffire pour provoquer leur basculement. Une assise confortable et des ancrages au rocher sont les moyens d'assurer la stabilité. La situation la plus difficile est celle dans laquelle les murs latéraux ont aussi pour fonction de soutenir le versant. Dans tous les cas, la préservation de l'intégrité de leur bord inférieur est une préoccupation majeure. Lorsqu'un tapis de réception est présent, la fosse d'amortissement est pratiquement cuvelée et la tenue des protections latérales ne peut se dissocier de celle du tapis. La situation contraire suppose que la fosse d'amortissement est laissée libre de se creuser à la faveur des déversements jusqu'à ce que la couche tampon atteigne une épaisseur suffisante pour que l'approfondissement devienne extrêmement lent. La prudence commande alors de donner aux protections latérales dès avant la mise en service de l'aménagement une profondeur supérieure de plusieurs mètres à celle de la fosse finale, ce qui implique des excavations délicates en tranchée. Pour limiter leur profondeur, on peut envisager de ralentir le creusement naturel de la fosse par dépôt de blocs à partir d'un certain degré d'érosion; mais cette solution est beaucoup moins sûre et soulève des difficultés pratiques souvent insurmontables.

to prevent vibration (and resist any residual uplift pressure) [114]. The slab thickness and tonnage or reinforcement and anchor steel must be more substantial at and around the point of impact; since this involves only a relatively limited area however, the extra cost is not prohibitive. Drainage can be provided at the rock/concrete interface provided the outlets are well away from the area of high pressure.

The extra protection provided by a submerged apron is only significant if the water cushion is deep enough. As already mentioned, model tests and full-scale measurements reported to date are still too incomplete to derive any general relationship between all the factors involved. It would appear that there is no appreciable reduction in the combined steady and fluctuating pressures if the depth of water is less than around 20 per cent of the head.

A small tailwater dam or weir is one way of obtaining a water cushion without the need for deep excavation (Vouglans dam, France) [11, 27]. Care must be taken however not to reduce excessively the airspace underneath the nappe to prevent oscillating flow conditions. In the same way, consideration should be given to the risk of sediment bars forming downstream which might cause an undue rise in the tailwater level.

Side protection should be kept to the minimum necessary to prevent erosion by the current emerging from the scour hole and the inevitable back-currents. This means that the nappe or jets must not impinge on the banks where the depth of water is insufficient; cuts into the bank are often necessary.

The turbulence associated with back-currents and the flow leaving the scour hole is considerably less than in the impact zone. If the sides are far enough away, the fluctuating dynamic pressures on the side protection will be greatly attenuated. However, with vertical or battered concrete walls or linings, a relatively low pressure on the rear face may be enough to cause them to topple. A large footing area and rock anchors will provide stability. A more difficult situation is where the side walls also shore up the bank. In any event, protection of the lower edge is the main issue. If side protection is combined with a concrete apron, the scour hole is almost fully contained and the stability of the sides and apron combined into the same problem. The opposite situation is where the scour hole is allowed to develop freely during spillage until the depth of water is sufficient for further deepening to proceed very slowly. In this case, it is wise for the side protection built at the same time as the dam to be several metres deeper than the final scour hole depth, which means awkward trenching work. In order to limit the depth of these walls, it is conceivable to try to slow down the rate of deepening of the scour hole by tipping in blocks once it has reached a certain depth; but this is a much less reliable solution and may often involve insurmountable practical problems.

Les protections latérales en blocs de rocher ou de béton ne conviennent que dans le cas (traité au début de ce sous-chapitre) des fosses d'amortissement en site ouvert. Elles sont utilisées pour stabiliser des pentes relativement douces à l'intérieur de la fosse et les berges proprement dites à distance prudente de la zone d'impact.

3.6.4. Essais sur modèle, Réf. [97]

Comme indiqué précédemment, les parties amont et intermédiaire des évacuateurs de surface, seuils frontaux, latéraux ou circulaires, chenaux d'approche, entonnements, puits, coursiers à l'air libre ou en souterrain, n'exigent pas systématiquement d'essais sur modèle, sauf s'ils comportent des éléments dont la configuration s'éloigne résolument de précédents éprouvés. Lorsque ces parties d'ouvrage sont modélisées, c'est généralement à l'occasion de l'étude des conditions de restitution pour lesquelles la totalité de l'évacuateur de surface est généralement représentée. C'est pourquoi les réflexions exprimées dans les lignes suivantes sont limitées à la *modélisation des ouvrages de restitution*.

Le dimensionnement purement hydraulique des *bassins à ressaut* requiert des essais sur modèle dans le cas d'une configuration différant notablement de celle des ouvrages catalogués. Sinon elle ne présente guère qu'un intérêt de vérification.

Si un modèle est réalisé, il doit être exploité pour fournir aussi des informations sur l'amplitude des fluctuations de pression dynamique en divers points des parois mouillées : fin du coursier d'approche, radier et partie basse des piédroits. L'expérimentateur dispose maintenant de moyens adéquats, tant pour l'enregistrement de ces fluctuations (capteurs électro-piézométriques) que pour l'exploitation des enregistrements (détermination automatique des paramètres caractéristiques : moyennes, écart types, distributions, spectres de puissance,...).

Par contre, le modèle réduit est indispensable dans le cas des *cuillères et nappes déversantes, avec fosse d'amortissement*.

La définition des cuillères susceptibles de donner aux jets la trajectoire, la division et l'étalement souhaités ne peut se faire qu'expérimentalement. Le modèle permet en plus de mesurer les efforts exercés sur la cuillère et de déterminer le débit (généralement petit) au-dessous duquel cette cuillère maintient un ressaut sur le coursier (la valeur de ce débit est plus forte pour les valeurs croissantes que décroissantes).

L'estimation des dimensions finales de la fosse d'amortissement en site ouvert, à l'aide d'un modèle totalement affouillable, a déjà été mentionnée. L'objet principal de l'essai est alors de vérifier si l'érosion régressive est susceptible de compromettre à terme la stabilité de la cuillère de lancement et si des barres gênantes se forment à l'aval.

Dans le cas d'une vallée étroite, la détermination réaliste de la fosse naturelle d'équilibre impliquerait la modélisation du rocher et de ses discontinuités avec un matériau de cohésion appropriée [67]. Des progrès importants sont encore à faire dans ce domaine. Le modèle réduit reste cependant un outil de travail du projeteur. Les essais sont commencés avec un fond totalement affouillable et répétés avec des matériaux présentant quelque cohésion. Si des barrières impératives sont imposées à l'érosion, vers le bas, l'amont et latéralement, elles sont incorporées au modèle, de préférence après l'essai sur fond totalement affouillable. Les conditions d'écoulement au contact des parois fixes sont alors observées (absence ou non de

Rock or concrete blocks for side protection are only feasible in the case of wide-valley sites mentioned at the beginning of this section. They are used to stabilize relatively gentle slopes inside the scour hole and up the banks to a comfortable distance from the impact zone.

3.6.4. Model tests, Ref. [97]

It has already been said that model tests are not always needed for the upstream and central parts of surface spillways (frontal sills, side inlets or circular sills, approach channels, inlet shapes, shafts, chutes and tunnels) except where they differ widely from well-known types. When models are built this is generally taken as a good opportunity to examine conditions at the downstream end, for which the whole surface spillway is commonly represented. This is why the following paragraphs are confined to the terminal structure.

The purely hydraulic design of *hydraulic jump stilling basins* only requires model tests if the configuration is significantly different from what has been done in the past. Otherwise it only serves to check the design.

If a model is built, it must be run in such a way as to yield information on the amplitude of the dynamic pressure fluctuations at various points on the wetted surfaces : lower end of the chute, floor and the foot of the side walls. Engineers now have the equipment for recording these fluctuations (piezoelectric cells) and for analysing the records (automatic determination of characteristic parameters : means, standard deviation, distribution, power spectra and so forth).

A scale model is essential on the other hand with *flip buckets and nappes impinging into a scour hole*.

Detailed design of bucket shapes that angle, divide, impact or spread the jet as required can only be done by experiment. The model will also measure loads on the bucket and determine the (usually small) discharge below which a standing wave will form on the bucket (this critical flowrate will be higher when the discharge is increasing, lower when it is decreasing).

Estimating the final dimensions of the scour hole at open-valley sites by means of a full mobile-bed model has already been mentioned. The chief objective of the test is then to check that retrogressive erosion is not likely to endanger the stability of the bucket or form bars across the river channel.

At narrow-valley sites, realistic determination of the stable scour hole means that the model must reproduce the rock and its discontinuities, using a model material with the appropriate cohesion [67]. It has already been said that real progress in this area is still awaited. But the scale model is still a useful tool. Tests should begin with a bed material offering no resistance against scour, and subsequent runs made with a slightly cohesive material. If there are any well-defined barriers to erosion at the bottom, sides or upstream edge of the scour hole, they should be included in the model, preferably after the first test with cohesionless bed material. Flow conditions at the fixed sides can then be investigated (whether or not

courants de retour). Les vitesses, pressions et fluctuations de pression dynamique sont mesurées aux points significatifs; les résultats fournissent une indication précieuse sur le potentiel d'érosion auquel le rocher ou l'ouvrage de protection devront faire face. On peut en tirer une prévision sur les chances de tenue du rocher non protégé (chances faibles en général) ou d'un revêtement de type donné. La profondeur de la couche tampon et l'extension latérale de la fosse comptent parmi les paramètres essentiels de l'essai.

Si les protections envisagées concernent uniquement les côtés de la fosse à l'exclusion de l'aval et du fond, leur limite inférieure doit se trouver partout largement au-dessous de l'intersection du fond mobile final avec les parois fixes qui modélisent ces protections. Le fond mobile final est celui obtenu par l'incorporation des parois fixes au modèle vierge totalement affouillable.

La mesure des vitesses le long des parois permet aussi d'évaluer le risque de transport solide plus ou moins grossier et le risque d'abrasion qui en résulte (notamment si le fond de la fosse n'est pas revêtu). Ce risque peut être limité par la construction de parois de protection verticales moins exposées à l'abrasion, mais qui, par contre, peuvent poser des problèmes de stabilité délicats lorsque ces parois jouent le rôle de soutènement du pied des rives (ancrages profonds nécessaires).

3.7. PROTECTION CONTRE LE GEL

Les glaces peuvent endommager les vannes et bloquer leur ouverture. Seul le chauffage permanent des éléments vulnérables (joints d'étanchéité, drains, reniflards, guides, rainures) peut rendre les vannes utilisables à tout moment en cas d'urgence.

Les fuites provoquent un amoncellement de glace susceptible de dévier l'écoulement ou d'entraver le bon fonctionnement des cuillères en saut de ski. Les embruns en gelant peuvent aussi provoquer des accumulations de glace redoutables pour les lignes. C'est pourquoi la dissipation d'énergie s'effectue parfois en souterrain comme aux barrages de Mica Creek et de Portage Mountain (Canada) [59, 150, 154].

On peut aussi éviter le blocage en chauffant le tablier des vannes côté aval protégé par une insulation. Dans certains cas, on injecte de l'air comprimé par des tuyaux perforés placés à une certaine profondeur sous le niveau de l'eau et qui, par barbotage, transporte vers la surface l'eau plus chaude et évite la formation de glace contre le tablier de la vanne. On peut aussi injecter directement l'eau profonde plus chaude ou l'eau de refroidissement des alternateurs pour éviter la formation de glace contre les vannes. Les piles peuvent être également protégées du gel par chauffage électrique des barres d'acier d'armature [75].

back-currents appear). Current velocities, pressures and dynamic pressure fluctuations are measured at significant points and yield valuable information on the erosion potential which the rock or lining must withstand. One can predict the likelihood of the unprotected rock remaining undamaged (the probability is usually very low) or the utility of a given type of lining material. The depth of standing water and the sideways extension of the hole are two essential parameters for the test.

If the hole is to be lined only at the sides (not at the bottom or downstream end), the concrete should extend downwards to a level just below the final depth of the scoured bed on the fixed-side model. The fixed sides representing the lining must be in place before subjecting the movable bed material to scour for the final depth to be a true estimate.

Measurement of velocities along the sides also helps in evaluating the risk of more or less coarse solids being entrained and resulting abrasion (especially if the bottom of the hole is not lined). This risk can be controlled by building vertical linings that are not so exposed to abrasion, but the problem may become more complex if these linings also serve to shore up the banks (deep anchors are necessary).

3.7. PROTECTION AGAINST ICE

Ice can damage gate components, causing them to jam, and the only solution affording permanent emergency availability is to heat vulnerable parts such as seals, drains, vents, grooves and guide rails.

Leakage down spillways can cause a buildup of ice which can divert flow or diminish the efficiency of ski-jumps and flip buckets. The freezing of mists and sprays has an equally adverse effect on transmission lines and building roofs, and it is for both these reasons that spillways sometimes discharge underground, as it is the case at Mica Creek and Portage Mountain in Canada [59, 150, 154].

Jamming due to ice buildup can also be prevented by heating the downstream side of the gate leaf itself (with insulation to prevent heat loss to air), or by releasing compressed air from perforated tubes a certain distance beneath the water surface, the air bubbles entraining warmer water to the surface near the gate leaf. Alternatively, warmer water taken from deeper in the reservoir, or generator cooling water, can be pumped to near the gates. Concrete piers can also be protected by electrically heating their reinforcement bars [75].

4. ÉVACUATEURS DE FOND ET DE DEMI-FOND

4.1. CONSTITUTION - PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES BUTS RECHERCHÉS (*)

Les ouvrages considérés dans ce chapitre sont les pertuis, conduits ou galeries équipés de vannes, fonctionnant en charge sur tout ou partie de leur longueur et destinés à évacuer ou restituer l'eau de la retenue dans la rivière à l'aval du barrage. Dans les sections 3.4 et 3.5 la mise en charge de l'entonnement et d'une certaine longueur du coursier des évacuateurs de surface a été mentionnée. Bien qu'il n'y ait pas de critère strict de classification, le terme évacuateur de demi-fond ou de fond s'applique plus particulièrement dans ce chapitre aux ouvrages fonctionnant sous une charge qui est la hauteur complète du barrage ou une fraction importante de cette hauteur, et dont le débit représente la capacité totale d'évacuation de l'aménagement ou une portion notable de cette capacité. Quelques indications seront données cependant concernant les ouvrages en charge destinés à restituer de petits débits.

Suivant la capacité d'évacuation, les charges, le type de barrage, la fréquence d'utilisation, les problèmes de restitution aval et l'état des progrès technologiques, les moyens adoptés sont très variés.

Les progrès réalisés, en particulier dans la technologie des vannes, ont permis l'utilisation de pertuis de fond de grande section et sous forte charge pour l'évacuation de gros débits de crue. Cette possibilité présente des avantages certains. Un inconvénient peut être que la capacité de ce type de pertuis est proportionnelle à la racine carrée de la charge, de sorte que lorsque le régime des débits n'est pas bien connu, il peut être nécessaire d'associer à l'évacuateur de fond un évacuateur de surface, afin de mieux s'assurer contre les risques de débordement. D'autre part, les conditions sévères dans lesquelles peuvent fonctionner les grands évacuateurs de fond exigent un équipement hydromécanique parfaitement fiable et apte à régler le débit évacué; elles exigent également une bonne connaissance des conditions de résistance aux écoulements à grande vitesse des matériaux de construction utilisés dans les pertuis.

Les buts auxquels peuvent répondre les pertuis de fond et de demi-fond dans les barrages peuvent être énumérés comme suit :

- la maîtrise et l'évacuation des crues;
- la vidange du réservoir pour l'entretien du barrage;
- la maîtrise du niveau de la retenue lors du premier remplissage;
- l'abaissement rapide du niveau du réservoir en cas d'anomalies;
- l'évacuation des sédiments;
- la dérivation provisoire du cours d'eau pendant la construction du barrage;
- la réalisation d'un creux préventif dans la retenue avant l'arrivée d'une crue.

(*) Réf. [11, 21, 27, 32, 136].

4. ORIFICE SPILLWAYS

4.1. COMPONENTS, LEADING CHARACTERISTICS, OBJECTIVES (*)

This Chapter considers orifice or submerged spillways, ie, gated sluices and tunnels discharging downstream of the dam. Surface spillways with pressure flow conditions at and for a short distance behind the inlet are discussed in sections 3.4 and 3.5; although there is no well-defined criterion for demarcation, the term orifice spillways is taken here to mean high-head outlets set at the bottom of the dam or at some substantial fraction of the dam height below water level, and whose discharge capacity represents all or a substantial proportion of the total discharge capacity of the dam. Notwithstanding this definition, some remarks will also be made on submerged outlets of smaller size.

There are a variety of different arrangements of orifice spillways to suit discharge capacity, head, dam type, frequency of operation, downstream conditions and the available technology.

Recent progress, with gates in particular, now makes it possible to have very large bottom sluices under very high heads for river flood discharge. There are some undisputed advantages. But one drawback may sometimes be that discharge capacity varies as the square root of the head, so that if the pattern of river flow is not well documented, it may be necessary to provide a surface spillway as well for greater insurance against overtopping. The severe conditions under which large high-head spillways sometimes have to operate also demand a very high degree of reliability and control from the hydro-mechanical equipment; the designer must also know the properties of the materials used in the sluices to resist high velocity flows.

Bottom outlets and high-head sluices may be required to serve any of the following services : (i) control and discharge surplus inflow, (ii) draw down the reservoir for dam maintenance, (iii) control reservoir level at the critical time of first filling, (iv) draw down the reservoir rapidly in an emergency, (v) sediment flushing, (vi) deliver water for project purposes, (vii) discharge river flow during the construction of the dam, and (viii) flood pre-releases.

(*) Ref. [11, 21, 27, 32, 136].

En règle générale, les débits réservés sont relativement faibles et sont pour cette raison restitués par un ouvrage spécial.

Quelques *exemples d'ouvrages importants* permettent de fixer les ordres de grandeurs des possibilités et des réalisations par rapport à ces buts.

Le rôle essentiel des pertuis est l'évacuation des crues, comme ceux du barrage-voûte de Kariba en Zambie-Zimbabwe où les six pertuis de 8,5 m × 9,1 m débitent 9 500 m³/s sous une charge de 33 m (Fig. 13). L'évacuateur de crue du barrage-voûte de Cabora-Bassa [116, 119] (Fig. 14) en Mozambique est constitué essentiellement de huit pertuis de demi-fond équipés de vannes segments de 6 m × 7,8 m, débitant au total 13 100 m³/s sous une charge de 82 m.

Les cinq pertuis de fond du barrage poids de Ohdo au Japon de 5 m × 5,6 m, débitant au total 3 800 m³/s sous une charge de 58 m sont conçus pour permettre une exploitation efficace de la retenue pour le contrôle des crues. Le pertuis de fond principal en galerie du barrage en terre de M'Jara [117] au Maroc est prévu dans le même but avec une vanne segment de 6,2 m × 6,6 m pouvant débiter 1 400 m³/s sous une charge de 73 m.

Le barrage voûte de Sainte-Croix [11] (Fig. 15) en France comporte deux pertuis de fond de 4,5 m × 4 m d'un débit total de 1 100 m³/s sous une charge de 72,7 m. Le barrage voûte de La Barthe [11] en France comporte deux pertuis de fond de 3,5 m × 3,3 m capables, sous une charge de 59 m, d'un débit de 2 × 350 m³/s. Ces pertuis remplissent les fonctions d'évacuation de crues, de vidange pour l'entretien et de vidange pour une décharge rapide éventuelle.

Les pertuis de fond du barrage à contreforts de Khashm el Girba au Soudan, comportant sept pertuis de 7 m × 7 m, sont conçus pour servir comme évacuateur de crues principal et permettre le passage de crues à bas niveau pour l'évacuation de grandes quantités de sédiments [11]. Le débit maximal des pertuis est de 7 700 m³/s sous une charge de 32 m (Fig. 16). Les six pertuis du barrage à contreforts de Roseires (Fig. 16) au Soudan sont conçus pour jouer le même rôle : 6 pertuis de 6 m × 10,5 m pouvant débiter 7 500 m³/s sous une charge d'environ 35 m [11].

L'évacuateur de crues principal du barrage à contreforts de Jupia (Fig. 16) au Brésil [11] est constitué de 37 pertuis de fond de 10 m × 7,5 m pouvant débiter 45 000 m³/s sous une charge de 19 m. Cette disposition a été adoptée en partie pour permettre la dérivation de débits très importants pendant la coupure et la dérivation de la rivière en phase de travaux.

Un exemple de pertuis importants prévus pour contrôler le premier remplissage d'une retenue est celui du barrage à voûtes multiples de Manicouagan 5 (Daniel Johnson) [37] au Canada. Deux pertuis de 4,4 m × 3,35 m équipés de vannes segments ont été construits pour permettre l'évacuation de 1 000 m³/s sous une charge de 75 m mais devant pouvoir fonctionner sous une charge de 150 m. Les pertuis ont été bouchés après le remplissage de la retenue.

Pour la restitution de débits en aval du barrage, en dehors de la période des crues, on a souvent recours à des robinets à l'extrémité de conduites forcées permettant un réglage des débits plus fin que celui possible avec de grandes vannes. On peut citer en exemple le barrage poids de Grand Coulee aux États-Unis qui est équipé de 40 conduites de restitution, de 2,6 m de diamètre, utilisées pour le contrôle des débits et ayant une capacité totale de 6 370 m³/s. Les conduites sont équipées

Compensation water releases, destined to maintain a specified flow in the downstream watercourse, are usually small and are provided through a special outlet.

A few examples taken from major dams will give a general idea of what has been done to date in this area.

The main purpose of sluices is discharging excess inflow like those at Kariba arch dam on the Zambia-Zimbabwe border where the six $8.5 \text{ m} \times 9.1 \text{ m}$ sluices discharge $9\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ under a head of 33 m (Fig. 13). The spillway at Cabora Bassa [116, 119] in Mozambique (Fig. 14) consists basically of eight middle-level sluices with radial gates measuring $6 \text{ m} \times 7.8 \text{ m}$, for a total discharge of $13\,100 \text{ m}^3/\text{s}$ under a 82 m head.

The five bottom outlets at Ohdo gravity dam in Japan measure $5 \text{ m} \times 5.6 \text{ m}$ for a total discharge of $3\,800 \text{ m}^3/\text{s}$ under a 58 m head. They are designed for efficient reservoir management for flood control purposes. The main bottom outlet at M'Jara [117] earth dam in Morocco is designed for the same purpose but has a single $6.2 \text{ m} \times 6.6 \text{ m}$ radial gate capable of $1\,400 \text{ m}^3/\text{s}$ under a head of 73 m.

Sainte Croix [11] (Fig. 15) arch dam in France has two $4.5 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ bottom sluices for a total of $1\,100 \text{ m}^3/\text{s}$ under a 72.7 m head. The Barthe [11] arch dam in France has two bottom outlets, measuring $3.5 \text{ m} \times 3.3 \text{ m}$, capable of twice $350 \text{ m}^3/\text{s}$ under a 59 m head. The functions are spillway, drawdown for maintenance, and rapid drawdown in emergencies.

The seven 7 m square bottom outlets at Khashm El Girba buttress dam in the Sudan provide the main spillway, some river floods being discharged after drawing down the reservoir to remove large quantities of silt [11]. Maximum capacity is $7\,700 \text{ m}^3/\text{s}$ under a 32 m head (Fig. 16). The six $6 \text{ m} \times 10.5 \text{ m}$ deep sluices at Roseires buttress dam in the Sudan (Fig. 16), capable of $7\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ under a head of approximately 35 m, perform the same function [11].

The main spillway at Jupia buttress dam in Brazil [11] comprises 37 deep sluices measuring $10 \text{ m} \times 7.5 \text{ m}$ and is capable of $45\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ under a head of 19 m (Fig. 16). This arrangement was adopted partly to handle the very large river flows during the construction period.

An example of large deep sluices for controlling the first-filling operation is Manicouagan 5 (Daniel Johnson) [37] multiple-arch dam in Canada. Two sluices measuring $4.4 \text{ m} \times 3.5 \text{ m}$ and controlled by radial gates were built to discharge $1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ under a 75 m head but also to be capable of operating under a head of 150 m. These sluices were eventually plugged after the reservoir had been filled for the first time.

Compensation water in non-flood seasons is often provided through pressure pipes and valves, because of the finer control than with large gates. An example is the Grand Coulee gravity dam in the USA which has 40 pipes of 2.6 m diameter with a total capacity of $6\,370 \text{ m}^3/\text{s}$. Ring seal gates control the outflow. Another more recent example is the Aldeadavilla arch dam in Spain with two 2.5 m diameter hollow-jet valves discharging a total of $300 \text{ m}^3/\text{s}$ under a 120 m head (Fig. 17).

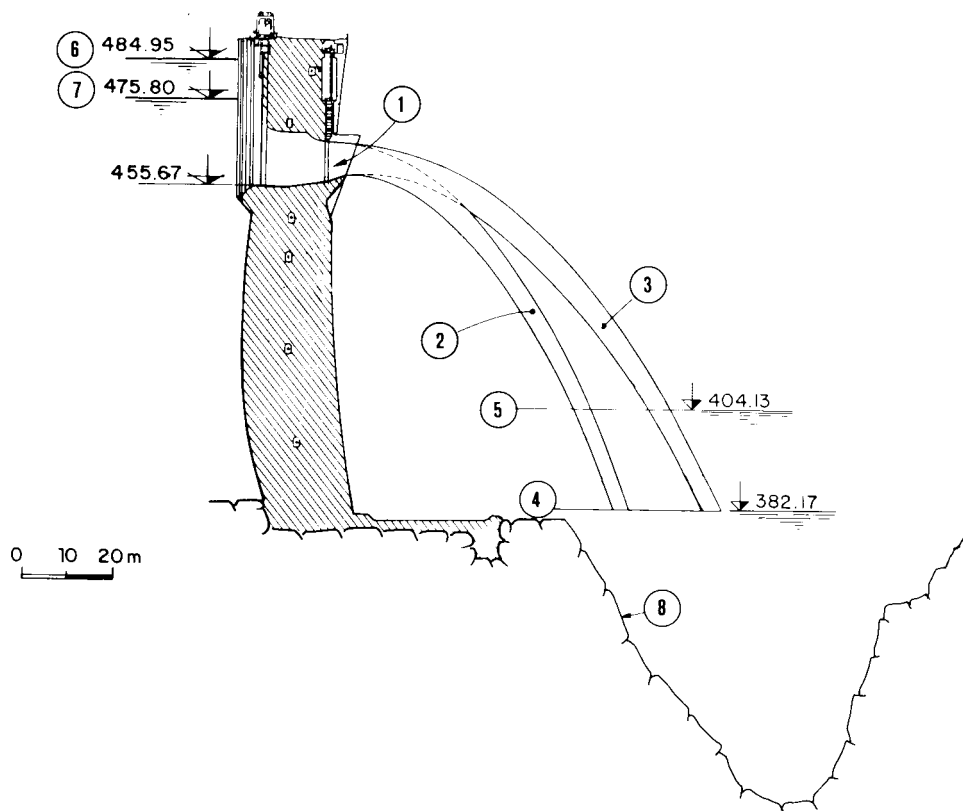
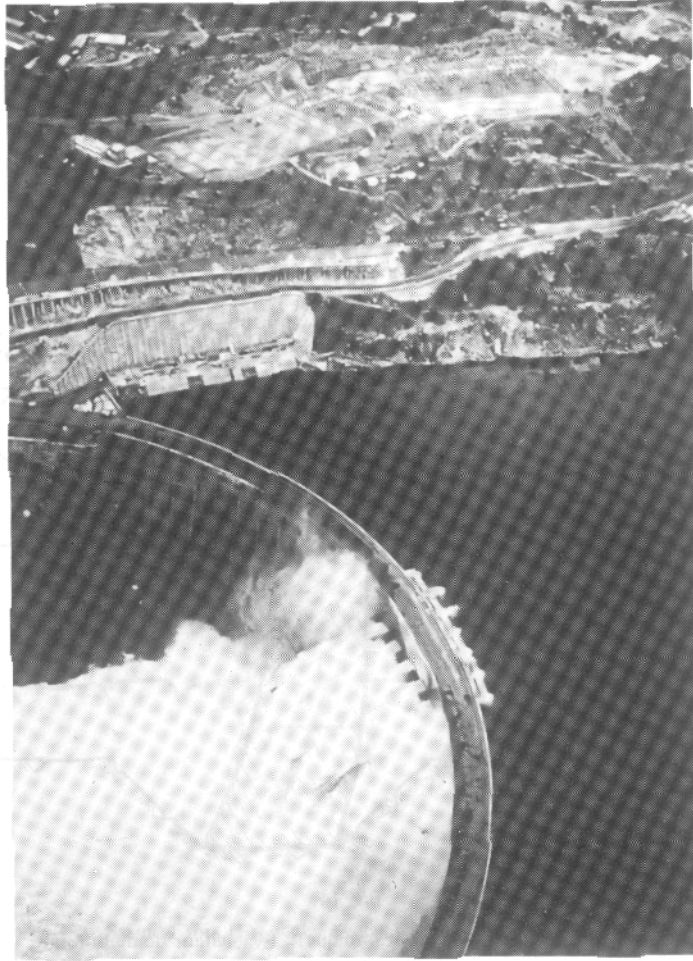


Fig. 13

Barrage de Kariba (Zambie-Zimbabwe) : Coupe sur évacuateur en pertuis.

Kariba dam (Zambia-Zimbabwe) : Section through orifice spillway.

- | | |
|---|---|
| (1) Six pertuis en charge, chacun de $8,5 \times 9,1 \text{ m}^2$, contrôlé par une vanne wagon. | (1) Six orifices, $8,5 \times 9,1 \text{ m}^2$ each, controlled by fixed wheel flat gate. |
| (2) Profil du jet pour le réservoir à 475,80. | (2) Jet profil for reservoir at 475.80. |
| (3) Profil du jet pour le réservoir à 494,90. | (3) Jet profil for reservoir at 494.90. |
| (4) Niveau aval minimal 382,17 ($283 \text{ m}^3/\text{s}$). | (4) Minimum tailwater level 382.17 ($283 \text{ m}^3/\text{s}$). |
| (5) Niveau aval maximal 404,13 ($9\,627 \text{ m}^3/\text{s}$). | (5) Maximum tailwater level 404.13 ($9\,627 \text{ m}^3/\text{s}$). |
| (6) Retenue normale. | (6) Normal water level. |
| (7) Retenue minimale. | (7) Minimum water level. |
| (8) Fosse d'érosion. | (8) Scour hole. |



Barrage de Kariba (Zimbabwe-Zambie).
Kariba dam (Zimbabwe-Zambia).

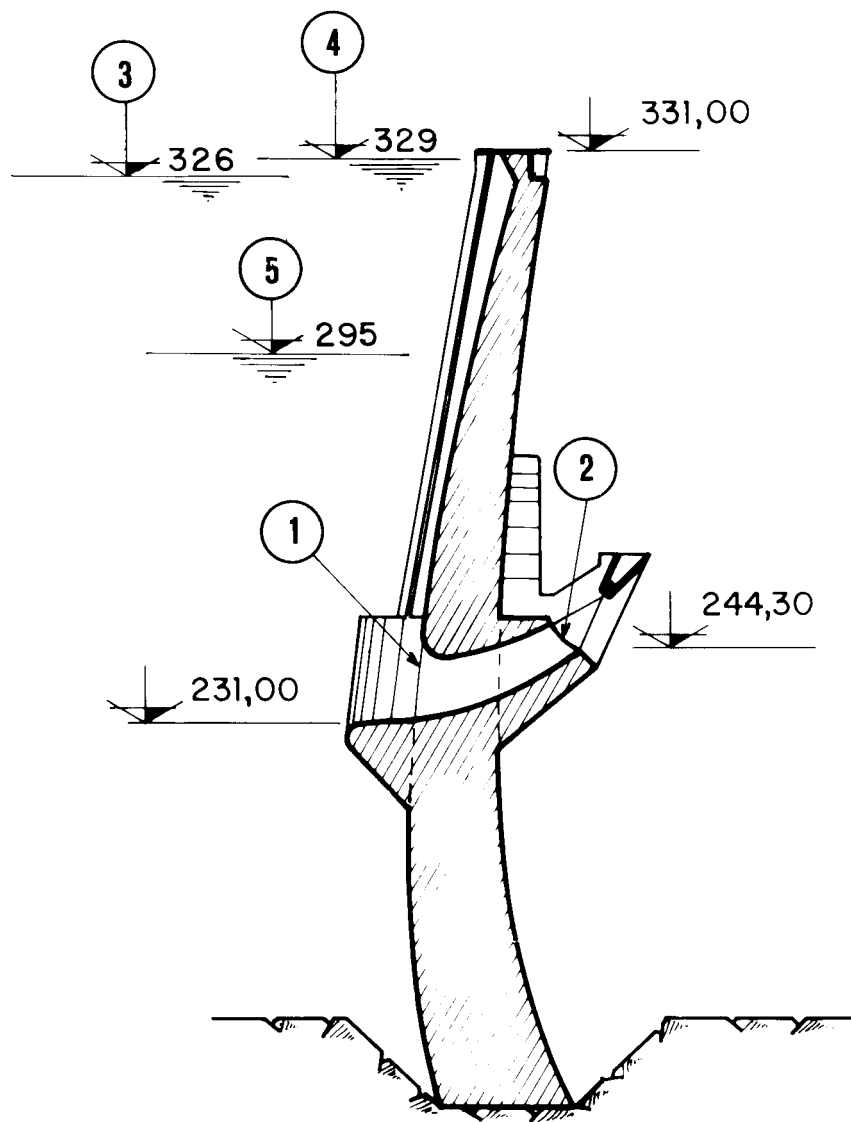


Fig. 14

Barrage de Cabora Bassa (Mozambique) : Évacuateur de demi-fond :
coupe longitudinale.

*Cabora Bassa dam (Mozambique) : Mid-depth orifice spillway :
longitudinal section.*

- | | |
|---|--|
| (1) 1 vanne de garde $6,00 \times 15,50 \text{ m}^2$. | (1) 1 guard gate $6.00 \times 15.50 \text{ m}^2$. |
| (2) 8 vannes segments $6,0 \times 7,8 \text{ m}^2$.
Débit total = $13\,100 \text{ m}^3/\text{s}$.
Charge maximale = 85 m. | (2) 8 radial gates $6,0 \times 7,8 \text{ m}^2$.
Total capacity = $13\,100 \text{ m}^3/\text{s}$.
Maximum head = 85 m. |
| (3) Retenue normale (RN). | (3) Normal water level. |
| (4) Plus hautes eaux (PHE). | (4) Maximum water level. |
| (5) Niveau d'exploitation minimal. | (5) Minimum operating level. |

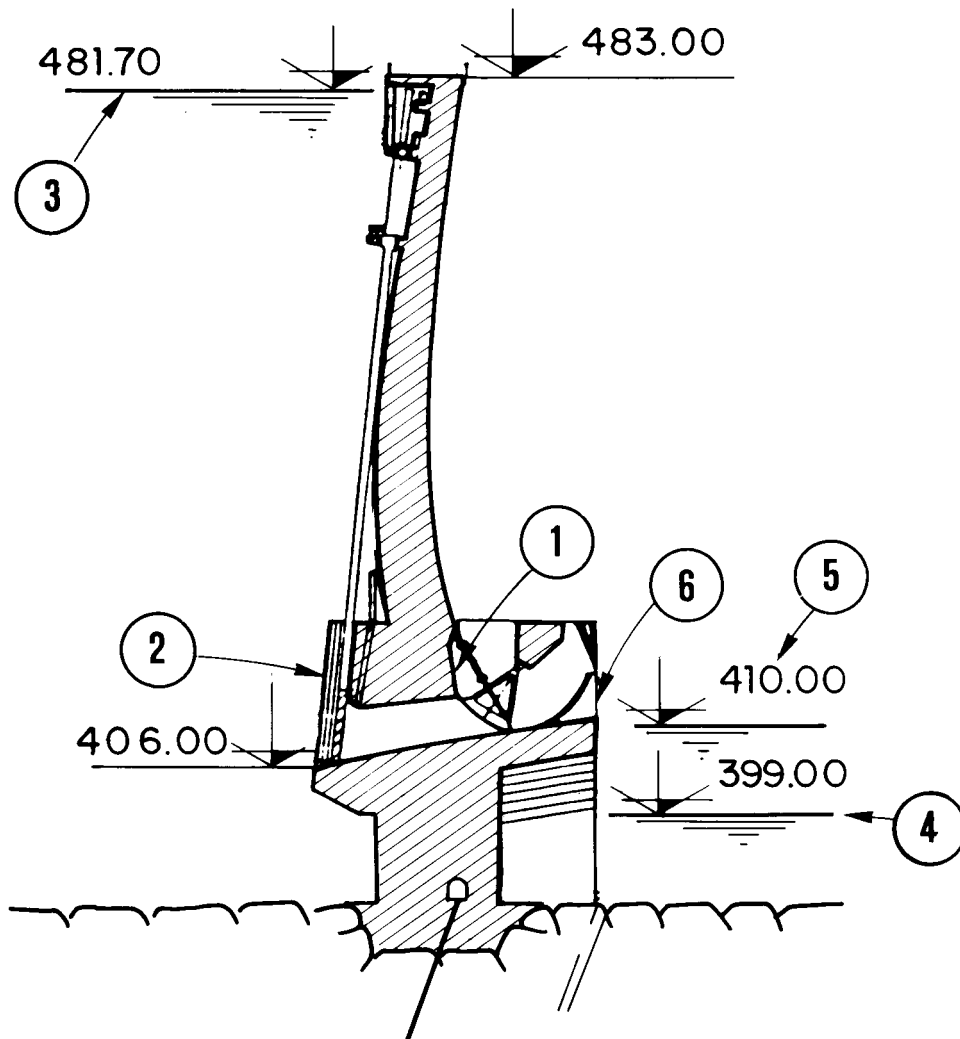


Fig. 15

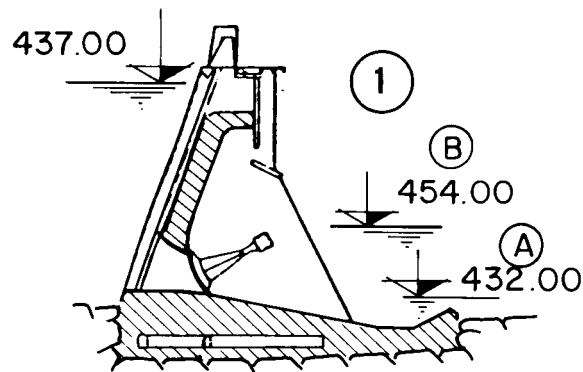
Barrage de Sainte-Croix (France) : Évacuateur de fond : coupe longitudinale.
Sainte-Croix dam (France) : Bottom spillway : longitudinal section.

- | | |
|--|--|
| (1) Deux vannes segments de $4 \times 4,5 \text{ m}^2$:
capacité totale : $1\ 100 \text{ m}^3/\text{s}$ sous la cote de la
retenue 477. | (1) Two sector gates, $4 \times 4.5 \text{ m}^2$ each, capable
together of $1\ 100 \text{ m}^3/\text{s}$ below reservoir El. 477. |
| (2) Vanne d'entretien type wagon
$4,00 \times 7,90 \text{ m}^2$. | (2) Maintenance gate fixed wheel gate
$4.00 \times 7.90 \text{ m}^2$. |
| (3) Retenue maximale. | (3) Maximum reservoir El. |
| (4) Niveau aval minimal. | (4) Minimum tailwater El. |
| (5) Niveau aval maximal. | (5) Maximum tailwater El. |
| (6) Dents séparatrices. | (6) Splitters. |

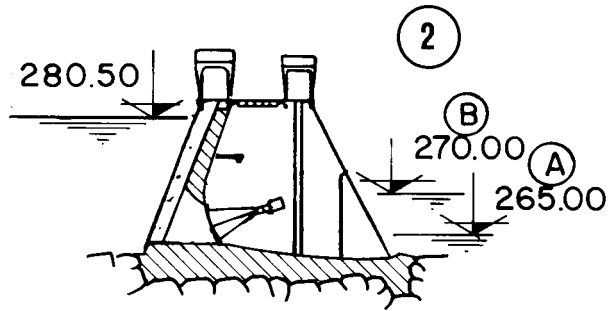
Fig. 16

Barrages à contreforts - Coupe sur évacuateur de fond.
Buttress dams - Typical section of bottom spillway.

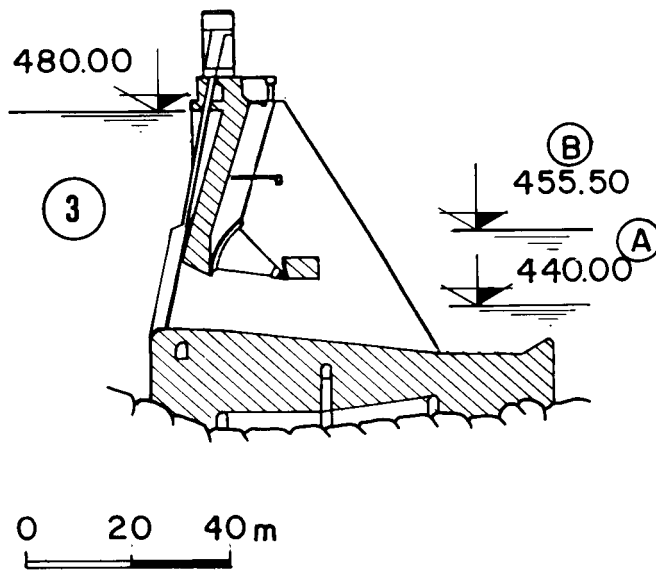
- (A) Niveau minimal à l'aval.
Minimum downstream water level.
- (B) Niveau maximal à l'aval.
Maximum downstream water level.



- (1) Barrage de Kashm el Girba (Soudan) : 7 pertuis, vannes de 7 × 7,30 m.
Kashm el Girba dam (Sudan) : 7 sluices with 7 × 7.30 m gates.



(2) Barrage de Jupia (Brésil) : 37 pertuis, vannes de 10 × 7,30 m.
Jupia dam (Brazil) : 37 sluices with 10 × 7.30 m gates.



(3) Barrage de Roseires (Soudan) : 5 pertuis, vannes de 6 × 10,50 m.
Roseires dam (Sudan) : 5 sluices with 6 × 10.50 m gates.

de vannes à opercule*. Un autre exemple de construction plus récente est celui du barrage voûte de Aldeadavilla en Espagne équipé de deux robinets à jet creux de 2,5 m de diamètre pouvant débiter au total 300 m³/s sous une charge de 120 m (Fig. 17).

4.2. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALES DES PERTUIS

On peut distinguer, d'une part, les pertuis de grande capacité d'évacuation et, d'autre part, les pertuis ayant essentiellement pour objet le réglage fin du débit restitué en aval.

4.2.1. Pertuis de fond de grande capacité d'évacuation

Les pertuis peuvent être situés dans un barrage en béton ou dans une galerie indépendante. Dans un cas comme dans l'autre la *vanne de contrôle* peut être placée vers l'amont, vers l'aval, ou à un point intermédiaire dans le conduit. Le choix dépend des dispositions générales des ouvrages du barrage, des caractéristiques des écoulements et des dispositions adoptées pour la restitution des débits en aval. Lorsque la vanne est située vers l'aval ou à un point intermédiaire, le conduit en amont de la vanne est souvent blindé en tôle d'acier pour isoler le béton du barrage de la pression amont régnant dans le conduit. Un blindage en acier est également prévu à l'aval de la vanne pour améliorer la résistance des parois à la cavitation lorsque les vitesses sont très élevées et la résistance à l'usure lorsque les eaux sont chargées en sédiments.

D'une façon générale, les pertuis de fond comprennent deux vannes, une *vanne de contrôle* du débit et une *vanne de garde*. Le choix du type des vannes, examiné ci-après, conditionne la disposition des ouvrages.

Pour maintenir les parois en pression, le pertuis en amont de la vanne de contrôle est toujours plus ou moins convergent, avec une forme d'entonnement à l'extrémité amont. La vanne de garde peut se situer en amont ou en aval de la forme d'entonnement; lorsqu'elle est en aval, on peut prévoir un batardage supplémentaire en amont de la forme d'entonnement.

Le pertuis en aval de la vanne de contrôle peut être blindé sur tout ou partie de la longueur aval du pertuis compte tenu des vitesses d'écoulement, de la présence ou non de sédiments dans l'écoulement, et de l'introduction ou non d'air dans l'écoulement contre les parois. Les besoins à cet égard ne sont pas précisément définis; les projets sont basés surtout sur l'expérience des prototypes et des recommandations sur ces points sont présentées dans la section 4.4.

Les pertuis de fond de grande capacité d'évacuation sont souvent construits *sans grille de protection contre les débris*. Des débris sous la forme d'arbres, de branches, de feuilles, etc., peuvent être attirés, en quantités importantes, par l'écoulement des pertuis de fond. La façon la plus simple de se débarrasser de tels débris est de donner aux pertuis des dimensions suffisantes pour les laisser passer et de mettre en place des vannes de contrôle à effacement total conçues pour être

(*) « Ring seal gates » = Vannes à opercule, cf. Glossaire de termes relatifs aux barrages (Bulletin 31 de la CIGB 1977), page 52.

4.2. GENERAL CHARACTERISTICS OF SLUICES

In discussing submerged outlets, a distinction must first be made between those providing a very high discharge and those providing fine control capacity.

4.2.1. Large bottom outlets

Large bottom outlets can be provided within the body of the concrete dam, or in a separate tunnel or conduit. In both cases, the *control gate* may be at the upstream or downstream end, or at some intermediate point, as determined by the general arrangement of the dam, flow conditions and arrangements at the discharge end. When the gate is at the downstream end or at some intermediate position, the waterway ahead of it is usually steel-lined to protect the dam concrete against the full hydrostatic head inside the sluice. Steel lining is also placed for some distance behind the gate to improve cavitation resistance at very high flow velocities and wear resistance if the water carries a significant amount of sediment.

Broadly speaking, a bottom outlet requires two gates, the *main control gate* and a *maintenance gate*. Gate type as discussed below governs the general arrangement of the structure.

The sluice ahead of the control gate usually narrows down from the carefully shaped inlet to keep the pressure positive. The maintenance gate may be at any position along the inlet section, but when it is at the downstream end stoplog grooves may also be provided upstream of it.

The sluice behind the control gate may be steel-lined for all or part of its length, to suit flow velocities, solid load if any, and whether or not there is a film of air entrained along the walls. There are no clear rules and designs are usually based squarely on past full-size experience; recommendations appear in section 4.4.

Large bottom outlets often have *no debris screens (trashracks)*. Trees, branches, leaves, etc. may be sucked in, in large quantities and the easiest way of dealing with this problem is to make the sluices large enough not to jam and design the gates to open and close even with debris in the sluice. Where the sluice is large as compared with the size of the debris, no screen is used, and the inlet shape is designed to prevent blockages.

manœuvrées en présence de débris éventuels. Pour des pertuis de grandes dimensions par rapport aux dimensions des débris, on se passe de grille et on adopte une forme d'entonnement facilitant au maximum le passage des débris.

En cas de doute, on adopte une grille de grande hauteur comportant la plus grande ouverture entre barreaux compatible avec les dimensions du pertuis et on calcule sa résistance pour un risque d'obstruction totale. Il faut également envisager des dispositifs de dégagement des vases et des débris en cas de risque élevé d'obstruction (jet sous pression, alimentation en eau claire des fuites - voir sections 4.5 et 4.6 ci-après). Néanmoins, compte tenu des valeurs de l'entr'axe des barreaux normalement adoptées, l'obstruction totale est peu probable et ainsi, certains projeteurs prennent arbitrairement une perte de charge de 6 à 12 m pour le calcul des barreaux.

4.2.2. Pertuis de restitution avec réglage fin du débit

Pour la restitution, sous forte charge, de débits pouvant être faibles, on fait appel à différents types de robinets situés le plus souvent à l'extrémité d'une conduite métallique spéciale. La vanne de garde peut être une vanne plate ou un robinet-vanne. En raison des faibles dimensions des passages d'écoulement, les entrées de ces pertuis de fond sont généralement pourvues de grilles. Ces organes peuvent être associés dans certaines conditions à des pertuis de grande capacité d'évacuation pour assurer le dégagement des vases et des débris. Il faut avoir en mémoire qu'il existe des exemples de pertuis qui ont été mis hors d'usage par l'obstruction des grilles et des conduites par des débris et des vases.

4.3. TYPES ET DISPOSITIONS DES VANNES

Les vannes de contrôle du débit des pertuis de grande capacité peuvent être des vannes segments ou des vannes plates; généralement on adopte les vannes plates comme vannes de garde.

Pour les pertuis destinés à un réglage fin des débits, différents types de robinets-vannes placés normalement en bout de conduite sont utilisés conjointement avec des vannes ou des robinets de garde.

4.3.1. Vannes de contrôle des pertuis de fond de grande capacité d'évacuation

Dans l'évolution de la conception des grands pertuis de fond, la tendance est d'utiliser de plus en plus fréquemment des *vannes segments* pour le contrôle du débit. Le gros avantage de la vanne segment dans les installations à forte charge est de ne pas nécessiter de rainures qui constituent une source de cavitation par les décollements de l'écoulement qu'elles entraînent.

Les vannes segments ont été expérimentées avec succès pour toutes les charges jusqu'à une centaine de mètres après la mise au point des étanchéités frontales. Des vannes segments avec décrochement du radier permettant une application de l'étanchéité par déplacement de la vanne, ont été expérimentées sous des charges

When in doubt, however, a screen is provided; it is very high and has the largest clear area compatible with the size of the sluice. It is designed structurally to resist forces from total blockage. Means must of course be provided for removing silt and debris if there is a serious risk of blockage (pressure jets, clear water feeding the seepage paths, see sections 4.5 and 4.6). For the usual bar spacing for trashracks, complete blockage is almost impossible and some designers use an assumed and arbitrary differential head of 6 to 12 m.

4.2.2. Compensation outlets

Where fine control is required for small flows under high heads, various types of valve are employed, usually at the downstream ends of steel pipes. A sluice valve or gate may provide closure for maintenance purposes. Because of the small size of the flow passage, they are usually screened. In some cases they may also be combined with the large bottom outlet for discharging silt and debris. It must be remembered that there have been cases of sluices rendered unserviceable through screen blockage and conduits blocked by debris and silts.

4.3. GATES AND VALVES

Control gates for large bottom outlets may be radial or vertical-lift type; vertical-lift gates are usually used for maintenance gates.

For fine-control outlets, various types of sluice valve, usually at the lower end of the pipe, are used with a maintenance gate or valve ahead of them.

4.3.1. Bottom outlet gates

The trend in the design of large bottom outlets is toward a more frequent use of radial gates for flow control. The great advantage where high heads are involved is that they do not need gate slots which disturb the flow and give rise to cavitation.

Radial gates have been tried successfully at all heads up to about 100 m once efficient front seals had been developed. Gates with an offset at the bottom forcing the seal into place as the gate moves, have been tried at heads of more than 100 m, sometimes with offset aeration systems, but there is no conclusive evidence so far.

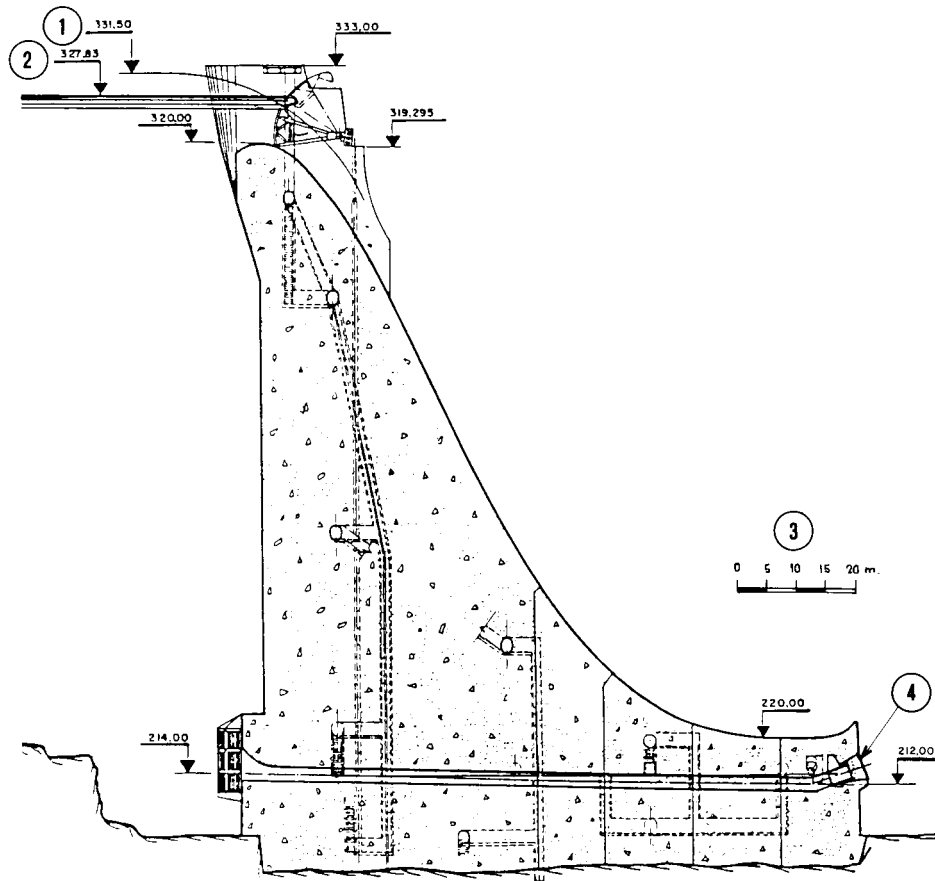
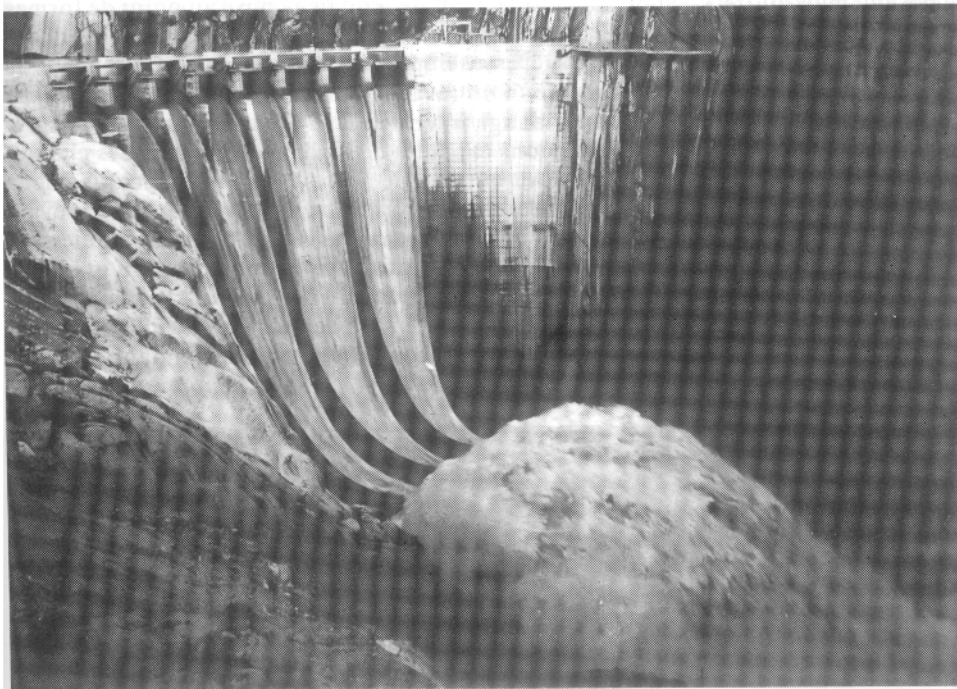


Fig. 17

Barrage d'Aldeadávila (Espagne) : Coupe sur vidanges de fond.
Aldeadávila dam (Spain) : Section through bottom outlets.

- | | |
|---|---|
| (1) Niveau des plus hautes eaux. | (1) <i>Maximum water level.</i> |
| (2) Retenue normale. | (2) <i>Normal water level.</i> |
| (3) Échelle en mètres. | (3) <i>Scale metres.</i> |
| (4) 2 vannes à jet creux. | (4) <i>2 hollow-jet valves.</i> |
| $\varnothing = 2,50 \text{ m}$; $H = 113,65 \text{ m}$. | $\varnothing = 2.50 \text{ m}$; $H = 113.65 \text{ m}$. |
| $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$. | $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$. |



Barrage d'Aldeadávila (Espagne). Évacuateur de crue (2 800 m³/s).
Aldeadávila dam (Spain). Spillway (2 800 m³/s).

dépassant 100 m, avec des systèmes d'aération du décrochement, mais sans que l'on puisse encore conclure sur l'intérêt de la méthode.

Des *vannes plates* ont été utilisées comme vannes de contrôle du débit sous des charges allant même jusqu'à 200 m (Mauvoisin en Suisse), mais leur utilisation doit rester exceptionnelle et leur fonctionnement prolongé à ouverture partielle ne doit pas être normalement toléré. La vanne plate présente évidemment l'intérêt d'être moins encombrante qu'une vanne segment qu'il est parfois difficile de loger convenablement.

L'utilisation de vannes plates pour le contrôle des débits aux ouvertures partielles demande des précautions particulières dès que la charge est élevée. On peut considérer que jusqu'à 20 m de charge environ, peu de problèmes de cavitation se posent, mais au-delà, le bon fonctionnement dépend de la mise au point de formes particulières des rainures et des parois permettant des mises en pression ou des entrées d'air dans l'écoulement [14]. Des exemples de vannes plates de réglage du débit existent jusqu'à des charges de 60 m (évacuateur de Kariba : 33 m; vidange de PK Le Roux : 60 m (Fig. 18); vidange intermédiaire de Mica : 60 m [84, 98, 99]. Les vannes plates de grandes dimensions capables de régler le débit sous des charges supérieures à 60 m sont plus rares. Au barrage de Serre-Ponçon (France) les deux vidanges sont équipées de vannes plates à chenilles de $2,60 \times 5,20 \text{ m}^2$ pouvant évacuer chacune $600 \text{ m}^3/\text{s}$ sous 124 m de charge, mais leur durée de fonctionnement reste très limitée (manœuvres de contrôle annuelles). Au barrage de Colbun (Chili) deux vannes plates glissantes de $2,5 \times 3,7 \text{ m}^2$ sont installées dans le bouchon du tunnel de dérivation provisoire; elles sont capables de débiter jusqu'à $730 \text{ m}^3/\text{s}$ sous une charge de 108 m; elles ont fonctionné de façon ininterrompue pendant 324 jours



Barrage de Serre-Ponçon (France). Évacuateur de crue ($1\,700 \text{ m}^3/\text{s}$).

Serre-Ponçon dam (France). Spillway ($1\,700 \text{ m}^3/\text{s}$).

Vertical-lift gates have been used as control gates under heads of up to 200 m (Mauvoisin in Switzerland), but they must remain rare instances and prolonged use at partial openings must not be a normal occurrence. This type of gate does of course have the advantage of taking up less space than a radial gate in sometimes congested areas.

The use of vertical-lift gates for flow control at partial openings requires special precautions under high heads. Up to about 20 m, one can imagine that there would be few cavitation problems, but beyond this head, efficient operation requires special shapes for the slots and sluice to keep the flow at positive pressure and admit air into it [14]. There are instances of such control gates at heads of up to 60 m (Kariba spillway, 33 m; P. K. Le Roux bottom outlet, 60 m (Fig. 18); Mica intermediate outlet, 60 m [84, 98, 99]). Large vertical-lift gates capable of operating at partial openings under heads in excess of 60 m are more rare. At Serre Ponçon, France, two outlets have 2.60 m × 5.60 m caterpillar gates and can each discharge 600 m³/s under 124 m head, but they are opened for only short time (annual check). At Colbun dam in Chile, two sliding gates measuring 2.5 m × 3.7 m are fitted in the diversion tunnel plugs and are capable of 730 m³/s total discharge under a head of 108 m uninterrupted operation for 324 days with flows between 50 and 690 m³/s under heads up to 100 m. No cavitation problems were detected neither in the armor nor in the concrete.

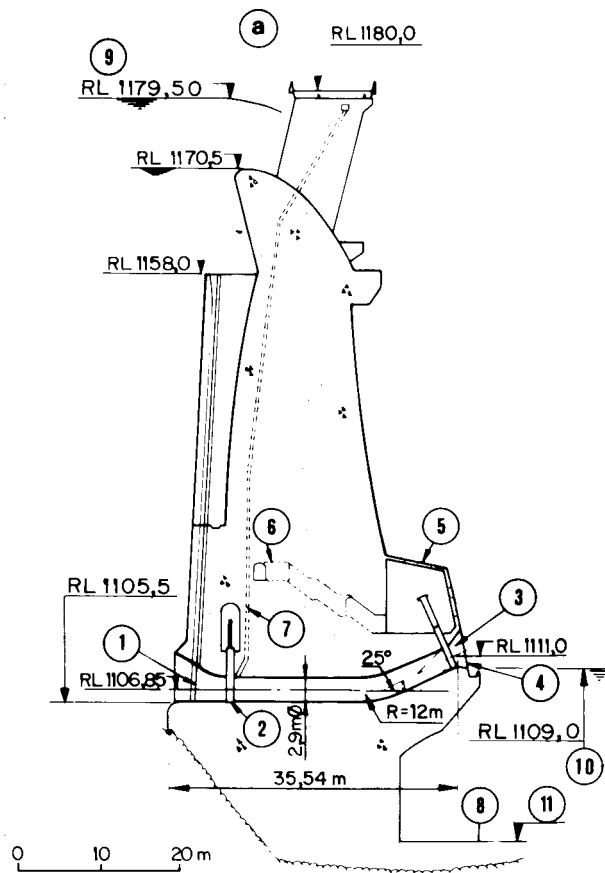


Fig. 18

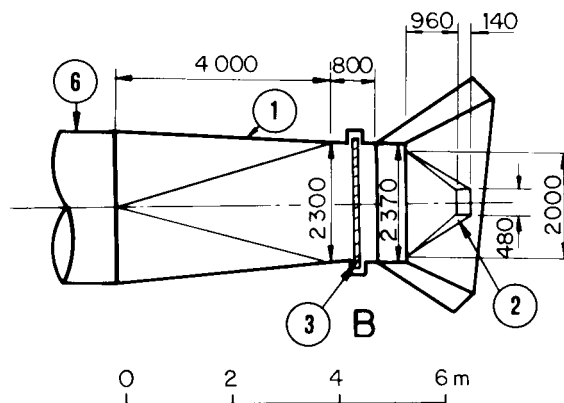
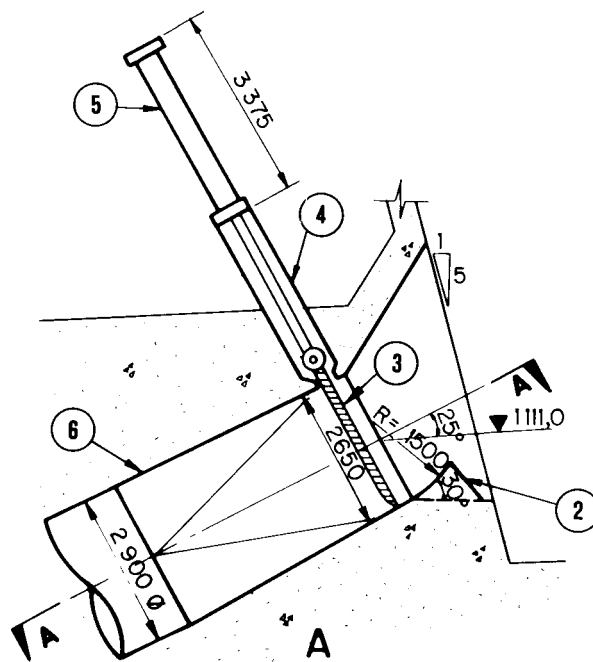
Barrage P. K. Le Roux (Afrique du Sud) : Vidange de fond et détails de la vanne plate de réglage.

P. K. Le Roux dam (South Africa) : Bottom outlet and details of control slab gate.

(a) Disposition de la vidange de fond.

Layout of bottom outlet.

- | | |
|--|--|
| (1) Vanne de service-entretien. | (1) Maintenance gate. |
| (2) Vanne de service. | (2) Service gate. |
| (3) Vanne plate $2,30 \times 2,60 \text{ m}^2$. | (3) Slab gate $2.30 \times 2.60 \text{ m}^2$. |
| (4) Déflecteur. | (4) Splitter. |
| (5) Chambre des vannes. | (5) Outlet house. |
| (6) Galerie d'accès. | (6) Access gallery. |
| (7) Conduit de ventilation vers la pile de pont. | (7) Ventilation to bridge pier. |
| (8) Tapis épaisseur mini 3,0 m. | (8) Apron 3,0 m mini thickness. |
| (9) Plus hautes eaux. | (9) Maximum water level. |
| (10) Niveau aval correspondant. | (10) Corresponding tailwater level. |
| (11) Niveau du tapis El. 1082 à 1098,6. | (11) Apron level 1082 to 1098.6 El. |



(b) Disposition de la vanne plate.

Layout of slab gate.

- | | |
|--|--|
| (A) Coupe en élévation. | (A) Sectional elevation. |
| (B) Coupe A-A. | (B) Section A-A. |
| (1) Transition de la section circulaire à rectangulaire. | (1) Transition from circular to rectangular section. |
| (2) Déflecteur. | (2) Splitter. |
| (3) Vanne plate. | (3) Slab gate. |
| (4) Logement de la vanne. | (4) Gate housing. |
| (5) Cylindre hydraulique. | (5) Hydraulic cylinder. |
| (6) Chemise en acier inoxydable. | (6) Stainless steel lining. |

avec des débits variant de 50 à 690 m³/s sous des charges atteignant 100 m. Aucune érosion de cavitation n'a été observée sur les blindages ou sur le béton.

Pour réduire l'importance des problèmes hydrauliques créés par les rainures des vannes plates glissantes en position d'ouverture partielle, des vannes minces en acier massif, dites « dalles d'acier », ont été proposées pour les barrages de :

— Victoria (Sri Lanka) : largeur 3 m, hauteur 4,1 m, charge sur le seuil 94 m, épaisseur 270 mm;

— Alicura (Argentine) : largeur 2,2 m, hauteur 3,2 m, charge sur le seuil 118 m, épaisseur 260 mm;

— Emosson (Suisse) : largeur 1,1 m, hauteur 1,8 m, charge sur le seuil 115 m, épaisseur 120 mm.

Les forces vers le bas ou vers le haut agissant sur une vanne pour une forme de seuil, de couteau et une géométrie de rainures données, ainsi que les vibrations éventuelles du tablier de la vanne, doivent être analysées pour différentes ouvertures et conditions de fonctionnement (vitesse de manœuvre, charge). Des études sur modèle peuvent, et souvent doivent, être réalisées dans ce but, ainsi que pour l'élimination d'un éventuel vortex amont (cf. chap. 4.7).

4.3.2. Vannes de garde des pertuis de fond de grande capacité

La vanne de garde doit pouvoir couper le débit des pertuis en charge. On adopte normalement une vanne plate (wagon, chenille, à glissement) située plus ou moins loin en amont de la vanne de contrôle, suivant la disposition du pertuis. Elle peut être placée en amont ou en aval de la forme d'entonnement du pertuis; on peut adopter une vanne par pertuis ou une vanne pour plusieurs pertuis, suivant le degré de sécurité accepté pour les ouvrages.

Les vannes de garde qui peuvent être remontées complètement au-dessus de la retenue et inspectées périodiquement présentent un avantage sur le plan de l'entretien.

Certaines vannes de garde sous carter ne peuvent être inspectées qu'à l'abri d'un clapet obturant le carter une fois la vanne levée. Dans ce cas, le clapet proprement dit, manœuvré par un vérin placé dans une chambre latérale, ne peut être entretenu si l'on ne dispose pas d'un autre moyen de batardage périodique placé à l'amont de la vanne de garde.

4.3.3. Vannes des pertuis destinées à un réglage fin des débits restitués

Les robinets à jet creux divergent placés à l'extrémité d'une conduite forcée sont les plus communément utilisés pour le réglage fin des débits restitués sous forte charge. Par exemple, au barrage de Glen Canyon (USA), quatre robinets à jet creux de 2,4 m de diamètre permettent de restituer 420 m³/s sous une charge de 162 m; au barrage de Botchac (Yougoslavie) il y a deux robinets de 2,8 m de diamètre capables chacun de débiter 128 m³/s. Les vannes plates glissantes et les vannes « à jet creux cylindrique » sont également acceptables pour le même service.

Parmi les différents types de robinets, celui qui tend à être le plus répandu est le robinet à jet creux à cône fixe et à manchette cylindro-conique. Il est de

An attempt has been made to reduce the hydraulic problems caused by the gate slots at partial openings by proposing solid « steel slab » gates for Victoria dam in Sri Lanka (width 3 m, height 4.1 m, head on sill 94 m, thickness 270 mm), Alicura dam in Argentina (width 2.2 m, height 3.2 m, head on sill 118 m, and thickness 260 mm) and Emosson dam in Switzerland (width 1.1 m, height 1.8 m, head on sill 155 m, and thickness 120 mm).

The downpull or uplift forces acting on a gate of given seal and housing geometry and the gate leaf vibrations should be analysed at various partial openings and operating conditions. Model investigations can be used for these purposes as well as for the elimination of any upstream vortices (cf. section 4.7.).

4.3.2. Maintenance gates for high-capacity bottom outlets

The maintenance gate on a bottom outlet must be able to close against the full flow. It will usually be a vertical-lift type (fixed roller, sliding, caterpillar) at varying distances ahead of the control gate as dictated by sluice type. It may be at the upstream or downstream end of the gate inlet transition; there may be one gate per sluice or one for several sluices depending on the risk factor.

The bulkhead type of gate which can be removed completely and stored above the maximum reservoir operating level has a maintenance advantage.

Some maintenance gates can also be inspected in the operating chamber just above the sluice by closing a horizontal flap gate sealing the opening in the top of the sluice liner just below the maintenance gate housing when the gate is in the fully open position. However, in this case the flap gate itself is not accessible for maintenance unless there is another bulkhead gate upstream.

4.3.3. Gates and valves for fine control

Conical hollow jet valves at the ends of pressure pipes are commonly used for fine control under high heads. At Glen Canyon dam (USA), four 2.4 m diameter hollow jet valves can discharge 420 m³/s under a head of 162 m. At Botchac (Yugoslavia), two 2.8 m valves have a unit capacity of 128 m³/s. High pressure slide gates and jet flow gates are also used for fine control.

The type of hollow jet valve that tends to be in most widespread use is the Howell-Bunger valve with fixed cone and moving cylindrical sleeve. Construction

construction assez simple et permet d'obtenir un jet annulaire pas trop dispersé si un capuchon est ajouté. A condition que le débit soit restitué à l'air libre, il ne pose pas de problème particulier de cavitation. La vanne à jet creux développée par le « US Bureau of Reclamation », qui est caractérisée par un cône ou pointeau mobile, est moins fréquemment installée bien qu'elle donne satisfaction.

Les vannes de garde en conduite peuvent être des robinets papillons, des robinets sphériques, des vannes plates, etc. Le robinet sphérique est muni d'une étanchéité d'entretien.

4.4. CAVITATION, BLINDAGES, ENTRETIEN (cf. chap. 5 et 6)

Les écoulements à grande vitesse posent des problèmes de cavitation liés aux matériaux employés, à la forme des ouvrages, à la nature des surfaces et aux possibilités d'aération.

La mise en vitesse rapide de l'écoulement sous la vanne d'un puits de fond entraîne le long des parois des vitesses d'écoulement élevées avec une couche limite très mince. Il est usuel de prévoir un *blindage* en acier d'une longueur en principe suffisante pour permettre la formation d'une couche limite compatible avec la nature des surfaces en béton en aval. Toutefois, des méthodes de définition manquent et les longueurs très variables adoptées sont basées surtout sur l'expérience. Pour les fortes charges, au-delà de 40 m, de grandes longueurs de blindage sont souvent utilisées. Des phénomènes de cavitation en aval de blindages ont été cependant observés et pour y remédier des dispositifs permettant des introductions d'air ont été aménagés. Pour des charges dépassant 80 m il paraît nécessaire d'envisager, soit le blindage de l'ensemble du puits aval, soit, à partir d'un certain point, l'arrêt du blindage et l'introduction d'air dans l'écoulement contre les parois en béton.

L'utilisation de vannes segments comme vannes de contrôle et l'adoption de rainures de formes spéciales pour éviter les difficultés dues à la cavitation ont été évoquées ci-dessus. Les risques de cavitation liés aux rainures des vannes de garde sont moins aigus et peuvent être atténués par l'emploi de formes de rainures profilées devenues classiques [14].

Un blindage en tôle d'acier inoxydable permet d'améliorer la résistance à l'abrasion par les sédiments fins qui peuvent être évacués par les puits de fond. Toutefois, en cas d'usure, le remplacement du blindage est difficile et on peut être amené à utiliser un revêtement en mortier à base de résines, en béton de fibres d'acier, ou à base d'autres produits spéciaux, présentant l'avantage de permettre une réparation rapide des surfaces érodées. Dans le cas de puits destinés à une évacuation normale de sédiments, le problème des moyens d'entretien et des possibilités d'accès pour les travaux d'entretien doit être examiné avec une attention particulière.

Des puits de fond devant assurer l'évacuation de graviers exigent un revêtement spécial qui peut être un pavage en blocs de granit, mais avec une limitation assez basse de la vitesse d'écoulement maximale.

is quite simple and it gives a good hollow jet without too much dispersion if a hood is provided. It does not suffer from cavitation problems provided it discharges into free space. The US Bureau of Reclamation cylindrical hollow jet valve also has excellent operating characteristics. In this valve, the needle moves to provide seating.

For pipe maintenance, butterfly valves, rotary (sphere) valves, sluice valves and gates, etc. are provided. The spherical valve has a maintenance seal.

4.4. CAVITATION, STEEL LINING, MAINTENANCE (See also Chapters 5 and 6)

High-speed flow may involve cavitation problems depending on materials, shapes, surface finish and aeration.

The rapid acceleration of the flow under a high-head gate causes high flow velocities along the sides and floor of the sluice with a very thin boundary layer. It is usual to provide a *steel lining* for such a distance so as to permit growth of a boundary layer compatible with the finish of the unlined concrete that follows. But there is no sound design rule and the variety of different lengths used is based squarely on experience. Long linings are often found with high heads beyond 40 m. There has nevertheless been cavitation beyond the end of the lining and means of admitting air have been provided as a remedy. For heads in excess of 80 m, it would seem necessary either to line the whole sluice behind the gate or admit air into the flow in contact with the concrete surface at the point where the lining stops.

Radial control gates and special slot shapes to avoid cavitation problems have already been mentioned. Cavitation risks from maintenance gate slots are less critical and may be attenuated by the now conventional procedure of stream-lining the slots [14].

A stainless-steel lining will improve resistance against abrasion from silt travelling through the bottom sluice. If wear does occur however, the lining is difficult to replace and a resin-based mortar, steel fibre concrete or other special lining, may be preferred, as having the advantage of enabling eroded surfaces to be repaired quickly. The problem of maintenance and access for maintenance of sluices that habitually carry sediment must be given special attention.

Bottom sluices discharging gravel must have special linings, eg, granite slabs, but the maximum velocity must be kept quite low.

4.5. PROTECTION CONTRE LES CORPS FLOTTANTS, Réf. [57]

Des corps flottants affluant en grande quantité peuvent provoquer l'obstruction de pertuis de fond munis de grilles. Le problème est particulièrement important si les corps flottants peuvent s'accumuler à la surface de l'eau devant le pertuis de fond et on peut avoir intérêt dans ce cas à prévoir un pertuis de surface bien étudié pour les évacuer. D'autres moyens de prévention consistent à prévoir une grille d'assez grande hauteur et éviter de placer les pertuis trop près du lit de la rivière. On peut aussi arrêter les corps flottants à l'aide d'une drôme suffisamment résistante, mais ce dispositif n'évite pas les corps entraînés « entre deux eaux ». On peut citer l'exemple du barrage de Palagnedra (Suisse) où, en 1978, une crue catastrophique provoqua l'obturation complète de l'évacuateur, de la prise d'eau et des vidanges, entraînant le déversement sur le barrage (cf. J. Bruschin, S. Bauer, P. Delley, G. Trucco : « The overtopping of the Palagnedra dam », *Water Power*, Jan. 1982).

En pays froid, la glace peut s'accumuler devant les vannes; des pertuis spéciaux sont souvent prévus pour évacuer les glaces, préalablement fractionnées et guidées par un brise-glace.

Des vannes comportant des tabliers descendants ou clapets permettent de passer les glaces sous une charge n'excédant pas 2 m d'épaisseur, sous réserve que ces vannes restent manœuvrables (voir chap. 3.7 ci-dessus - Protection contre le gel). On lève complètement les vannes quand le débit croît trop vite (période des embâcles). Les bassins d'amortissement doivent être plus profonds et ne comporter ni obstacle ni dents susceptibles d'être endommagées par les glaces [59, 150].

4.6. PROTECTION CONTRE L'ENGRAVEMENT

Dans le cas de pertuis destinés à des vidanges de sédiments par l'effet des courants de densité ou par des chasses à niveau bas de la retenue, des précautions particulières doivent être prises pour protéger ces pertuis contre l'obstruction par les sédiments.

Le barrage d'Irîl Emda en Algérie et le barrage de Gebidem en Suisse constituent des exemples où des dispositions spéciales ont été adoptées à cet égard. A Irîl Emda les prises des pertuis d'évacuation des courants de densité sont munies de grilles et sont placées latéralement sur les parois d'un pertuis de grandes dimensions qui peut être ouvert épisodiquement pour dégager les prises des pertuis latéraux et qui peut être batardé pour permettre des visites d'entretien.

Au barrage de Gebidem qui doit permettre d'évacuer des graviers, on a envisagé qu'un dépôt puisse se former devant l'entrée des pertuis avant l'opération de chasse. Ces pertuis sont donc munis d'un masque en béton devant l'entrée, pour éviter que le dépôt ayant pénétré à l'intérieur du conduit puisse venir au contact du plafond du pertuis. En outre, des alimentations en eau claire sont aménagées en aval du masque pour permettre le dégagement du pied du cône de matériaux ayant pénétré dans le pertuis et pour compenser en eau claire les fuites de la vanne afin d'éviter la formation d'un bouchon de vase compacte [85].

4.5. PROTECTION AGAINST FLOATING DEBRIS, Ref. [57]

An abundance of floating debris can block inlet screens. The problem is critical if it can accumulate at the water's surface in front of the deep sluice and it may be useful to provide a special surface discharge chute. Other means of prevention include high screens and keeping the deep sluice above river bottom. Strong trash booms will stop floating debris but not waterlogged material just below the surface. The example of Palagnedra dam (Switzerland) is self explanatory on this matter : in 1978, a catastrophic flood led to a complete jamming of the spillway, the pressure tunnel intake and both bottom outlets, with overflow on the dam (cf. J. Bruschin, S. Bauer, P. Delley, G. Trucco : « The overtopping of the Palagnedra dam », Water Power, Jan. 1982).

Ice which can build up in front of gates in cold climates is often broken up by ice breaker boat and guided to special openings through which it is discharged.

If still operable in frozen conditions (see section 3.7. « Protection against ice »), vertical lift or flap gates will allow discharge of ice in a nappe up to 2 m thick. When the quantity of ice to be discharged increases too rapidly, as in case of ice jams, the gates are raised to their full height to completely clear the opening. In this case, however, stilling basins must be deeper and have no splitters or obstacles which could be damaged by the blocks of ice [59, 150].

4.6. PROTECTION AGAINST SILTATION

It is worth taking special precautions to protect sluices designed for discharging sediment through density currents or flushing operations at low reservoir level to protect them against becoming blocked.

Iril Emda dam in Algeria and Gebidem dam in Switzerland are examples where special arrangements have been provided. At the first, the sluices tapping the density currents are screened and emerge at the sides of a larger sluice that is periodically opened to clean the side screens and that can be fitted with stoplogs for maintenance purposes.

At Gebidem dam, where gravel has to be discharged, there was considered to be a possibility of a deposit forming in front of the sluice inlets before flushing. A concrete screen was therefore built in front of the inlets to prevent the deposit inside the sluice building up to the roof. Clear water can also be admitted behind the screen to attack the toe of the deposit and counteract leakage under the gate, which might otherwise allow a plug of compact mud to form [85].

4.7. PROTECTION CONTRE LES VORTEX

Lorsque la charge sur l'entonnement d'une vanne de demi-fond ou d'une grande vanne de surface ouverte partiellement devient insuffisante, il peut se former un ou plusieurs vortex ayant pour conséquences la réduction du débit et des à-coups de pression et vibrations dangereux.

On peut supprimer ces vortex par l'étude sur modèle réduit de consoles ou colliers spéciaux disposés autour des piles ou par l'ajout de voiles de dispositions variées (poutres horizontales, murs guideaux verticaux ou subhorizontaux, grilles, dalle de couverture) ou par des injecteurs disposés à partir des zones d'eau morte [133] ou enfin par des systèmes de succion de la couche limite comme par exemple celui étudié pour le barrage de Piedro de Aguila (Argentine) [24].

4.8. OUVRAGE DE RESTITUTION AVAL, DISSIPATION D'ÉNERGIE (cf. section 3.6)

Deux aspects particuliers des écoulements des pertuis de fond caractérisent les problèmes de restitution aval :

- 1) une forte concentration de débit dans la largeur;
- 2) la possibilité de fonctionnement sous une gamme de charges très variées.

Par exemple, la concentration maximale de débit à la sortie des pertuis de l'évacuateur de Cabora Bassa est d'environ $270 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ sous une charge de 82 m; à Khashm el Girba où la concentration en débit est au maximum $160 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, les pertuis doivent fonctionner sous une charge maximale de l'ordre de 35 m et sous une charge minimale de quelques mètres seulement lorsque la retenue est abaissée en saison de crues pour assurer la chasse des sédiments déposés dans la retenue.

Aux barrages voûtes de Cabora Bassa, de Kariba et de Sainte-Croix, on tire avantage de l'écoulement en pertuis pour réduire le plus possible la dimension des ouvrages de restitution, en adoptant un niveau minimal de retenue pour l'exploitation des vannes et en calant les orifices assez bas pour que l'impact des jets dans le lit de la rivière soit suffisamment éloigné du pied du barrage afin d'éviter les dangers d'affouillement. Aux barrages voûtes de Morrow Point aux États-Unis et de Cambambe en Angola où des évacuateurs en pertuis du même type ont été adoptés mais où la charge de fonctionnement est plus faible, des bassins importants de réception et de dissipation des jets ont été construits au pied des barrages.

Au barrage de Khashm el Girba la restitution s'effectue au moyen d'un tremplin qui fonctionne partiellement noyé aux gros débits. Au barrage de Roseires où les pertuis de fond assurent le même rôle qu'à Khashm el Girba, on a prévu un bassin plus profond, mais assez court, permettant une dissipation par ressaut hydraulique à tous les débits.

Comme dans tous les évacuateurs, le choix entre une restitution libre ou une dissipation dans un bassin avec ou sans dispersion est étroitement lié aux dispositions des ouvrages, aux conditions topographiques et géologiques, aux conditions de fonctionnement, etc.

4.7. PROTECTION AGAINST VORTICIES

When the head above the entry of a partially opened deep surface spillway gate of mid-height spillway gate is insufficient, a vortex can be created, reducing flow and causing dangerous gate vibration and surge.

Vorticies can be eliminated by performing a scale-model study of special collars or blocks around piers, by adding different types of flow-guiding surfaces (horizontal beams, vertical or subvertical training walls, grilles, cover slabs, etc.), by injecting water from still zones [133] or by boundary layer suction systems such as that studied for Pedro de Aguila dam in Argentina [24].

4.8. TERMINAL STRUCTURES AND ENERGY DISSIPATION (See Section 3.6.)

There are two special aspects connected with the terminal discharge of flow from bottom outlets :

- 1) A highly concentrated jet discharge per unit width.
- 2) Operation under a high range of different heads.

For example, the maximum discharge per unit width from the Cabora Bassa spillway is approximately $270 \text{ m}^3/\text{s.m}$ under a head of 82 m; at Khashm el Girba where the maximum discharge is $160 \text{ m}^3/\text{s.m}$, the sluices must operate under a maximum head of some 35 m and a minimum head of a few metres only when the reservoir is drawn down in flood seasons to flush accumulated sediment.

At the Cabora Bassa, Kariba and Sainte-Croix arch dams, advantage is taken of the orifice-type flow to keep the terminal structures to a minimum, by operating at low reservoir level and setting the orifices low enough for the impact zone in the river channel to be far enough away from the dam to prevent under-mining. The Morrow Point arch dam in the USA and Cambambe arch dam in Angola have the same type of orifice spillways but operating under a lower head, and large stilling basins had to be built.

At Khashm el Girba dam, the flip bucket is partially drowned at large flows. At Roseires dam where the deep sluices serve the same purpose as at Khashm el Girba, the stilling basin is deeper but quite short, providing a hydraulic jump for energy dissipation at all discharges.

As with all spillways, the choice of free jet or stilling basin with or without dispersion is closely tied with the overall dam design, topography, geology, operating conditions, etc.

5. PROBLÈMES PARTICULIERS DES ÉCOULEMENTS A GRANDE VITESSE

5.1. CAVITATION : CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES, EXEMPLES CARACTÉRISTIQUES (*)

Les conditions favorisant l'apparition du phénomène de cavitation sont souvent réunies dans les écoulements à grande vitesse : turbulence élevée associée à une pression statique faible ou modérée. Les coursiers des évacuateurs de surface à partir d'une dénivelée de 40 à 50 m au-dessous du niveau de retenue et leurs cuillères déflétrices, les chenaux à la sortie des évacuateurs de fond (cf. § 4.4) comptent parmi les parties d'ouvrages les plus exposées. La cavitation est présente également au sein de l'écoulement macroturbulent dans les bassins à ressaut et fosses d'amortissement; elle est particulièrement intense au contact et dans le sillage des obstacles incorporés à certains types de bassins.

Les *dommages causés par la cavitation* aux structures de confinement des écoulements à grande vitesse sont fréquents avec les barrages de plus en plus hauts et les évacuateurs de capacité de plus en plus grande réalisés au cours des dernières décennies. En se limitant aux évacuateurs de surface on peut citer comme exemples ceux des barrages de :

- Hoover, USA;
- Glen Canyon, USA [7,155].
- Karun, en Iran, dont la moitié inférieure du coursier et la cuillère ont été sérieusement érodés à plusieurs reprises [162] (Fig. 1);
- El Infernillo, au Mexique, où la cavitation a creusé des trous de plusieurs mètres de profondeur dans les coudes de raccordement entre puits inclinés et galeries de dérivation;
- Keban, en Turquie, endommagé superficiellement près des joints transversaux entre dalles du coursier [3];
- Mica, au Canada;
- Bratsk, URSS;
- Yellowtail, USA, où la cavitation a creusé un trou de plus de 2 m à l'aval du coude vertical de l'évacuateur en tunnel [7, 20] (Fig. 19);
- Guri, Venezuela, où la cuillère submergée du déversoir de première phase a été sérieusement endommagée par cavitation au niveau de l'arête du tremlin [29].

(*) Réf. [40, 54, 74, 76, 114, 125, 156].

5. PARTICULAR PROBLEMS WITH HIGH-VELOCITY FLOWS

5.1. CAVITATION : GENERAL CONSIDERATIONS, TYPICAL EXAMPLES (*)

Conditions conducive to cavitation are often combined in high-velocity flows : high turbulence associated with low or moderate static pressure. Surface spillway chutes extending 40-50 m below reservoir level and their terminal flip buckets, and outlet channels from high-head spillways (see para. 4.4) are amongst the most highly exposed structures. Cavitation also occurs in the macroturbulent flow in hydraulic jump stilling basins and scour holes; it is particularly intense at and behind the obstacles built into some types of basins.

Cavitation damage to structures designed to confine high-velocity flow is frequent with the higher dams and larger spillways being built over recent decades. Taking only surface spillways as an example, such cavitation damage has occurred at :

- Hoover dam, USA.
- Glen Canyon dam, USA [7, 155].
- Karun, Iran, where the bottom half of the chute and bucket were seriously eroded on several occasions [162] (Fig. 1).
- El Infernillo, Mexico, where cavitation scoured holes several metres deep in the bend joining the inclined shafts to the diversion tunnels.

- Keban, Turkey, where superficial damage occurred near the joints between chute slabs perpendicular to the flow [3].
- Mica, Canada.
- Bratsk, USSR.
- Yellowtail, USA, where cavitation produced a hole more than 2 m deep downstream of the vertical bend in the tunnel spillway [7, 20] (Fig. 19).
- Guri, Venezuela, where the first-phase spillway bucket was seriously damaged by cavitation at the submerged lip [29].

(*) Ref. [40, 54, 74, 76, 114, 125, 156]

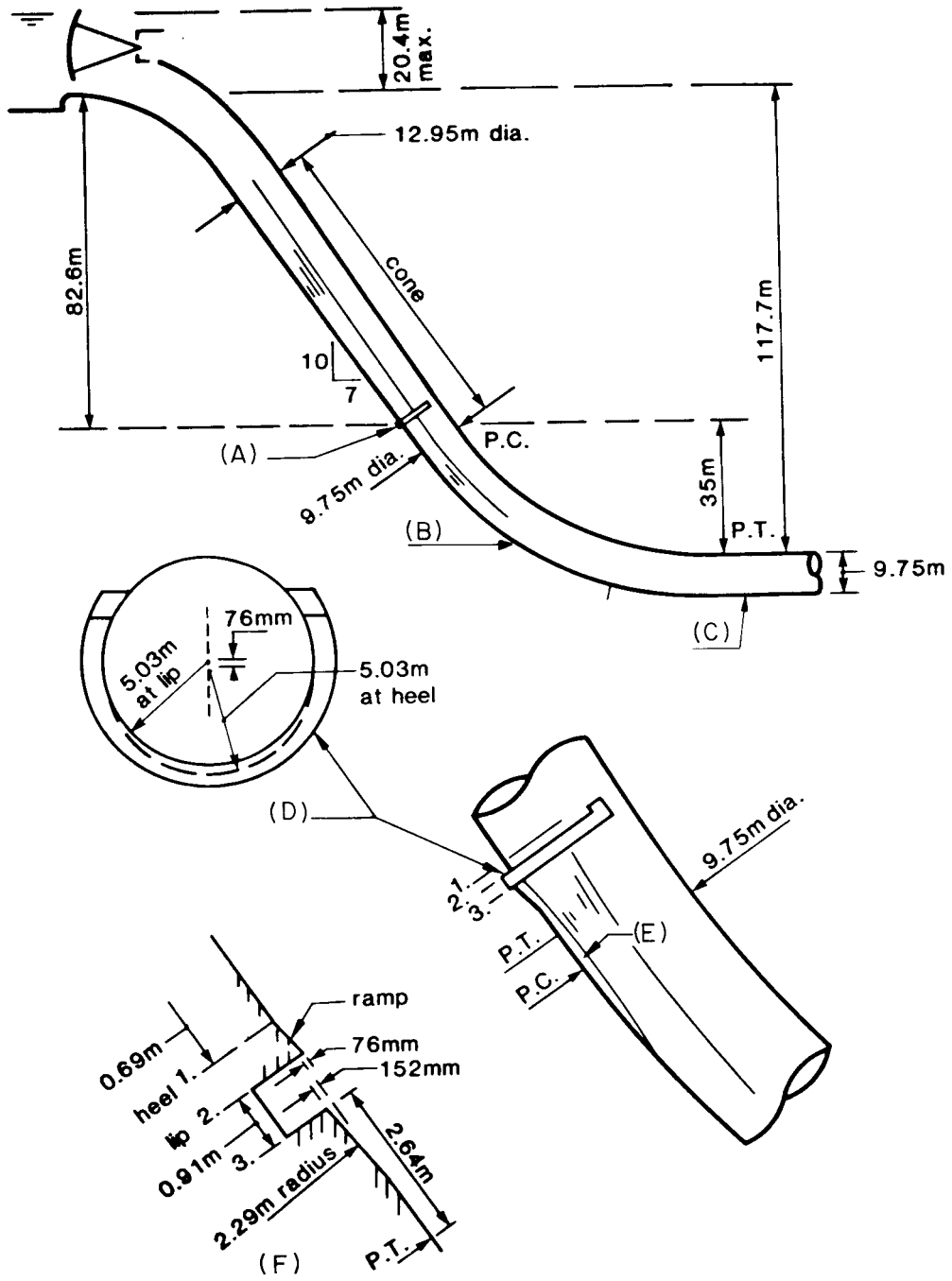


Fig. 19

Évacuateur en tunnel du barrage de Yellowtail (États-Unis) :
Disposition générale et détails de l'aérateur.

Spillway tunnel of Yellowtail dam (USA) :
General layout and details of aerator.

- | | |
|---|---|
| (A) Rainure d'aération. | (A) <i>Air trough.</i> |
| (B) Zone peu endommagée. | (B) <i>Area of minor damage.</i> |
| (C) Zone très endommagée. | (C) <i>Area of major damage.</i> |
| (D) Rainure en fer à cheval. | (D) <i>Horse-shoe trough.</i> |
| (E) Poche d'air. | (E) <i>Air cavity.</i> |
| (F) Détail de la rainure d'aération le long de l'axe du radier. | (F) <i>Detail of air trough along axis of invert.</i> |

5.2. DIMINUTION DES DÉGRADATIONS PAR CAVITATION

5.2.1. Fini de surface nécessaire; ses limitations pratiques, vieillissement du béton

Dans les écoulements à grande vitesse à surface libre, la pression statique est généralement faible. Lorsque les filets liquides sont à peu près parallèles et proches de l'horizontale, sa mesure est donnée par la profondeur d'eau; sur un coursier plan incliné elle est réduite par l'inclinaison ($p_m = y_n \times \cos \alpha$, y_n : épaisseur de la veine liquide normalement au coursier, α : angle de celui-ci avec l'horizontale).

Une convexité du radier la fait diminuer, une concavité la fait augmenter. Des variations locales sont aussi causées par les irrégularités de surface auxquelles se superposent des fluctuations hydrodynamiques associées à la turbulence. C'est ainsi qu'au voisinage des irrégularités et tout particulièrement dans leur sillage, des pressions subatmosphériques peuvent apparaître momentanément.

Le risque de cavitation est singulièrement aggravé lorsque la vitesse est très élevée au contact des parois, c'est-à-dire lorsque la couche limite n'est pas complètement développée [26]. Cette situation est malheureusement fréquente dans les évacuateurs de surface; sur les coursiers, l'écoulement pseudopotentiel persiste très loin vers le bas avec les lames épaisses et dans les coudes et cuillères la force centrifuge déforme défavorablement le profil des vitesses.

Des expérimentateurs américains (J. Ball [15, 16], Henry T. Falvey [40]) et russes (Galperin [43, 44, 45, 46], Oskolov [104, 105], Rosanov [125], Semenov [134, 135, 136]) ont proposé diverses relations qui donnent pour une singularité isolée sur un radier, caractérisée par une dimension ou un profil donnés, les conditions de pression et vitesse qui séparent les domaines de cavitation et non-cavitation. Il semble que leurs mesures aient été prises en présence d'une couche limite très peu marquée. Les *règles de fini* correspondantes, américaines ou russes, sont équivalentes, les secondes étant un peu moins sévères que les premières. Pour les vitesses élevées ($V > 30$ m/s) et dans l'état actuel de la technique, elles sont pratiquement impossibles à respecter s'il s'agit de surfaces de béton à obtenir après décoffrage ou à la règle vibrante. Elles conduisent à meuler ultérieurement les irrégularités. Cette opération est laborieuse et présente l'inconvénient de produire une surface fragile à cause du déchaussement inévitable d'une partie des agrégats superficiels. Le traitement des arêtes des joints de contraction est particulièrement délicat en raison de leur fragilité. Par ailleurs, la qualité du fini réalisé se détériore rapidement avec le temps par suite de l'action des agents atmosphériques (écarts thermiques, gel), en l'absence même de toute atteinte par cavitation. Les surfaces meulées sont particulièrement sensibles à ce type de dégradation.

Il arrive aussi que les irrégularités soient le fait de concrétions calcaires postérieures à la construction.

5.2.2. Traitement de surface - revêtements spéciaux (*)

La présence d'une couche limite insuffisamment développée, caractérisée par des vitesses élevées à quelques millimètres des parois, justifie l'application des règles

(*) Réf. [1, 53, 60, 73, 106].

5.2. CONTROL OF CAVITATION DAMAGE

5.2.1. Surface finish, practical limitations, concrete ageing

The static pressure is generally low in free-surface high-velocity flows. When the streamlines are roughly parallel and near horizontal, the water depth is a measure of the static pressure, but it is less on a flat sloping chute ($p_m = y_n \times \cos \alpha$, in which y_n is the thickness of the flow measured normal to the chute, and α is the angle the flow makes with the horizontal).

A convex floor reduces the static pressure, a concave floor increases it. Local variations are also caused by surface irregularities to which are added the hydrodynamic fluctuations associated with turbulence. Subatmospheric pressures may appear momentarily near and, more importantly, downstream of irregularities.

The cavitation risk is significantly aggravated where high-velocity flows are in contact with the concrete surfaces, and the boundary layer is not fully developed [26]. This situation is unfortunately common with surface spillways; the flow down the chute in a thick water sheet is still pseudopotential far down and centrifugal force at bends and flip buckets distorts the velocity profile unfavourably.

Experiments in America (Ball [15, 16], Falvey [40]) and in Russia (Galperin [43, 44, 45, 46], Oskolov [104, 105], Rosanov [125], Semenov [134, 135, 136]) have led to various equations for determining pressure and velocity conditions leading to cavitation or no cavitation for an isolated singularity on a chute floor, defined by a given dimension or profile. The tests would appear to have been made with a very attenuated boundary layer. The *specifications for surface finish* produced by the Americans and Russians on this basis are in fact equivalent, the latter being slightly less stringent. For high velocities in excess of 30 m/s, the specifications are practically impossible to follow in the present state of technology if they refer to as-cast concrete or screeded concrete. Finishing by grinding is essential but this is laborious and has the disadvantage of weakening the surface because some of the superficial aggregate is inevitably loosened. Contraction joint arises are particularly awkward to deal with. In any event, the finish quickly deteriorates with temperature fluctuations and freeze-thaw, even ignoring attack by cavitation. Grinder-finish surfaces are particularly sensitive to weather damage.

Irregular surfaces can also be caused by calcium carbonate concretions appearing after construction.

5.2.2. Surface treatment, linings and coatings (*)

Inadequate boundary layer where there are high-flow velocities a few millimetres from the wall justifies the measures described in section 5.2.1. for chutes and

(*) Ref. [1, 53, 60, 73, 106].

mentionnées sous § 5.2.1 aux coursiers et cuillères des évacuateurs de surface. L'expérience montre que le phénomène de cavitation est pratiquement absent sur un coursier de finition ordinaire si la couche limite intéresse toute l'épaisseur de la veine liquide; ce qui signifie que l'effet favorable de la diminution des vitesses près des parois l'emporte sur celui contraire de la généralisation de la turbulence. Malheureusement, la couche limite n'atteint la surface avant que la vitesse devienne dangereuse (dénivelée > 50 m) que dans le cas des veines minces, c'est-à-dire des petits débits unitaires.

Le développement de la couche limite est accéléré par une rugosité plus grande des parois. C'est pourquoi il n'y a pas lieu d'exiger des parois mouillées particulièrement soignées dans la partie amont de l'évacuateur.

Une rugosité artificiellement accentuée sur une certaine distance dans le tronçon de forte accélération à l'origine du coursier et dont la hauteur décroîtrait progressivement dans le sens de l'écoulement aurait peut-être des conséquences très positives à l'égard du problème de la protection contre les érosions de cavitation. C'est une voie qu'il convient d'explorer, mais qui reste difficile sur le plan de la réalisation pratique.

En relation avec ce qui précède, on conçoit que la présence, dans le profil longitudinal du coursier, d'un tronçon subhorizontal relativement long à l'amont du point situé entre 30 et 40 m au-dessous de la retenue soit une circonstance favorable dont il convient de tirer parti lorsque la morphologie du site en offre la possibilité. De même, des piles longues entre pertuis d'entrée, éventuellement prolongées par des murs guideaux intermédiaires, contribuent à l'accélération du développement de la couche limite par interaction plus prononcée des frottements sur le fond et les côtés. D'un autre côté, les « crêtes de coq » produites par des piles courtes sont favorables à l'aération de l'écoulement qui en résulte.

Les *revêtements spéciaux* ont pour but d'améliorer le fini des surfaces et d'augmenter la résistance aux chocs produits par l'implosion des bulles de vapeur en cas de cavitation. Ces deux objectifs sont réalisés simultanément par le blindage en tôle d'acier.

Le *blindage* a pour inconvénients de coûter cher et de poser des problèmes de scellement dans le béton des radiers. Aucun vide étendu ne doit subsister entre le béton et la tôle, de peur que celle-ci vibre en résonance avec les fluctuations de pression dynamique. La vibration produirait une perte d'adhérence progressive et des contraintes de fatigue ayant pour conséquence ultime l'arrachement du blindage. Celui-ci est généralement réservé à des surfaces limitées particulièrement exposées. Le cas le plus typique est celui de l'orifice des évacuateurs ou vidanges de fond et du tronçon de canal immédiatement à l'aval. L'orifice est prudemment placé à la fin d'un convergent de sorte que la pression côté amont reste suffisante pour empêcher la cavitation. De ce côté, le blindage n'est justifié que si l'étanchéité du conduit et sa résistance à la pression intérieure le rendent indispensable. Le risque de cavitation commence peu avant l'orifice (quelques mètres). Du fait de l'accélération rapide dans le convergent de sortie, la forme du profil des vitesses reste défavorable sur une certaine distance (vitesse élevée au contact des parois) en l'absence de pression statique significative. Le blindage s'impose chaque fois que la probabilité d'utilisation prolongée avec vitesses dangereuses ($V > 25$ m/s) est élevée, qu'il y ait ou non un dispositif d'aération de l'écoulement adjacent à l'orifice. Concernant l'extension du blindage dans le canal de sortie, il ne semble pas y avoir à ce jour de règles précises déduites d'une analyse théorique ou de l'expérimentation.

buckets to surface spillways. Experience shows that there is practically no cavitation on a chute with a normal concrete finish if the boundary layer extends through the whole depth of flow and the favourable effect of lower velocities near the walls outweighs the contrary effect of generalized turbulence. Unfortunately, the boundary layer will reach the water surface before dangerously high velocities develop (heads in excess of 50 m), only with thin sheets of water, ie, for small unit discharges.

Boundary layer growth is accelerated by surface roughness. This is why it is not necessary to demand a high standard of surface finish in the upstream part of the spillway.

A deliberately rough surface for some distance, with the roughness diminishing steadily from the top of the chute might be beneficial as regards cavitation control. This is worth exploring, but there would be practical difficulties of producing such a surface.

On a similar aspect, it is readily understood that a relatively long near-horizontal section of chute down to a point 30-40 m below reservoir level is favorable and should be used when the morphology of the site makes it feasible. Similarly, long piers between inlets, possibly extending some way downstream, will contribute to boundary layer growth because of the interaction it promotes between friction on the floor and sides. The rooster tail of short piers, on the other hand, is favorable due to aeration of the flow.

Special linings are used to improve surface finish and increase impact resistance against the implosion of the vapor-filled bubbles produced by cavitation. Both these objectives are met at one and the same time by steel linings.

Steel linings have the disadvantage of being expensive and awkward to tie into the concrete. No extensive gap must be left between the steel and the underlying concrete because the dynamic fluctuating pressure may cause resonance so that the steel gradually separates further from the concrete and fatigue might ultimately tear the lining away. Steel linings are generally confined to small areas at risk. The most typical case is high-head spillways and bottom outlets plus the section of sluice immediately following. It is a wise precaution for the inlet to be a convergent shape so that the upstream pressure is always high enough to prevent cavitation, in which case, steel lining is only justified by the need for the sluice to remain wtaertight and capable of withstanding the inside pressure. The cavitation risk appears first just ahead (a few metres) of the orifice. Because of the rapid acceleration in the converging outlet, the velocity profile is unfavorable over some distance (high velocities at the wetted perimeter) in the absence of any significant static pressure. Steel lining is inevitable if there is a high probability of prolonged use at dangerous velocities in excess of 25 m/s, whether or not a vent is provided to aerate the flow near the orifice. There do not appear to be any precise rules derived from theory or experiment to determine the extension of the steel lining in the outlet canal, and this is still a matter of engineering judgement. The most prudent approach is to line the floor for a minimum distance of $50 R_H$ (R_H is the hydraulic radius of the orifice),

C'est encore affaire de jugement. Les règles les plus prudentes prescrivent de blinder :

- le radier sur une distance minimale $d = 50 R_H$ (R_H rayon hydraulique de l'orifice);
- les piédroits sur toute la hauteur mouillée jusqu'à $d = 15 R_H$, sur la moitié inférieure jusqu'à $d = 30 R_H$.

Comme il s'agit d'accompagner le développement de la couche limite jusqu'à la section dans laquelle la vitesse près de la paroi devient compatible avec l'état de surface prescrit pour le béton, on conçoit que la distance blindée devrait augmenter avec la vitesse dans l'orifice et qu'une rugosité croissante du blindage de l'amont vers l'aval serait de nature à accélérer le processus de développement. Des essais devraient être conduits avec comme objectif une formulation plus rationnelle de l'extension du blindage et une meilleure connaissance de l'effet de la rugosité.

Une autre utilisation restreinte de l'acier comme revêtement anti-cavitation se rencontre parfois dans les cuillères de lancement et les bassins à ressaut. Les arêtes, sinon la surface entière de certaines dents déflectrices ou d'obstacles, sont blindées pour retarder leur dégradation. Bien que ces protections soient des pièces d'usure, des progrès restent à faire dans la mise au point d'un système commode de fixation permettant de les remplacer rapidement.

L'exécution du joint béton-acier présente souvent un problème de continuité de surface lorsque ce joint est exposé à de grandes vitesses. Les effets thermiques, de retrait ou de vieillissement (épaufrement de l'arête de béton) peuvent ouvrir ce joint avec pour conséquence l'arrachement du blindage. Ce dernier doit être fortement ancré et bien drainé pour que la sous-pression correspondant à une partie plus ou moins grande du terme de vitesse ne risque pas de s'introduire derrière le blindage en le soulevant.

Outre l'acier, d'autres types de protection ont été développés au cours des dernières décennies. Leur emploi est pratiquement limité aux réparations, à cause de leur prix et de la méconnaissance présente de leurs performances à long terme. Ce sont les résines époxydiques, les bétons avec fibres d'acier incorporées et les résines de polyuréthane (*).

Les *résines époxydiques* sont utilisées occasionnellement sous différentes formes :

- simple peinture des surfaces de béton exposées;
- imprégnation de ces surfaces sur une profondeur de 1 à 3 cm;
- réparation des portions érodées à l'aide de mortier de résine époxydique.

La peinture et l'imprégnation améliorent certes le fini et la résistance des surfaces de béton, mais dans une mesure beaucoup moindre que la tôle d'acier. La mise en œuvre de l'imprégnation est assez délicate et laborieuse; elle exige l'assèchement préalable du béton sur plusieurs centimètres de profondeur et des conditions de température très strictes [10].

Les mortiers époxydiques sont réservés aux réparations localisées. Les résultats sont quelquefois décevants, notamment lorsque les surfaces traitées sont soumises

(*) Le lecteur pourra se reporter au bulletin 43 de la CIGB : « Résines synthétiques pour les revêtements de barrages » (1982).

and the side walls over the whole wetted height for a distance of $15 R_H$ and up to midheight for a distance of $30 R_H$.

Since the object is to accompany boundary layer to a point where the velocity against the walls becomes compatible with the prescribed concrete surface finish, it is evident that the lining must be longer for high orifice velocities and that increasing the surface roughness of the lining in the downstream direction would help to accelerate boundary layer growth. Tests should be undertaken to arrive at a more rational formulation of lining length and better knowledge of the effect of surface roughness.

Another restricted use of steel as anticavitation lining is sometimes found on flip buckets and in hydraulic jumps. The arrises or even the whole surface of some baffle blocks or obstacles are faced with steel to delay damage. Although such protection is normally subject to wear and replacement, progress is still awaited to develop a convenient fastening system that would allow them to be changed quickly.

Obtaining a smooth joint between the steel and concrete is often a problem where high flow velocities are concerned. Temperature effects, shrinkage and ageing may cause the concrete edge to spall and admit water that will tear away the steel plate. The lining must be firmly tied-back and well drained to prevent uplift pressure, representing an appreciable part of the velocity head, " jacking " the lining off the concrete.

Other types of protection besides steel have been developed over recent years. They are nearly always confined to repairs, because of their high price and lack of knowledge about their long-term performance. These are the epoxy resins, fibre concrete and polyurethane resins*.

Epoxy resins are appearing, which may be brushed onto exposed concrete or impregnated to a depth of 1-3 cm. Epoxy mortars may be used for repairs.

Painting and impregnating with epoxy improve concrete surface finish and resistance, but much less than a steel lining. The impregnation process is laborious and difficult to apply successfully since the concrete first has to be dried to a depth of several centimetres and temperature requirements are very stringent [10].

Epoxy mortar is only suitable for patching. Results are sometimes disappointing, especially when the repairs are exposed to a wide range of temperatures — the

* Synthetic resins for facings of dams, ICOLD Bulletin 43, 1982.

à de fortes variations thermiques : les « rapiécages » s'épaufrent sur leur pourtour, les mortiers époxydiques ayant un coefficient de dilatation thermique différent de celui du béton. Les irrégularités ainsi produites donnent lieu à cavitation.

L'incorporation de fibres d'acier au béton (*) a pour motivation la constatation qui a été faite expérimentalement d'un ralentissement de la dégradation par cavitation avec l'augmentation de la résistance à la traction du matériau testé. Dans le cas du béton, cette résistance à la traction est améliorée notablement par la présence de fibres d'acier. Les fibres ont en outre la propriété intéressante à l'égard de la cavitation de rendre la surface du béton moins fragile, par atténuation du faïencage. Elles ont une longueur comprise entre 2 et 4 cm et une section entre 0,05 et 0,16 mm². La plus récente réparation du bassin d'amortissement du tunnel n° 3 de Tarbela (1976-1977) a comporté la mise en place sur le radier d'une couche d'usure de 50 cm d'épaisseur contenant 80 kg/m³ de fibres d'acier, pour améliorer la résistance à la cavitation et à l'abrasion [28]. La fabrication et la mise en place du béton de fibres posent certains problèmes pratiques, à cause de l'agglutination d'une partie des fibres en « chignons » et de la tendance de certaines fibres isolées à pointer au fond de minuscules dépressions qui se forment en surface par capillarité au cours du talochage de finition. Le comportement du béton de fibres à Tarbela semble avoir été satisfaisant jusqu'à ce jour (1984) bien qu'il ait été soumis de façon prolongée à des sollicitations de sous-pression et de cavitation simultanément, du fait de la macroturbulence présente dans le ressaut hydraulique. Le béton de fibres d'acier a été aussi utilisé pour réparer les érosions de cavitation qui se sont produites dans les pertuis de vidange des barrages de Libby et de Dworshak aux États-Unis [120].

La protection du béton contre la cavitation est également recherchée dans une direction tout à fait différente de celle orientée vers l'amélioration superficielle de la résistance à la traction, à savoir l'espoir fondé sur les performances de *revêtements minces élastiques* susceptibles d'amortir considérablement les chocs consécutifs à l'implosion des bulles de vapeur. En réalité, ces revêtements flexibles sont actuellement essayés pour lutter contre l'abrasion du béton par les sédiments, mais comme l'attaque par impact est aussi présente dans ce dernier phénomène, une solution satisfaisante pour l'abrasion devrait l'être dans une large mesure pour la cavitation. Le matériau de revêtement flexible le plus prometteur à l'heure actuelle semble être la *résine de polyuréthane* (voir exemple au § 5.3 ci-après).

5.2.3. Aération Réf. [31, 136]

Les bulles d'air non dissoutes présentes dans un écoulement ont un effet bénéfique à l'égard de la cavitation; elles freinent le développement de pressions subatmosphériques et, par augmentation de la compressibilité de l'eau, réduisent considérablement la violence des chocs qui accompagnent l'implosion des bulles de vapeur.

Des expérimentateurs (A. Peterka [107, 108], Russel [128]) ont établi qu'une teneur en air émulsionné de l'ordre de 8 % en volume au voisinage d'une paroi supprime toute attaque de cette paroi par cavitation, même avec des vitesses de courant d'eau très élevées ($V > 27$ m/s).

(*) Le lecteur pourra se reporter au bulletin 40 de la CIGB : « Le béton armé de fibres » (1982).

edges of the patch spall off because of the different thermal expansion of the mortar and underlying concrete. The resulting rough surface is subject to cavitation.

*The use of steel fibre in concrete** is motivated by the experimental fact that cavitation damage is slowed down by increased tensile strength. Tensile strength in concrete is substantially improved by steel fibres. The fibres also have the attractive property of making the concrete surface less brittle and preventing crazing. The fibres are 2-4 cm in length with a cross-sectional area of 0.05-0.16 mm². The latest repairs to the stilling basin to No. 3 tunnel at Tarbela (1976-1977) included a 50 cm wear layer on the floor containing 80 kg/m³ steel fibre to improve cavitation and abrasion resistance [28].

There are some practical difficulties in mixing and placing fibre concrete because the fibres tend to bunch up and individual fibres poke out of small depressions forming in the surface by capillarity as it is floated. The behaviour of the fibre concrete at Tarbela seems to have been satisfactory to date (1984) despite its prolonged exposure to simultaneous uplift and cavitation from the macroturbulence in the hydraulic jump. Fibre concrete has also been used to repair the cavitation damage in the bottom outlets of Libby and Dworshak dams in the USA [120].

There is also another approach to protecting concrete against cavitation damage that is quite different from the idea of improving the surface tensile strength with hopes being pinned on the performance of *thin elastic coatings* that might considerably reduce the impact caused by the implosion of the vapor-filled bubbles. In fact, such flexible coatings are now being tried to combat concrete abrasion by sediment, but as impact is also a factor, a satisfactory answer against abrasion should also be largely suitable against cavitation. The most promising flexible coating at the present time appears to be *polyurethane resin* (see example in section 5.3).

5.2.3. Aeration Ref. [31, 136]

Free air bubbles in the flow have a beneficial effect on cavitation. They oppose the development of subatmospheric pressures and by increasing the compressibility of the water, considerably reduce the force of the impact from implosion of the vapor-filled bubbles.

Experiments (Peterka [107, 108], Russel [128]) have demonstrated that an emulsion with some 8 % by volume of air near the wetted surface eliminates all attack by cavitation, even at very high flow velocities in excess of 27 m/s.

* Fibre reinforced concrete, ICOLD Bulletin 40, 1982.

Dans le cas des écoulements à surface libre qui sont les plus critiques à l'égard de la cavitation une aération se produit naturellement par la surface lorsque toute la section est turbulente et que le niveau de turbulence est suffisant pour que la tension superficielle ne puisse plus s'opposer aux échanges entre phases liquide et gazeuse. Comme rappelé dans la section 5.2.2, à l'origine d'un coursier d'évacuateur la turbulence est pratiquement concentrée dans la couche limite de sorte que l'aération naturelle ne commence qu'à partir de l'endroit où cette couche atteint la surface.

Le phénomène d'autoaération de la lame est favorisé par de longs coursiers permettant le plein développement de la couche limite et a été utilisé pour réduire le risque de cavitation par le choix de coursiers larges donnant pour les débits normaux de fonctionnement (crue décennale par exemple) des lames minces (de l'ordre du mètre) dès que les vitesses dépassent 25 à 30 m/s (évacuateur proposé pour le barrage de Souapiti sur le Konkouré en Guinée). Les « crêtes de coq » produites par les piles intermédiaires dont la partie aval n'est pas profilée augmentent l'aération naturelle de l'écoulement.

Dans un chenal pleinement turbulent, la teneur en air émulsionné dans une section donnée varie considérablement; très importante en surface, elle peut être insignifiante sur le fond. En l'absence d'obstacle ou de dispositif d'aération, la teneur moyenne augmente graduellement de l'amont vers l'aval si le courant est accéléré, en raison de l'augmentation de turbulence.

L'aération naturelle des écoulements présentant un risque élevé de cavitation est rarement suffisante pour assurer la protection nécessaire [25, 143, 160]. Quand cette aération naturelle commence à se développer, la vitesse a souvent atteint un niveau dangereux et la teneur en air sur le fond reste inférieure à 8 %, valeur minimale admissible pour éviter toute attaque. Il est cependant judicieux d'aider son développement; les facteurs favorables à cet égard sont naturellement les mêmes que ceux mentionnés à la section 5.2.2 à propos du développement de la couche limite.

L'utilisation de l'*aération forcée* [17, 39, 118, 128, 134, 135, 147] comme moyen de prévention de la cavitation dans les écoulements à surface libre à la sortie des orifices en charge et sur les coursiers d'évacuateur connaît une faveur croissante. Le procédé le plus utilisé consiste à créer localement sous la veine liquide et/ou latéralement, un espace vide d'eau qui communique avec l'air extérieur. La solution est apportée simplement par une discontinuité du radier et/ou des murs latéraux associée à des conduits d'air aménagés dans les bajoyers; elle peut prendre diverses configurations :

- en radier, rainure large et profonde, marche ou combinaison des deux;
- latéralement, rainures, décrochements, puits ou tuyaux, etc. (Voir Fig. 20, 21, 22, dispositifs d'aération des évacuateurs des barrages de Ust Ilim et Foz Do Areia et des tunnels d'irrigation de Tarbela).

Une rampe déflectrice est souvent ajoutée près du bord amont de la discontinuité en radier, pour augmenter la portée de la trajectoire décrite par la sous-nappe. Ces portées varient de quelques mètres à dix mètres et davantage [33, 71].

La plus grande partie de l'air entraîné par l'écoulement est absorbée grâce à l'émulsion intense qui se produit au voisinage de la sous-nappe à partir d'une certaine distance depuis l'arête de lancement. Les performances d'un dispositif, exprimées essentiellement par le rapport Q_a/Q_e (débit d'air sur débit d'eau) dépendent de plusieurs paramètres [54, 109, 110, 111, 112, 113, 157] parmi

With free-surface flow, which is more critical than pressure flow as regards cavitation, there is a natural aeration when the whole section is turbulent to a sufficient degree for the surface tension not to prevent exchanges between the liquid and gaseous phases. As mentioned in section 5.2.2, nearly all the turbulence is concentrated in the boundary layer at the top of a spillway chute, so that natural aeration only begins once the boundary layer reaches the water surface.

Self-aeration is encouraged when the chute is long enough to permit full development of the boundary layer; it has been used to reduce cavitation risk by designing wide chutes so that, at normal flowrates (eg, 10-year flood) the flow is only about 1 m thick once velocities exceed 25-30 m/s (proposed spillway at Souapiti, Guinea). The rooster tails produced by piers with sharp edges at their trailing edge contribute significantly to the self-aeration of the flow.

In a fully turbulent channel, the air content in a given cross section varies considerably; there is a substantial amount at the surface, but may be insignificant at the bottom. If there are no obstacles or aeration devices, the mean content will increase gradually from upstream to downstream if the current is accelerated because of the increased turbulence.

Natural aeration of flows where the cavitation risk is high is rarely sufficient for adequate protection [25, 143, 160]. By the time it begins to be effective, the flow has often reached a dangerously high velocity and there is still less than the minimum 8 % of air at the bottom. But it is nevertheless wise to promote aeration. Favorable factors are naturally the same as those mentioned before in connection with boundary layer growth (section 5.2.2).

Artificial aeration [17, 39, 118, 128, 134, 135, 147] to prevent cavitation in free-surface flows leaving pressure sluices and on spillway chutes is coming into increasing favor. The most widely used method is to create an empty space under or at the side of the flow, into which atmospheric air is drawn. In practical terms, this is simply a step or slot with vent pipes through the training walls; for example, the chute floor might be given a wide, deep slot and/or step, and the side walls might have slots, steps, shafts or pipes, etc. (See Figs 20, 21, 22, aeration devices of spillways for dams at Ust Ilim and Foz do Areia and irrigation tunnels at Tarbela).

A ramp is often added at the upstream edge of the step or slot on the floor to deflect the bottom of the flow, which may jump from a few metres to 10 m and more [33, 71].

Most of the entrained air is absorbed in the intense emulsification at the bottom of the flow for some distance of the trailing edge. Performance, expressed essentially by the ratio Q_A/Q_E (air rate over water rate), is governed by a large number of factors [54, 109, 110, 111, 112, 113, 157] of which the Froude number of the air-free flow appears to be an important one, together with a dimensionless

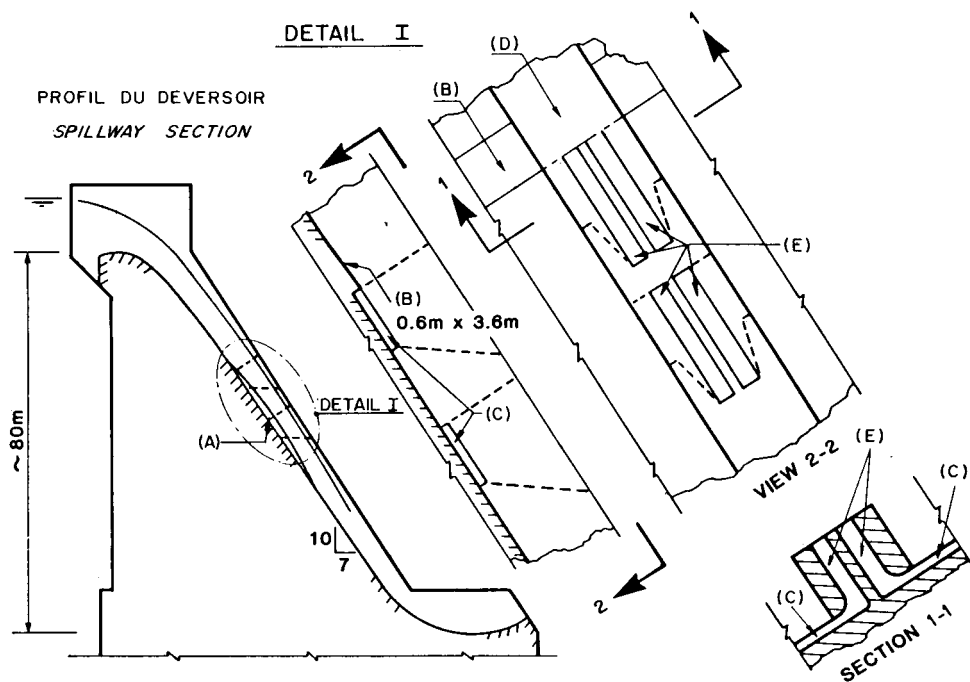


Fig. 20

Évacuateur du barrage d'Ust Ilim (URSS) :
Disposition générale et détails des aérateurs.

*Ust Ilim dam spillway (USSR) :
General layout and details of aerators.*

- | | |
|---|---|
| (A) Poche d'air sous lame déversante. | (A) Cavity beneath the jet. |
| (B) Rampe. | (B) Ramp. |
| (C) Sortie des conduits d'aération (2,2 m ² chacun). | (C) Air vent outlets (2.2 m ² each). |
| (D) Bajoyer séparateur. | (D) Dividing wall. |
| (E) Admission d'air (10 m ² chacune). | (E) Air inlets (10 m ² each). |

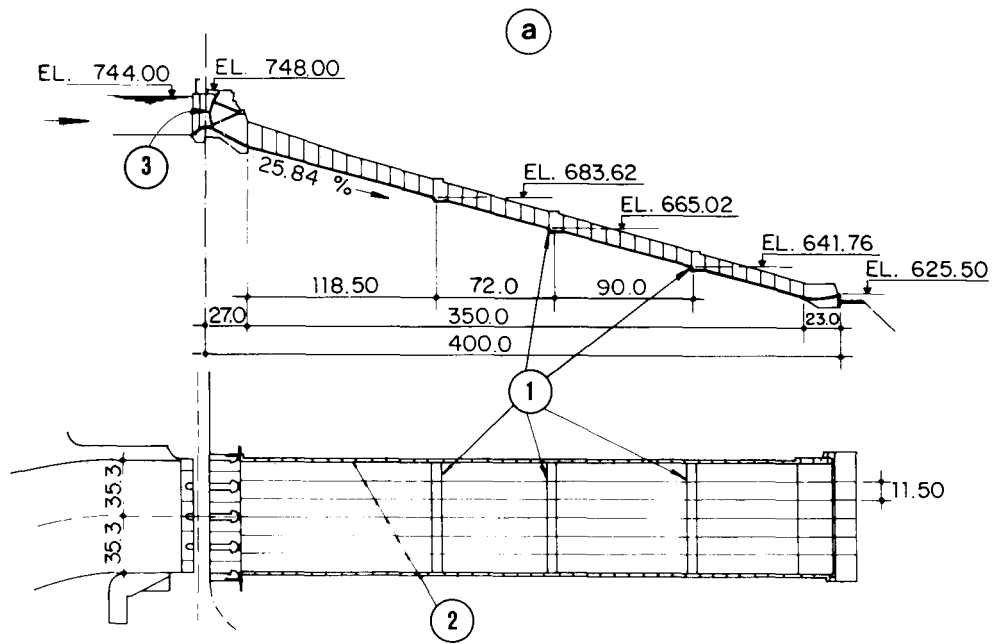


Fig. 21

Évacuateur du barrage de Foz do Areia (Brésil) : Disposition générale et détails des aérateurs.
Foz do Areia dam spillway (Brazil) : General layout and details of aerators.

(a) Dimensions principales de l'évacuateur.

Main dimensions of spillway.

(1) Rampes d'aération.

(1) *Aeration ramps.*

(2) Joints.

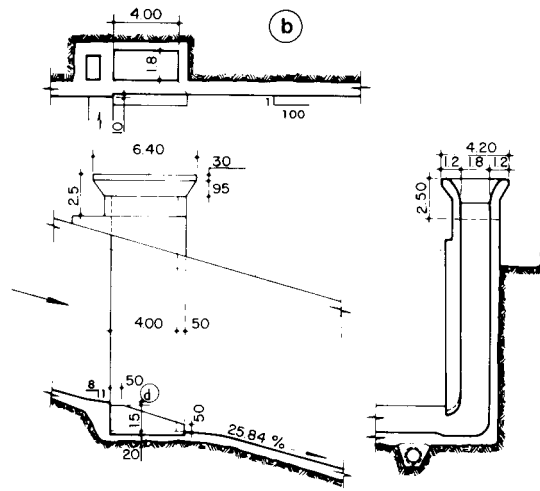
(2) *Joints.*

(3) 4 vannes de $14,5 \times 18,5 \text{ m}^2$.

(3) *4 gates $14.5 \times 18.5 \text{ m}^2$.*

Débit total = $11\,000 \text{ m}^3/\text{s}$.

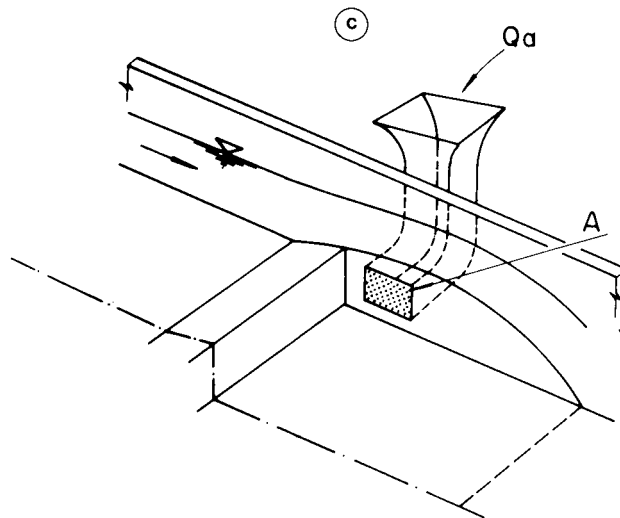
Total capacity = $11\,000 \text{ m}^3/\text{s}$.



(b) Système d'aération de l'évacuateur.
Aeration system of spillway.

Aérateur 1 : $d = 20$ cm.
 Aérateur 2 : $d = 15$ cm.
 Aérateur 3 : $d = 10$ cm.

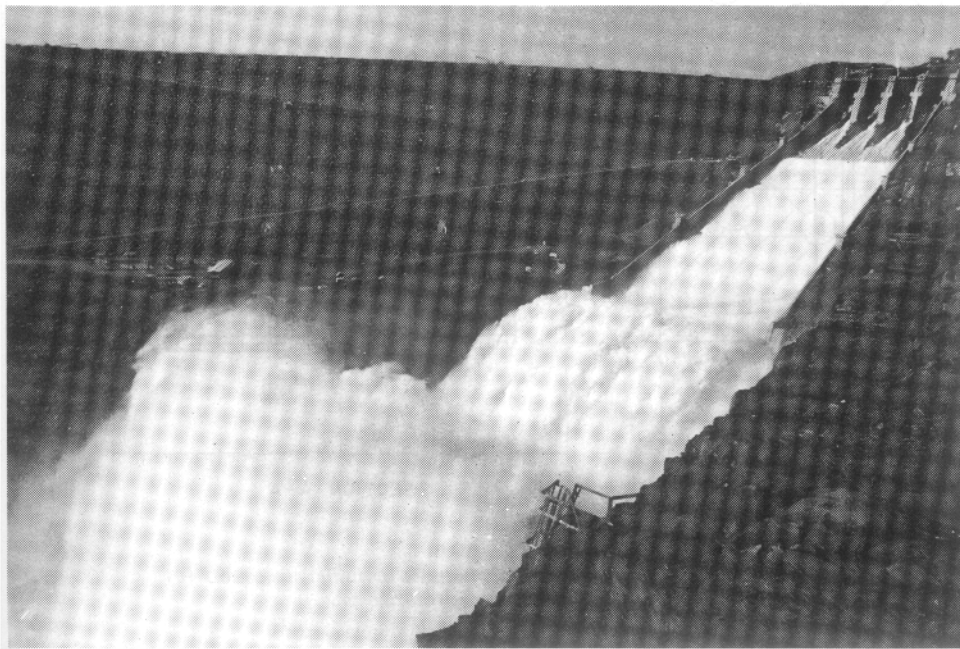
Aerator 1 : $d = 20$ cm.
Aerator 2 : $d = 15$ cm.
Aerator 3 : $d = 10$ cm.



(c) Principe de l'admission d'air.
Basic air intake system.

Q_a Débit d'air.
 A Sortie d'air.

Q_a Air flow.
A Air outlet.



Barrage de Foz do Areia (Brésil). Évacuateur de crue - Coursier avec rampes d'aération.
Foz do Areia dam (Brazil). Spillway - Chute with aeration ramps.

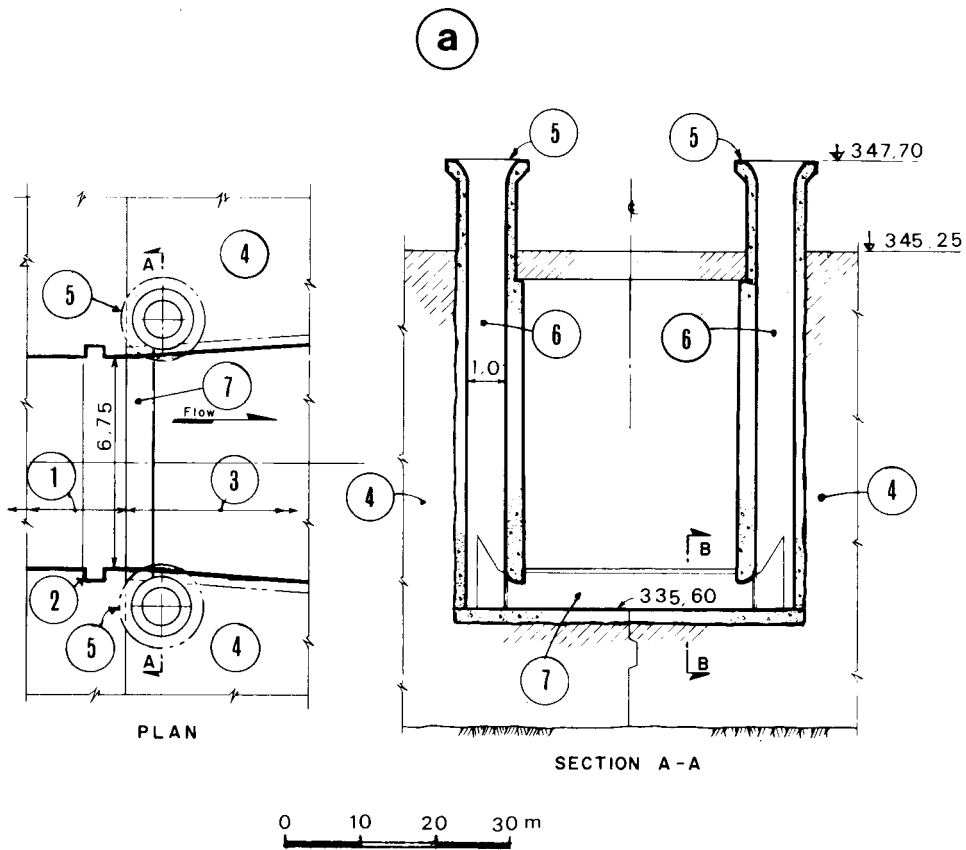


Fig. 22

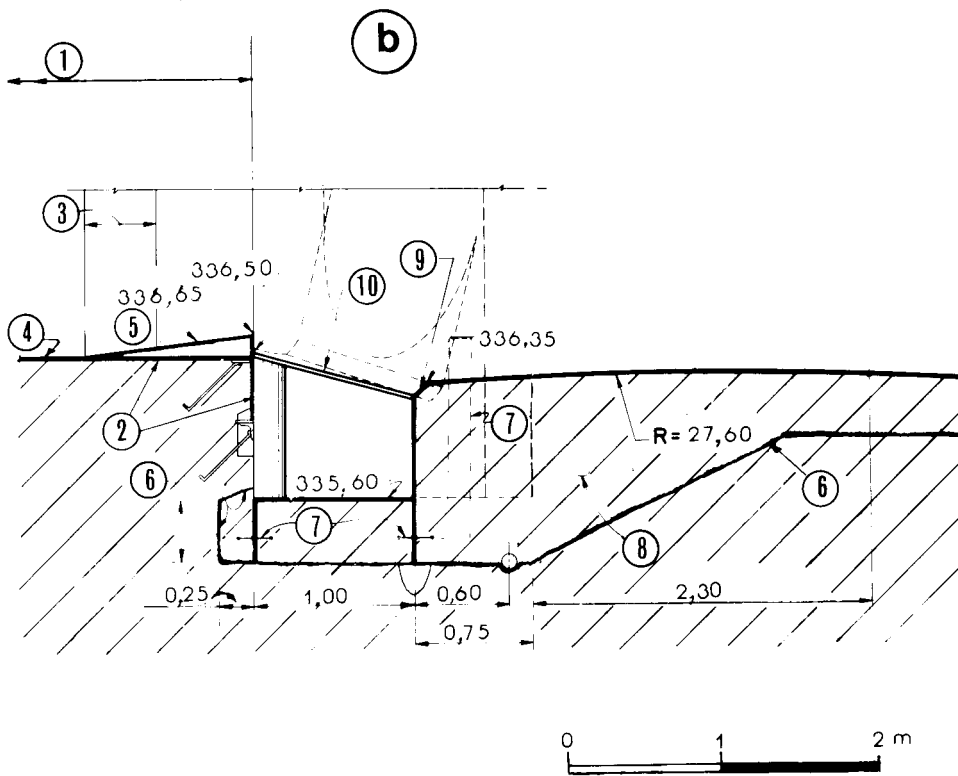
Barrage de Tarbela (Pakistan) : Tunnel d'irrigation n° 3.

Tarbela dam : Irrigation tunnel n° 3 (Pakistan).

(a) Aérateur du tunnel n° 3 - Plan et coupe.

Tunnel no. 3 air trough - Plan and section.

- | | |
|-------------------------------------|------------------------------|
| (1) Chambre de la vanne de vidange. | (1) Outlet gate chamber. |
| (2) Rainure de batardeau. | (2) Existing bulkhead slot. |
| (3) Coursier en béton. | (3) Concrete chute. |
| (4) Murs en béton existants. | (4) Existing concrete walls. |
| (5) Prise d'air. | (5) Air intake. |
| (6) Puits d'aération. | (6) Air shaft. |
| (7) Rainure d'aération en radier. | (7) Air trough. |



(b) Coupe sur rainure d'aération en radier à l'extrémité du blindage des pertuis des vannes 3 A et 3 B.

Cross-section of air trough at end of steel liners of gate orifices 3 A and 3 B.

- | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|
| (1) Chambre de la vanne de vidange. | (1) Outlet gate chamber. |
| (2) Béton existant. | (2) Existing concrete. |
| (3) Rainure du batardeau. | (3) Existing bulkhead slot. |
| (4) Blindage existant. | (4) Existing steel liner. |
| (5) Nouvelle lèvre du déflecteur. | (5) New deflector lip. |
| (6) Collage epoxy. | (6) Epoxy bonding agent. |
| (7) Waterstop. | (7) Waterstop. |
| (8) Béton de fibre d'acier. | (8) Steel fiber concrete. |
| (9) Chamfrein 75 × 75 mm. | (9) 3" × 3" chamfer. |
| (10) Chamfrein 25 × 25 mm. | (10) 1" × 1" chamfer. |

lesquels le plus important est le nombre de Froude de l'écoulement non émulsionné ainsi qu'un paramètre sans dimension qui rend compte de la différence de pression entre l'air extérieur et celui contenu dans la poche formée sous l'écoulement et de la longueur de cette poche. La relation $Q_a/Q_e = f(Q_e)$ peut être établie expérimentalement pour une configuration donnée du dispositif d'aération. Sur modèle réduit, avant réalisation du prototype, on se heurte à une difficulté de taille qui est l'effet d'échelle. A cause de la viscosité et de la tension superficielle de l'eau, les résultats du modèle conduisent à sous-estimer les performances du dispositif en vraie grandeur. La viscosité joue un rôle plus important dans le modèle basé sur la similitude de Froude car l'épaisseur relative de la sous-couche limite laminaire y est plus forte que sur le prototype. La tension superficielle qui s'oppose à l'entrée des bulles d'air dans l'écoulement ne semble plus jouer un rôle significatif à cet égard quand le nombre de Weber de l'écoulement ($We = \rho V^2 L / \sigma$) excède 10^6 . Pour minimiser l'effet d'échelle il faut donc construire un modèle à grande échelle de l'aérateur essayé (ou d'une partie de cet aérateur) [109].

Quelques mesures sur prototype ont été faites : tunnels d'irrigation de Tarbela [70], déversoir de surface de Foz do Areia [110, 113]. Elles ont montré que le rapport Q_a/Q_e diminue lorsque Q_e augmente. Par exemple à Foz do Areia Q_a/Q_e décroît de 0,7 à 0,07 quand le débit spécifique croît de 10 à 110 $m^3/s/m$ [113]. Le projet de l'aération doit tenir compte de cette diminution de façon que l'efficacité à plein débit reste suffisante.

L'efficacité d'un dispositif d'aération n'est pas liée qu'au rapport Q_a/Q_e puisque le paramètre déterminant est la teneur en air en profondeur, sur le radier et à la partie basse des piédroits (la partie haute des piédroits bénéficie en général d'une aération abondante apportée par la turbulence de frottement latéral). A l'endroit où le jet rejoint le radier après son passage sur le dispositif d'aération, la teneur est normalement très supérieure aux 8 % nécessaires. En allant vers l'aval les bulles d'air sont attirées vers la surface par le gradient de pression décroissant et retournent progressivement à l'atmosphère. Le phénomène de désaération s'intensifie dans les concavités du radier (déflecteurs) à cause de l'augmentation des pressions hydrostatiques. A partir d'une certaine distance la teneur en air au voisinage du radier retombe au-dessous de 8 %. Sur le modèle au 1/12 des tunnels de Tarbela, la presque totalité de l'air entraîné par une rainure de fond avait rejoint la surface 30 m à l'aval de cette rainure; mais la comparaison ultérieure avec le prototype a montré que l'effet d'échelle avait été considérable. La détermination de la distance protégée par un seul aérateur est donc encore problématique. Il faut attendre des observations systématiques sur les ouvrages en service pour une gamme étendue de débits jusqu'à la pleine capacité d'évacuation.

La technologie de construction des dispositifs d'aération doit faire l'objet d'un soin particulier, surtout lorsque ces dispositifs sont placés dans les zones à vitesse élevée. Les matériaux à utiliser, les finis de surface à exiger et les précautions d'ordre structurel à imposer sont celles recommandées pour les ouvrages soumis à des sollicitations de sous-pression dynamique et de cavitation. Les joints de construction ou contraction et les arêtes des rampes déflectrices sont des parties délicates à cause du risque d'épaufrage. Des blindages locaux peuvent être installés à condition d'être solidement ancrés. Les règles de finition peuvent être moins strictes en cas d'aération forcée.

L'émulsionnement produit par les teneurs élevées en air se traduit par une augmentation corrélative de la section mouillée. Sur un coursier à l'air libre les

parameter for the influence of the pressure differential across the water jet and the cavity length. The $QA/QE = f(QE)$ relationship can be determined experimentally for a given aeration arrangement. When using a scale model before the dam is built, scale effect is an important problem. Owing to the viscosity and surface tension of water, model results may underestimate the actual prototype performance. Viscous effects are due especially to the relatively thicker laminar sub-layer in Froude law models. Surface tension effects which inhibit the disruption of the water nappe seem to be considerably reduced when the Weber number of the flow ($We = \rho V^2 L / \sigma$) is above 1 000 000. To minimize scale effects, large-size sectional models may be used [109].

Measurements at dams (Tarbela irrigation tunnels [70], Foz do Areia surface spillway [110, 113]) reveal that the ratio QA/QE reduces as QE increases. For example, at Foz do Areia, QA/QE decreased from 0.7 to 0.07 for specific discharges varying from 10 to 110 $m^3/s/m$ [113]. Care should be taken in the design for the aerators to attain satisfactory performance for the highest spillway discharge.

The efficiency of aeration devices is not governed solely by the QA/QE ratio because the determining factor is the amount of air in the flow near the floor and the foot of the side walls (the upper part of side walls usually benefits from the abundant aeration produced by the friction turbulence at the sides). There is usually more than the required 8 % where the water falls back to the floor but farther downstream, bubbles tend to rise to the surface because of the diminishing pressure gradient and gradually escape. Air loss is greater at floor concavities (deflectors) because of higher hydrostatic pressures. After a certain distance, the air content may drop to below 8 %. On the 1/12 scale model of the Tarbela tunnels, nearly all the air entrained by the bottom slot had reached the surface of the water 30 m below the slot; however, the model results had shown considerable scale effects. The question of the length of chute actually protected by one aerator is still not well understood. Systematic observations on operational dams covering a wide range of discharges up to full capacity must be awaited.

Care is required in the construction of aeration devices, especially those in high velocity flows. Materials, surface finishes and structural precautions are the same as those recommended for parts exposed to dynamic uplift pressures and cavitation. Construction and contraction joints, and the edges of ramps and slots are subject to spalling and steel fibre concrete lining or small steel liner plates may be useful provided they are well tied-back into the concrete. Less strict finishing specifications are acceptable for the concrete boundaries where aeration is provided.

The emulsion produced by high air contents causes a correlative increase in the cross section of flow. In a free-surface chute, the training walls have to be higher;

bajoyers doivent être surhaussés; dans le cas d'un évacuateur souterrain, l'augmentation de section nécessaire pour éviter la mise en charge peut s'avérer coûteuse. A Foz do Areia, pour un débit évacué de 8 500 m³/s et des vitesses d'écoulement de l'ordre de 43 m/s, le gonflement (bulking) observé au-dessus de la profondeur de l'écoulement sans aération atteignait 80 % de cette profondeur. C'est pourquoi on peut se demander si les recherches ne devraient pas s'orienter vers un système d'aération formé de dispositifs de petite dimension espacés de quelques dizaines de mètres seulement le long du coursier, de façon à maintenir la teneur en air de 8 % nécessaire sur le fond sans émulsionner notablement le reste de l'écoulement.

5.3. ABRASION DANS LES ÉVACUATEURS ET VIDANGES - REVÊTEMENTS SPÉCIAUX

5.3.1. Généralités Réf. [106]

La présence de sédiments charriés ou en suspension dans un courant rapide peut être à l'origine d'une usure rapide du conduit. Dans de nombreux cas, cette usure est inévitable car on ne connaît pas encore de matériaux qui lui résistent durablement, faciles à mettre en œuvre et d'un prix raisonnable.

Les argiles et silts fins en suspension ne posent pas en général de problème réellement sérieux. Il en va tout autrement avec les sables en suspension ou roulés contenant des grains durs et anguleux, ainsi qu'avec les graviers et galets roulés dont une fraction notable sinon la totalité est constituée généralement de matériaux abrasifs.

Le problème se rencontre tôt ou tard pour les vidanges et évacuateurs de fond. Pour les évacuateurs de surface, il est en général à échéance lointaine, sauf dans le cas des petites retenues remplies de sédiments dès les premières saisons.

Deux cas seront distingués bien qu'ils soient de même nature et souvent associés : celui dans lequel les éléments roulés sur le fond jouent le rôle prépondérant, et l'autre dans lequel ce rôle est dévolu à la fraction en suspension.

5.3.2. Abrasion par transport solide charrié sur le fond

Les situations préoccupantes se rencontrent dans les barrages construits sur des torrents de haute montagne à forte pente. Après qu'un certain degré d'alluvionnement de la retenue soit atteint, parfois même dès la mise en service de l'ouvrage, les vidanges et/ou les évacuateurs sont amenés à transiter un débit solide de fond très important.

Les parties de ces ouvrages les plus exposées à l'abrasion sont les radiers et la partie basse des piédroits. Certaines dispositions de projet sont préconisées pour diminuer l'ampleur du phénomène ou ralentir son évolution :

- adoption de conduits aussi courts que possible (les barrages voûtes se prêtent mieux que d'autres à ce choix);
- utilisation d'agrégats présentant une résistance accrue à l'usure par frottement (sables et graviers de quartzite par exemple);

with a tunnel spillway, the increased cross-sectional area required to prevent the tunnel running full may be costly. At Foz do Areia spillway, for a discharge of 8 500 m³/s and velocities of the order of 43 m/s bulking reached about 80 %. For these reasons, one may wonder whether research should not be directed towards an aeration system consisting of small devices only some dozen metres apart along the chute, so as to maintain the 8 % air content necessary on the bottom without producing too much emulsion in the rest of the flow.

5.3. ABRASION IN SPILLWAYS AND BOTTOM OUTLETS SPECIAL SURFACES

5.3.1. General Ref. [106]

Bed load and suspended load in a fast-flowing current can cause rapid wear of the sluice. In many cases, wear is inevitable because there are as yet no known materials that will resist for a long time, are easy to use and reasonably priced.

Fine clays and silt in suspension do not generally raise any serious problems. This is not so however with sands in suspension or rolled along the bottom when they include hard, angular grains, or gravels and pebbles of which a significant proportion, if not all, is commonly abrasive.

The problem will appear sooner or later with all bottom outlets and deep spillway sluices. With surface spillways, the problem will not usually arise until many years in the future, except in the case of small reservoirs that fill up with sediment in the first few seasons' operation.

Although of the same fundamental type and often combined, a distinction will be made between whether the bed load or suspended load is the more significant factor.

5.3.2. Abrasion from bed load

Worrying situations are found at dams built on fast-flowing mountain rivers. Once there has been some siltation in the reservoir, or sometimes right from the first filling, the bottom outlets and/or spillways have to discharge very large quantities of solids.

The parts most exposed to abrasion are floors and the foot of the side walls. Design arrangements recommended to control or slow down the problem are :

- keep passages as short as possible (arch dams are best in this respect);
- use concrete aggregate with high resistance to friction wear (eg, quartzite sand and gravel for instance);

— élimination des singularités géométriques à l'intérieur du conduit (coudes, piles, rétrécissements, élargissements);

— revêtement des parties les plus critiques.

Les revêtements préconisés sont les mêmes que pour la cavitation (cf. section 5.2.2). L'expérience montre que les protections mises en place entraînent une diminution de la fréquence et de l'ampleur des réparations périodiques, sans jamais apporter de solution définitive.

On peut citer comme exemple l'évacuateur du barrage de Ku Kuan (Fig. 2) construit en 1959-1962 sur le torrent Ta Xia Chi à Taïwan, caractérisé par un charriage énorme de galets et sable de quartzite à l'occasion de chaque crue (typhons). La retenue s'est alluvionnée dès les deux premières années jusqu'au niveau du radier des évacuateurs situés à mi-hauteur du barrage (voûte de 85 m de hauteur). Toutes les crues sont évacuées depuis lors avec leur transport solide par 4 passes de $9 \times 6,6 \text{ m}^2$ protégées par un blindage en acier inoxydable en radier et sur le tiers inférieur des piédroits. Les vannes de contrôle sont des vannes wagons placées sur la face aval de la voûte, avec des chemins de roulements très décalés vers l'extérieur de la passe pour éviter l'impact des sédiments. Les jets sortant des 4 passes sont reçus par un cuvelage en béton armé de 80 m de longueur, ancré dans le rocher par des câbles d'acier passifs. Un réseau de drainage existe à l'interface béton/rocher avec exutoire près du bord aval. L'épaisseur du radier qui est de 3,5 m en moyenne atteint 5 m dans la zone d'étendue limitée située directement sous l'impact des jets.

Le barrage de Ku Kuan a été mis en service en 1962. Le blindage des passes a bien résisté à l'abrasion. Le radier de la zone d'impact a fait par contre l'objet de réparations périodiques. La plus récente réparation (1982) venait après 8 années d'exploitation pendant lesquelles un volume total de $550 \times 10^6 \text{ m}^3$ d'eau a été déversé, la majeure partie avec la retenue proche du niveau maximal ($H = 80 \text{ m}$). On estime que 550 000 tonnes au moins de matériaux roulés (1 kg/m^3 d'eau) sont tombés sur le radier pendant la même période. La presque totalité de l'érosion observée était concentrée dans la zone d'impact où s'était formée une fosse de 700 m^3 ayant une profondeur maximale de 4,3 m. Il n'y avait aucune indication d'une contribution significative d'autres facteurs de destruction, tels que sous-pressions et cavitation. A l'aval de l'impact, des usures par abrasion se sont développées en radier et latéralement mais elles sont encore superficielles et sans commune mesure avec celles observées sous l'impact.

Une couche de béton bitumineux flexible placée sur le fond du cuvelage au début de l'exploitation a été rapidement arrachée et n'a pas été renouvelée, le problème de son adhérence au béton sous-jacent s'étant révélé insurmontable.

D'une façon générale, la réalisation d'un revêtement susceptible de résister longtemps à l'érosion et à la cavitation a rarement été couronnée de succès et nécessite encore un minimum d'entretien.

5.3.3. Abrasion par sédiments en suspension

Ce type d'abrasion se produit seul ou se superpose à l'abrasion par matériaux roulés. Il est généralement le fait de sables fins à très fins ou même de silts qui contiennent une forte proportion de grains de quartz anguleux.

- keep passages free from singularities (bends, piers, converging or diverging transitions);
- provide critical areas with special surface finishes.

Linings and coatings are the same as for cavitation protection (see section 5.2.2). Experience has shown that such protection reduces the frequency and extent of periodical repairs but it is never a permanent solution.

An example is the spillway at Ku Kuan dam (Fig. 2) built in 1959-1962 on the Ta Xia Chi mountain river in Taiwan, which carries enormous quantities of quartzite sand and pebbles with each flood caused by the typhoons. In the first two years the reservoir silted up to the lips of the spillways at midheight up the dam (which is an arch dam 85 m high). Since then, all river floods with their full solid load have been discharged through the four $9 \times 6.6 \text{ m}^2$ sluices which have stainless-steel linings on the floors and the lower third of the side walls. The control gates are fixed roller types on the dam downstream face with the roller track set well back from the edges of the sluices to keep them clear of sediment impact. The jets fall into a basin lined on the bottom and sides with reinforced concrete 80 m long tied-back into the rock by means of steel cable. Drains at the rock/concrete interface discharge near the downstream edge. Average concrete thickness on the basin floor is 3.5 m, increased to 5 m over the small area where the jets fall.

Ku Kuan dam was commissioned in 1962 and the sluice steel linings have stood up well to wear. The stilling basin floor has required periodic repairs in the impact area, the latest (1982) after a period of eight years' operation when a total of 550 hm^3 of water had been spilled, mostly with the reservoir at its top level (80 m head). It is estimated that at least 550 000 tonnes of bed load (1 kg per cubic metre of water) fell onto the concrete in this time. Almost all the erosion was confined to the impact zone where a pit up to 4.3 m deep and 700 m^3 in size was formed. There was no evidence of any significant contribution from other factors such as uplift or cavitation. Downstream of the impact zone, there was abrasion wear on the floor and sides but it is only superficial and very minor compared to the situation in the impact zone.

A layer of flexible bituminous concrete laid on the bottom of the basin at the outset was quickly torn away and was never renewed because the problem of providing a bond with the underlying concrete was found to be insurmountable.

As a general comment the construction of an abrasion and cavitation resistant lining done to date on a worldwide basis has rarely been successful and still requires a minimum maintenance.

5.3.3. Abrasion from suspended load

Abrasion caused by suspended load can occur alone or in combination with damage from bed load. The problem is usually associated with fine to very-fine sand or even silt containing a high proportion of angular quartz grains.

1^{er} exemple : Le Fleuve Jaune à Sanmenxia

Aire du bassin versant : 684 000 km².

Apport liquide moyen annuel (module) : 42,3 km³.

Transport solide en suspension : 1,6 Gt/an.

Transport solide en suspension de juillet à octobre : 1,38 Gt.

Teneur moyenne annuelle : 38 kg/m³.

Teneur moyenne de juillet à octobre : 57 kg/m³.

D 100 = 0,30 mm; D 50 = 0,03 mm; D 15 = 0,005 mm.

90 % (y compris la fraction D < 0,01 mm) sont des grains de quartz anguleux.

2^e exemple : L'Atbara (affluent du Nil) à Khashm el Girba :

Apport liquide moyen annuel : 12 km³.

Transport solide en suspension : 90 Gt/an.

Teneur moyenne annuelle : 7,5 kg/m³.

dont : sable 52 %, silts 28 %, argile 20 %.

Granulométrie du sable : D 50 = 0,2 mm; D 90 = 0,35 mm.

Le risque le plus fréquent d'abrasion par transport solide en suspension se rencontre dans les mêmes ouvrages que pour le transport charrié : les vidanges ou évacuateurs de fond ou demi-fond. Dans ces ouvrages les vitesses sont en général élevées et les teneurs en sédiments beaucoup plus fortes que la moyenne sur toute la hauteur de la retenue (plus du double au barrage de Sanmenxia sur le Fleuve Jaune), ce qui complique singulièrement le problème de la tenue des parois.

Selon l'expérience chinoise à Sanmenxia, l'usure d'un radier de nature donnée exprimée par l'épaisseur moyenne e de la couche emportée s'exprime par une relation du type :

$$e = \frac{k V^3 t T}{R_H}$$

avec :

V vitesse moyenne du courant;

t teneur en sédiments;

T durée d'utilisation pour V et t données;

R_H rayon hydraulique du conduit;

k coefficient dépendant du D_{50} et de la forme des sédiments.

Un paramètre important dont ne tient pas compte la relation ci-dessus établie pour un conduit rectiligne est la courbure des filets liquides : l'usure est beaucoup plus rapide dans les concavités. S'il y a décollement puis impact, elle est considérable à l'endroit de l'impact. Le phénomène est fréquemment aggravé par la cavitation après que la surface mouillée soit devenue irrégulière.

La prévision quantitative de l'usure par abrasion reste encore très imparfaite. Des observations faites à Sanmenxia, on retiendra essentiellement les points suivants :

— Pour les vitesses inférieures à 10 m/s et malgré les teneurs élevées mentionnées ci-avant, l'usure des parois de béton ordinaire et celle des blindages est insignifiante.

— L'usure reste négligeable jusqu'à 12 m/s avec des parois en béton de quartzite surdosé, alors qu'elle commence à se manifester avec des blindages en acier.

Example 1 : Yellow River, Sanmenxia reservoir

Drainage area : 684 000 km²
Mean annual inflow : 42.3 km³
Suspended load : 1.6 Gt/year
Suspended load in July to October : 1.38 Gt
Mean annual solid load : 38 kg/m³
Mean solid load, July to October : 57 kg/m³
D 100 = 0.30 mm; D 50 = 0.03 mm; D 15 = 0.005 mm.
90 % including minus 0.01 mm fraction is angular quartz grains.

Example 2 : Atbara (a Nile tributary), Khashm el Girba

Mean annual inflow : 12 km³
Solid load : 90 Gt/year
Mean annual solid load : 7.5 kg/m³
sand 52 %, silt 28 %, clay 20 %
sand D₅₀ = 0.2 mm, D₉₀ = 0.35 mm.

The most frequent risk of abrasion from suspended load occurs in the same structures as for bed-load damage : bottom outlet and high-head spillways where flow velocities are usually high and where the solid load content is much higher than the average over the whole depth of the reservoir (more than double the average at Sanmenxia dam on the Yellow River), which greatly complicates the problem of surface wear.

Chinese experience at Sanmenxia has shown that wear on the floor, expressed as the mean thickness e removed, is given by an expression of the type :

$$e = \frac{k V^3 t T}{R_H}$$

in which V is the mean flow velocity, t is the sediment content, T is the period of operation for a given V and t , R_H is the hydraulic radius, and k is a coefficient depending on D_{50} and sediment shape.

An important parameter that is ignored in the above relationship which refers to a straight sluice, is curvature of the streamlines. Wear is much more rapid on concave surfaces. If the flow separates from the surface and then comes in contact with it again, there will be considerable wear at the point of impact. This is often aggravated by cavitation once the wetted surface has been roughened in this way.

The formulation for abrasion wear is still far from perfect. Observations at Sanmenxia show that (i) wear of ordinary concrete surfaces and steel linings is insignificant at velocities of less than 10 m/s, despite the high sediment contents mentioned above, (ii) wear is still negligible up to 12 m/s for concrete surfaces containing a high percentage of quartzite, but begins to appear on steel linings, and (iii) there are materials offering reasonable durability for velocities of less than 25 m/s (see section 5.3.4). At higher velocities there is at present no way of providing effective protection with significant amounts of abrasive sediment (beyond a few kg/m³) in the flow.

— On dispose de revêtements offrant une durabilité raisonnable pour les vitesses inférieures à 25 m/s (voir énumération sous 5.3.4). Pour des vitesses supérieures et des teneurs significatives (à partir de quelques kg/m³) en sédiments abrasifs et dans l'état actuel de la technique, on ne sait pas réaliser une protection efficace.

Pour minimiser l'entretien des ouvrages destinés à transiter des matériaux en suspension, il convient de :

- 1) minimiser la longueur de ces ouvrages;
- 2) leur donner une section telle que la vitesse n'excède pas 10m/s sur la majeure partie de leur tracé;
- 3) réserver les vitesses élevées pour les derniers mètres à la sortie qui seront pourvus d'un revêtement remplaçable ou réparable;
- 4) ne pas excéder 25 m/s pour ces vitesses élevées;
- 5) restituer au lit naturel à l'aval immédiat de la sortie;
- 6) réaliser des ouvrages qui soient facilement et rapidement visitables.

Ces dispositions s'apparentent à celles conseillées à propos de la cavitation. La deuxième implique le choix d'un conduit en charge; la quatrième revient à proscrire l'utilisation de la vidange ou de l'évacuateur sous des charges supérieures à 30 m.

5.3.4. Revêtements protecteurs

Ce sont les mêmes que ceux énumérés pour la cavitation. *La tôle d'acier* reste le matériau le plus utilisé. Sur la foi des résultats obtenus en Chine à Sanmenxia, on pourrait lui préférer le béton de quartzite, mais la meilleure performance de ce béton n'est pas corroborée par d'autres précédents.

Le radier des passes de fond de Khashm el Girba (Fig. 16) était protégé par un blindage de 12 mm d'épaisseur. Ce blindage a été perforé par l'abrasion après 12 années de service. On a calculé que chaque mètre de largeur du radier avait supporté le passage de 8,5 Mt de sable abrasif, la vitesse maximale dans les passes étant de 21,5 m/s.

La tôle d'acier inox du blindage des pertuis de l'évacuateur de crue de Ku Kuan a particulièrement bien résisté après plus de vingt ans d'exploitation et le passage de plus de 1,5 km³ d'eau chargée.

La principale difficulté du blindage est celle de l'ancrage des tôles de rechange dans le béton sous-jacent. On n'a pas encore trouvé de solution satisfaisante qui permette une réparation rapide et fiable, mais une telle solution devrait être dégagée dans un proche avenir.

Les bétons surdosés (600 kg/m³) avec addition de *corindon* et les revêtements en *pavés de granit* ont été utilisés avec plus ou moins de bonheur pour les surfaces critiques d'ouvrages de basse chute (Compagnie Nationale du Rhône) [92]. A Sanmenxia, les convergents de sortie des pertuis de fond dans lesquels la vitesse peut atteindre 25 m/s, ont leurs radiers protégés par des dalles vitrifiées (dites dalles de diabase artificielle) de 2 cm d'épaisseur posées au mortier. Ces pertuis fonctionnent en permanence pendant 4 mois par an avec des teneurs qui oscillent entre 63 et 183 kg/m³ (pointes exceptionnelles de 476 kg/m³). Au bout de 5 ans, l'usure superficielle n'aurait pas excédé 1 mm.

In order to keep maintenance to a minimum, structures carrying suspended loads must :

- 1) be short;
- 2) be large enough for most of their length to keep flow velocity to around 10 m/s;
- 3) produce high velocities only over the last few metres before the outlet where replaceable or repairable linings can be provided;
- 4) not allow these high velocities to exceed 25 m/s;
- 5) discharge back into the river channel immediately behind the outlet, and
- 6) be easily and quickly accessible for inspection.

These recommendations are similar to those for cavitation control. The second one makes a pressure conduit inevitable; the fourth means that bottom outlets or spillways must not be operated at heads of more than 30 m.

5.3.4. Surface protection

Surface protection against abrasion is the same as for cavitation. *Steel linings* are still the most widely used. From evidence at Sanmenxia in China, a concrete with quartzite aggregate might be preferable, but there are no other cases to corroborate the evidence that it performs better.

The bottom surfaces of the bottom outlet at Khashm el Girba (Fig. 16) were protected with 12 mm of steel which abrasion wore right through after 12 years' operation. It was calculated that 8.5 Mt of abrasive sand had passed over each metre of width, the maximum velocity being 21.5 m/s.

The stainless-steel lining to the spillway sluices at Ku Kuan dam have resisted extremely well after discharging more than 1.5 km³ of heavily laden water over a period of more than twenty years.

The main difficulty with steel linings is the fixing of replacement plates into the concrete. There is still no satisfactory solution for quick, reliable repairs, but it will come eventually.

High cement contents (600 kg per cubic metre of concrete) with the addition of *corundum* and *granite setts* have been used with varying amounts of success for critical surfaces at low-head schemes (Compagnie Nationale du Rhône) [92]. At Sanmenxia, the convergent outlets from the bottom sluices where velocities can reach 25 m/s had their floors protected with vitrified paving (known as artificial diabase slabs) 2 cm thick and bedded on mortar. These sluices have been operating continuously for 4 months per year with solid loads ranging from 63 to 183 kg/m³ (with exceptional peaks of 476 kg/m³). There has not been more than 1 mm surface wear after 5 years.

Comme pour la cavitation, les revêtements pelliculaires en *résine époxydique pure* et les *mortiers de résine époxydique* sont utilisés occasionnellement et très localement pour la réparation de bétons érodés. Les écarts thermiques abrègent considérablement la durée de ce type de revêtement. Récemment, de nouveaux revêtements époxydiques ont été développés qui ne sont pas sensibles aux variations de température, présentant un coefficient de dilatation thermique proche de celui du béton. On a essayé aussi (barrages de Villeneuve et du Péage-du-Roussillon sur le Rhône, barrage de Vinça dans les Pyrénées) des mortiers de *brai-epoxy-corindon* en couche de 20 mm d'épaisseur, qui résistent mieux à l'abrasion que les mortiers de résine époxydique à cause de leur souplesse plus grande.

L'innovation la plus marquante de ces dernières années est celle du remplacement, en 1977-1978, du blindage de Khashm el Girba cité plus haut, par un revêtement flexible à base de *résine de polyuréthane*. Dans le test comparatif mis au point par la Compagnie Nationale du Rhône, ce produit se distingue par ses performances remarquables. Le test consiste à soumettre une plaque du matériau essayé à l'impact, sous un angle de 45°, d'un jet d'eau chargé en silice sous une pression de 0,25 MPa. L'échantillon est immergé dans un bac rempli d'eau; la durée de l'essai normalisé est de 75 mn au bout desquelles on mesure le volume du cratère d'érosion à la surface de cet échantillon. En affectant ce volume du coefficient 1 quand il s'agit du verre de référence utilisé par la CNR, les volumes mesurés avec d'autres matériaux donnent en valeur relative :

Béton courant, dosé à 350 kg de ciment/m ³	3,50 à 4,00
Béton dosé à 600 kg/m ³ avec addition de corindon	0,90 à 1,00
Mortier de résine époxydique	0,80 à 0,90
Résine époxy pure	0,22 à 0,24
Bon granit	0,55 à 0,75
Mortier de brai-epoxy-corindon	0,50 à 0,60
Résine de polyuréthane lisse	0,14 à 0,18
Acier	0,04 à 0,05
Fonte	0,02 à 0,03
Résine époxy-uréthane-hématite	0,06 à 0,08

La mise en œuvre à Khashm El Girba a comporté les opérations suivantes :

- après arrachement des blindages, sablage du béton et application d'une couche de dressage en mortier de résine époxydique;
- étendage d'une couche de mortier de résine de polyuréthane de 14 mm d'épaisseur;
- étendage d'une couche d'usure de résine de polyuréthane pure de 8 mm d'épaisseur.

L'expérience a montré que ce revêtement résistait bien à l'usure; malheureusement, les chocs des corps flottants immergés (baobabs, bois divers) l'arrachent localement et un entretien suivi s'est révélé nécessaire.

5.4. DÉGAGEMENT D'AZOTE À LA RESTITUTION DES ÉVACUATEURS ET VIDANGES

Dans les années 1968-1970 fut découvert l'effet de la supersaturation en azote des rivières à l'aval des évacuateurs de crue, avec des conséquences désastreuses sur

As for cavitation, thin-film finishes with *neat epoxy resins* and *epoxy mortar* are used occasionally for patching eroded concrete. Temperature fluctuations shorten the lifespan significantly. Recently, new epoxy linings have been developed which are not sensitive to temperature fluctuations (with an expansion coefficient close to that of concrete) and quite promising. *Pitch-epoxy-corundum* mortars have been tried at the Villeneuve and Péage-du-Roussillon dams on the Rhône, and at the Vinça dam in the Pyrénées, in layers 20 mm thick; they are more resistant to abrasion than epoxy-resin mortars because of their greater flexibility.

The most striking innovation in recent years was the substitution of a flexible *polyurethane resin* for the steel lining at Khashm el Girba dam already mentioned. In a test developed by the Compagnie Nationale du Rhône, the performance of the polyurethane resin was remarkably better than other materials. The test consisted of shooting a jet of water and solid silica onto the sheet of material tested at an angle of 45 degrees and a pressure of 0.25 MPa. The sample is in a pan filled with water. The standard test lasts for 75 minutes, after which the volume of the pit eroded from the surface is measured. Measured volumes from the test were as follows, using a glass plate as reference, with a coefficient of 1 :

Normal concrete, 350 kg cement per cu.m concrete	3.50 to 4.00
Concrete with 600 kg cement per cu.m concrete + corundum	0.90 to 1.00
Epoxy-resin mortar	0.80 to 0.90
Neat epoxy	0.22 to 0.24
Good granite	0.55 to 0.75
Pitch-epoxy-corundum mortar	0.50 to 0.60
Neat, smooth polyurethane resin	0.14 to 0.18
Steel	0.04 to 0.05
Cast iron	0.02 to 0.03
Epoxy-urethane-haematite	0.06 to 0.08

The work at Khashm el Girba after removing the steel liner consists of sandblasting the concrete and priming the surface with an epoxy mortar, spreading a 14 mm layer of polyurethane resin mortar and finishing with an 8 mm wear coat of neat polyurethane resin.

The surface has stood up well to wear but unfortunately submerged baobab and other timber has knocked off patches and repeated maintenance has been found necessary.

5.4. NITROGEN RELEASE IN SPILLWAY AND OUTLET TAILWATERS

Between 1968 and 1970 the effect of high nitrogen saturation in waters below spillways was recognized. This has disastrous effects on fish life downstream and

la vie des poissons et des saumons en particulier [138]. On a estimé en 1970 que près de 90 % des saumons migrant vers l'aval dans la rivière Snake (USA) ont été tués par la sursaturation en azote de l'eau restituée à l'aval des déversoirs.

La saturation en azote ou en réalité l'excès d'azote et d'oxygène dissous est dans la rivière un nouveau baromètre de la qualité de l'eau qui doit être pris en considération dans l'aménagement des ressources hydrauliques quand les pêcheries existent. L'expérience montre que la supersaturation est une fonction directe du débit déversé et atteint une valeur asymptotique quand le débit croît.

Pour lutter contre ce phénomène, il faut limiter les déversements en accroissant la capacité stockée sur la rivière, sous réserve de ne pas noyer les frayères en amont, mais cela ne peut suffire à éliminer le problème.

La restitution des eaux à travers les turbines n'accroît pas la concentration en gaz dissous, mais la demande d'énergie est souvent réduite à l'époque des crues. C'est pourquoi le US Corps of Engineers a étudié la possibilité d'un turbinage inefficace, produisant peu d'énergie sans réduire sensiblement le débit évacué, en disposant une vanne batardeau à orifices multiples, placée dans les rainures à batardeau, à l'amont du pertuis d'entonnement de la turbine et en agissant aussi sur l'angle des pales de la turbine (Kaplan) de façon à obtenir un très mauvais rendement. Reste à démontrer par des essais à long terme que la roue de la turbine n'en souffre pas.

Un autre moyen consiste à placer un déflecteur sur la doucine de l'évacuateur de crue de façon à diriger un débit modéré (jusqu'à 425 m³/s pour des passes de 15 m de large au barrage de Lower Granite - USA) vers la surface et non vers le fond du bassin.

Enfin, le dernier moyen de lutte contre ce phénomène consiste à by-passer les zones de la rivière à forte concentration d'azote en transportant par la route les jeunes poissons dans des camions spéciaux lors de la migration vers la mer; là encore, il reste à démontrer que cela n'altère pas l'instinct du poisson adulte lorsqu'il retourne à sa frayère.

particularly affects salmon [138]. In 1970, it was reckoned that nearly 90 % of seawardbound salmon in the Snake River in the United States died of the effects of the supersaturation in nitrogen of waters discharged from spillways.

This so-called nitrogen oversaturation (which is really an overabundance of dissolved nitrogen and oxygen) is a new determining factor in the studies of water quality for hydraulic projects on rivers where fish play an important role. Experience has shown that supersaturation is directly related to the rate of discharge, becoming asymptotic at some level as the intensity of spill is increased.

To help overcome the problem, it is necessary to restrict discharge and increase the storage capacity upstream, taking care not to flood the spawning grounds upstream. This is not in itself a solution however.

Turbined waters do not have a higher content in dissolved gases, but this is not a standard solution since power demand is often reduced during the flood period. For this reason, the US Corps of Engineers has studied the possibility of inefficient power generation, producing little power for only a slight reduction in discharge : this involves placing a multi-orifice bulkhead in the stoplog housing upstream of the power intake and adjusting the runner blades (Kaplan type) to obtain minimum efficiency. It remains to be proven by long-term testing that the runner does not suffer from such treatment.

Another method is to place a deflector at some point at the base of the spillway chute in order to direct a moderate flow (up to 425 m³/s for widths of 15 m at the Lower Granite dam, United States) to the tailwater surface rather than the bottom.

Lastly, the ultimate solution to the problem is to portage migrating fish around areas where river water has a high nitrogen content. But here too, it remains to be proven that the use of specially-equipped trucks will not disturb migratory instincts and prevent adult fish returning to their spawning grounds.

6. ENTRETIEN ET RÉPARATION DES OUVRAGES D'ÉVACUATION

6.1. ENTRETIEN

En ce qui concerne le génie civil, les évacuateurs ne posent pas de problème d'entretien particulier par rapport au barrage et ses autres ouvrages annexes. Le fini de surface exigé des parties susceptibles d'être érodées par cavitation nécessite toutefois plus d'attention que les autres parements de béton. Un écaillage, une épaufrure causés par les agents atmosphériques ou l'impact accidentel d'un solide (outil, échafaudage, pierres) doivent être réparés avant que l'évacuateur soit remis en service. Les parties traitées antérieurement par meulage exigent une surveillance spéciale à cause de leur fragilité plus grande. Les dépôts ou concrétions durs (carbonates) doivent être éliminés.

L'entretien des vannes est évidemment primordial. La meilleure solution est de procéder à leurs manœuvres périodiques à pleine ou moyenne charge. Toutefois, dans de nombreux cas, les vannes retiennent l'eau en permanence et leur ouverture temporaire pour une manœuvre d'entretien complète signifierait une perte inadmissible d'apports régularisés et produirait une crue artificielle inopportune. Un système de batardage qui permette l'entretien périodique de la vanne et de ses pièces fixes est alors indispensable.

Pour réduire l'entretien anti-corrosion, la tendance est de remplacer les câbles de manœuvre, tout particulièrement les câbles noyés, par des pièces massives telles que brimbales ou chaînes « galle ». De même, l'utilisation de l'acier inoxydable pour les pièces fixes (chemins de roulement, plaques d'appui des étanchéités) submergées de façon continue devient-elle générale.

Les essais des vannes des évacuateurs, au moins à ouverture partielle en fonction des crues acceptables à l'aval, doivent être effectués chaque fois que cela est possible. Les inspections et contrôles de sécurité (vannes et leur mécanisme, coursiers ou galeries, cuillères, fosses d'amortissement ou bassins de dissipation, érosions à l'aval) doivent être effectués périodiquement (voir bulletins CIGB n^{os} 29 et 49).

6.2. RÉPARATIONS

Les dégâts les plus fréquents qui nécessitent des réparations urgentes et souvent considérables sont ceux causés par la cavitation, l'abrasion et la dissipation d'énergie. Les parties d'ouvrages les plus exposées à ces phénomènes, séparément ou en association, ainsi que le mécanisme des dégradations et les moyens d'en atténuer les effets, ont fait l'objet de plusieurs développements dans les chapitres précédents. Si grandes que soient les précautions mises en œuvre, la probabilité que des dommages se produisent n'est jamais nulle, surtout si l'on prévoit des utilisations

6. MAINTENANCE AND REPAIR

6.1. MAINTENANCE

The maintenance of the spillway civil works raises no particular problems as compared with the rest of the dam and appurtenant structures. The surface finish required on parts liable to be eroded by cavitation do however merit more attention than other concrete surfaces. Flaking or spalling from weather or accidental knocks from tools, scaffolding, stones, etc. must be repaired before the spillway is reopened. A special watch must be made of surfaces finished by grinding because they are more fragile. Deposits and hard concretions (carbonates) must be removed.

Gate maintenance is obviously of the greatest importance. The best solution is to operate gates for maintenance purposes under full or average head, but in many cases gates permanently hold back water, and opening them for a complete maintenance operation would involve unacceptable losses of regulated inflow and cause an unwanted artificial flood downstream. Some arrangement of stoplogs or guard gate permitting periodic maintenance of the gate and built-in parts is therefore essential.

In attempting to reduce maintenance for corrosion, the trend is for eliminating cable winches, especially where the cables are permanently under water, the preference being for solid members like link rods or sprocket chains. Stainless steel for roller paths and seal mating surfaces in continuous contact with water is still the general rule.

Gated spillway trials at least at partial opening, depending upon the acceptable flow downstream, have to be done whenever feasible. Regular safety inspection (gates and operating mechanisms, chute or tunnel, bucket, plunge pool or stilling basin, downstream scour) have to be made regularly (see ICOLD Bulletin 29 and 49).

6.2. REPAIRS

The most frequent type of damage calling for urgent and often extensive repairs is that caused by cavitation, abrasion and energy dissipation. The parts most exposed to one or more of these factors have been discussed in earlier chapters, together with how the damage is caused and means of attenuating its effects. But whatever precautions are taken, the probability of damage occurring is never zero, especially if large flows are discharged frequently. The only hope is that damage from an isolated flood event will not reach disastrous proportions and there will be time and

fréquentes à débit élevé. On conserve seulement l'espoir que les dommages causés par un événement de crue donné n'atteindront pas une proportion catastrophique et qu'on aura le temps et les moyens nécessaires pour les réparer avant que survienne l'événement suivant. Cette attitude implique que des dispositions soient prises au stade du projet pour faciliter les réparations.

En ce qui concerne les érosions de cavitation sur les coursiers et cuillères, une sage précaution dans les situations à risque élevé consiste à répartir la capacité d'évacuation entre plusieurs ouvrages indépendants et à laisser à la disposition de l'exploitant des moyens d'intervention rapide. En règle générale les coursiers et cuillères sont accessibles directement en dehors des périodes d'utilisation, en raison de leur calage au-dessus du niveau aval, ce qui facilite grandement leur inspection et leur réparation.

L'abrasion pose des problèmes similaires dont la solution est également rendue plus aisée si les parties d'ouvrages concernées sont commodément visitables.

Les situations les plus critiques sont celles causées par les dégâts consécutifs aux phénomènes associés à la dissipation d'énergie : sous-pressions dynamiques, abrasion et cavitation. Les bassins à ressaut sont particulièrement préoccupants à l'égard des possibilités d'inspection et de réparation en raison de leur position en-dessous du niveau aval dans la rivière. Sauf en cas d'étiage absolu, ils ne peuvent être visités et réparés qu'à l'abri d'un ouvrage d'isolement. Les dimensions transversales et les profondeurs d'eau font que cet ouvrage atteint souvent des dimensions considérables et qu'il faut beaucoup de temps pour le mettre en place. Là encore, le projeteur sera bien avisé de répartir la capacité d'évacuation entre plusieurs bassins indépendants et, dans toute la mesure du possible, d'installer sur le seuil de sortie ou à courte distance à l'aval, des piles et un pont pour la mise en place rapide d'un batardeau de fermeture constitué d'éléments préapprovisionnés.

Dans certaines installations prudentes, la dissipation de l'énergie se fait en deux étapes (barrage de Mangla, Pakistan) à l'aide de deux bassins successifs dont le premier est situé juste au-dessus du niveau aval. Ce premier bassin est plus exposé à cause de la hauteur de chute plus grande qui lui est affectée, mais il est plus facilement réparable.

La difficulté d'inspection et de réparation des bassins à ressaut est parfois un facteur de choix déterminant en faveur de la fosse d'amortissement. Dans le meilleur des cas, celle-ci peut se développer librement et atteindre son profil naturel d'équilibre sans nécessiter aucune intervention. Si des protections ont été prévues, ce sont en général des protections latérales dont la fondation a été descendue plus bas que le niveau d'affouillement prévisible, de sorte que la nécessité de vider la fosse ne devrait jamais apparaître. Cependant, si un tapis de réception a été incorporé au projet afin de limiter la profondeur d'érosion, la vulnérabilité de cet ouvrage, beaucoup plus grande que celle des murs latéraux, implique que des mesures soient prises pour faciliter son inspection et sa réparation, sauf s'il est apparent ou faiblement submergé en dehors des périodes d'utilisation. Compartimentage longitudinal, construction d'un contre-barrage ou de piles pour batardeau, comptent parmi ces mesures.

Les travaux d'entretien de la fosse d'amortissement de 60 m de profondeur du barrage de Kariba valent la peine d'être mentionnés. Cette fosse est inspectée périodiquement depuis 1962 par des plongeurs et des protections de colcrete sont

resources for repairing it before the next flood. This attitude implies that suitable provisions for repair are incorporated at the design stage.

Regarding cavitation erosion on chutes and buckets, a wise precaution in situations of high risk is to split the total discharge capacity up among different outlets and provide the dam operator with proper plant for rapid repairs. As a general rule, chutes and buckets are directly accessible when not in use because they are well above tailwater level, which greatly facilitates inspection and repair.

Abrasion raises similar problems, the solution to which is also easier if the relevant areas are easily accessible.

The most critical situations are caused by damage from energy dissipation : dynamic uplift pressures, abrasion and cavitation. Hydraulic jump stilling basins are particularly worrying because their position below tailwater level makes inspection and repair difficult. Unless the river is completely dry they can only be inspected and repaired after being isolated and dewatered. Their widths and depths mean that the cofferdam or stoplogs are often very large and slow to install. Here again, the designer would be well advised to split the discharge up between several independent basins and, as far as possible, provide piers and a gantry on or just downstream of the outlet sill where the stoplogs, ready on site, can be easily inserted.

Extra safety is sometimes incorporated by dissipating the energy in two stages (eg, Mangla dam, Pakistan) with two stilling basins, the first being set just above tailwater level. It is more likely to be damaged by the higher head, but it is also more easily accessible for repair.

The difficulty of inspecting and repairing hydraulic-jump stilling basins is sometimes a determining factor in favor of a scour hole. In the best cases the hole will develop freely and reach a natural stable profile without much encouragement. Protection, if any, is generally at the sides, extending down to well below the predicted scoured depth so that there should never be any need to dewater the hole. But, if there is an apron to limit the depth of erosion, its much greater vulnerability implies that steps must be taken to facilitate inspection and repair except if it is dry or just awash when the spillway is not operating. Such measures include longitudinal compartmentalization, a tailwater dam, or stoplog piers.

The repair works at Kariba are worth mentioning. Underwater inspection by technically qualified divers has been carried out in the 60 m deep scour hole since 1962, where successful concrete repairs to the upstream sides have been completed

mises en place du côté amont selon un programme préétabli. Le nettoyage de la fondation, l'installation des coffrages et la pose des enrochements se font aussi avec l'aide de plongeurs. Les forages et les injections sont exécutés à partir de plateformes flottantes. La mise en service récente de la seconde centrale hydroélectrique sur la rive gauche du Zambèze, en réduisant le débit déversé qui était en moyenne de 25 km³ par an jusqu'en 1981, a réduit considérablement les problèmes d'entretien de la fosse pratiquement stabilisée depuis.

on a regular organized basis, using divers to clean, shutter and place rockfill underwater, combined with drilling and grouting from floating platforms and depth charging to deter crocodiles. The second powerstation recently completed on the opposite bank of the Zambezi has substantially reduced spillage which was 25 km³ per year on average up to 1981 and the attendant repairs. The plunge pool has remained practically unchanged since that time.

ANNEXE 1/APPENDIX 1 REFERENCES

1. ABELEV A. *et al.*, 1971 : " Investigations of Relative Cavitation Resistance of Material and Protective Coatings and Development of Measures against Cavitation Erosion of Hydraulic Structure Elements ", Proceedings 14th IAHR Congress, Vol. 5, Paris.
2. AHMAD I., CHISHTI M. I., RASHEED M. A., 1979 : " Tarbela Left Bank Irrigation Tunnel = Some Special Features of Design, Construction and Operation ", 13th ICOLD, Q. 50 - R. 63, Vol. 5, New-Delhi.
3. AKSOY S., ETHEMBABA OGLUS S., 1979 : " Cavitation Damage at the Discharge Channels of Keban Dam ", 13th ICOLD, Q. 50 - R. 21, Vol. 3, New-Delhi.
4. ALEXANDER G. N., 1973 : « Estimation of the 10 000 Year Flood », 11th ICOLD, Q. 41 - R. 70, Vol. 2, Madrid.
5. ALVARES RIBEIRO A., PINTO DA SILVA F. *et al.*, 1967 : " Erosion in Concrete and Rock due to Spillway Discharges ", 9th ICOLD, Q. 33 - R. 18, Vol. 2, Istanbul.
6. ARMSTRONG R. C., 1979 : " Corrosion of Outlet Tunnel Concrete on Two Muskingum River Basin Projects USA ", 13th ICOLD, Q. 50, Discussion 36, p. 570, Vol. 5, New-Delhi.
7. ARTHUR H. G., JABARA M. A., 1967 : " Problems involved in Operation and Maintenance of Spillways and Outlets at Bureau of Reclamation Dams ", 9th ICOLD, Q. 33 - R. 5, Vol. 2, Istanbul.
8. ASCE, 1973 : " Re-evaluation of the Adequacy of Spillways of Existing Dams ", *Am. Soc. of Civ. Engrs.*, Vol. 99, No. HY.2 (February).
9. ASCE Task Force, 1973 : " High Head Gates and Valves in the United States », *Am. Soc. of Civil Engrs.*, vol. 99, No. HY.10.
10. ASILOMAR Conference, 1979 : " Improved Hydrologic Forecasting - Why and How », *Am. Soc. of Civil Engrs.* (March).
11. AUBERT *et al.* (Comité Français des Grands Barrages), 1973 : « Les ouvrages d'évacuation définitifs des barrages », 11^e CIGB, Q. 41 - R. 35, vol. 2, Madrid.
12. AUBIN L., LEFEBVRE D., STOLAN A., 1979 : « Les évacuateurs de crues des aménagements hydroélectriques LG 2 et LG 1 du complexe La Grande », 13^e CIGB, Q. 50 - R. 8, vol. 3, New-Delhi.
13. BACK P. A., FREY J. P., JOHNSON G., 1973 : " P. K. Le Roux Dam = Spillway Design and Energy Dissipation ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 76, vol. 2, Madrid.
14. BALL J. W., 1959 : " Hydraulic Characteristics of Gate Slots ", *Am. Soc. of Civil Engrs.*, No. HY.10 (October).
15. BALL J. W., 1963 : " Construction Finishes and High Velocity Flow ", *Am. Soc. of Civil Engrs.*, No. CO 2 (September).
16. BALL J. W., 1976 : " Cavitation from Surface Irregularities in High Velocity ", *Proceedings Am. Soc. of Civil Engrs.*, vol. 102, No. HY.9 (September), Discussion by ARNDT, vol. 103, No. HY.4 (April 1977).

17. BEICHLEY G. L., 1975 : " Cavitation Control by Aeration of High Velocity Jets ", *Proceedings Am. Soc. of Civil Engrs.*, vol. 101 (July).
18. BELLIER J., BAUZIL M., BARGE, BLANCHET *et al.*, 1967 : « Évacuateurs de crues " longs " », 9^e CIGB, Q. 33 - R. 40, vol. 2, Istanbul.
19. BINGER W. V., 1978 : " Tarbela : Plans, Problems and Success ", *Water Power and Dam Construction* (July).
20. BORDEN R. C., COLGATE D., LEGAS J., SELANDER C. E., 1971 : " Documentation of Operation, Damage, Repair and Testing of Yellowtail Dam Spillway ", REC-ERC-71-23, US Bureau of Reclamation, May 1971.
21. BOURGIN, RUEFF, VORMERINGER *et al.*, 1967, « Considérations sur la conception d'ensemble des ouvrages d'évacuation provisoires et définitifs des barrages », 9^e CIGB, Q. 33 - R. 27, vol. 2, Istanbul.
22. BOWERS C. E., TSAI F. Y., 1969 : " Fluctuating Pressures in Spillway Stilling Basins ", *Am. Soc. of Civil Engrs.*, vol. 95, No. HY.6 (November).
23. BOZOVIC A., 1973 : " Vibration of the Bottom Outlet on the Bajina Basta dam ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 62, vol. 2, Madrid.
24. BRUSHIN J., 1984 : " Modelling Vibration and Vortex Formation at Piedro del Aguila ", *Water Power and Dam Construction* (January & May 1984).
25. CAIN P. and WOOD I. R., 1981 : " Measurements of Self-Aerated Flow on a Spillway ", *Am. Soc. of Civil Engrs.*, vol. 107, No. HY.11 (November 1981).
26. CAMPBELL F. B. *et al.*, 1965 : " Boundary Layer Development and Spillway Energy Losses ", *Am. Soc. of Civil Engrs.*, Vol. 91, No. HY.3, Part 1 (May).
27. CARLIER M. *et al.* (Comité Français des Grands Barrages), 1979 : « Ouvrages d'évacuation de grande capacité », 13^e CIGB, Q. 50 - R. 61, Vol. 3, New-Delhi.
28. CHAO P. C., 1980 : " Tarbela Dam - Problems solved by Novel Concretes ", *Civil Engineering ASCE* (December).
29. CHAVARRI G., LOUIE D. S., COLEMAN H. W., 1979 : " Spillway and Tailrace Design for Raising Guri Dam using Large Scale Hydraulic Model ", 13th ICOLD, Q. 50 - R. 12, Vol. 3, New-Delhi.
30. COLA R., 1966 : « Diffusione di un getto piano verticale in un bacino d'acqua d'altezza limitata », *L'Energia Elettrica*, Vol. XLIII (Nov. 1966).
31. COLGATE D., 1972 : " Aeration Mitigates Cavitation in Spillway Tunnels ", *Am. Soc. of Civil Engrs. National Water Research Meeting* (January).
32. DAVIS C. V., SORENSEN, 1979 : *Handbook of Applied Hydraulics*, Mc Graw Hill, 3rd Edition, New-York.
33. DEFAZIO F. G. and WEI C. Y., 1982 : " Simulation of Free Jet Trajectories for the Design of Aeration Devices on Hydraulic Structures ", 4th International Conference on Finite Elements in Water Resources, Hannover, June 1982.
34. DEL CAMPO A., TRINCADO J., 1967 : " Some Problems in Operation of San Esteban Dam Spillways ", 9th ICOLD, Q. 33 - R. 33, Vol. 2, Istanbul.
35. DESTENAY I., BERNARD J., 1968 : « Quelques exemples de dégradation des bétons par cavitation dans des ouvrages hydroélectriques », *La Houille Blanche*, No. 2/3.

36. DOUMA J. H., 1972 : " Field Experience with Hydraulic Structures ", General Lecture IAHR Symposium on Flow Induced Structural Vibration, Karlsruhe (August).
37. DROUIN P. E., BACAVE P., 1967 : « Le barrage de Manicouagan 5 - Ouvrages de contrôle de la retenue », 9^e CIGB, Q. 33 - R. 32, Vol. 2, Istanbul.
38. DUFFAUT J. *et al.* (Comité Français des Grands Barrages), 1973 : « Détermination des crues de projet », 11^e CIGB, Q. 41 - R. 8, Vol. 2, Madrid.
39. ECCHER L. and SIEGENTHALER A., 1982 : " Spillway Aeration of the San Roque Project ", *Water Power and Dam Construction* (September).
40. FALVEY H. T., 1982 : " Predicting Cavitation in Tunnel Spillways ", *Water Power and Dam Construction* (August).
41. FAURE J., PUGNET L., 1959 : « Étude de l'alimentation d'un évacuateur en puits », 6^e Congrès italien d'Hydraulique et de construction hydraulique, Padoue, mai 1959.
42. GALINDEZ A., GUINEA P., LUCAS P., ASPURU J. J., 1967 : " Spillways in a Peak Flow River ", 9th ICOLD, Q. 33 - R. 22, Vol. 2, Istanbul.
43. GALPERIN R. S., 1971 : " Cavitation in Elements of Hydraulic Structures and Methods of Controlling it ", Hydrotechnical Construction translated for ASCE, *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, No 8 (August).
44. GALPERIN R. S., OSKOLOV A. G., 1977 : " Protection against Cavitation by Boundary Flow Aeration ", published in Russian in « Cavitation in Hydraulic Structures », *Energiya*, Moscow, URSS.
45. GALPERIN R. S., OSKOLOV A.G., SEMENKOV V. M., 1977 : " Energy Dissipation downstream the Gates of High Head Water Outlets ", Proceedings 17th IAHR Congress, Vol. 5, Baden-Baden, Germany.
46. GALPERIN R. S., OSKOLOV A. G., SEMENKOV V. M. and TSEDROV G. N., 1977 : " Cavitation of Hydraulic Structures ", *Energiya*, Moscow, URSS.
47. GARG J. M., TIAGI S. S., 1982 : " Energy Dissipation for High Concentrated Flow below Spillway in Narrow Gorges, Lakhwar Dam ", Transactions of the Int. Symposium on Layout of Dams in Narrow Gorges. Brazilian Committee on Large Dams, Vol. 1, p. 221, Rio-de-Janeiro.
48. GENTIL J., MOUSTY J., 1983 : « Contribution à l'étude de la protection contre l'abrasion et les chocs des ouvrages hydrauliques », *La Houille Blanche*, n° 3/4.
49. GEORGE ROBERT L., 1980 : " Impinging Jets ", REC-ERC-80-8, US Bureau of Reclamation (Dec.).
50. GHETTI A., DI SILVO G., 1967 : " Investigation on the Running of Deep Gated Outlet Works from Reservoirs ", 9th ICOLD, Q. 33 - R. 48, Vol. 2, Istanbul.
51. GIEZENDANNER W., HENRY P., 1980 : « Vidange de fond à grande vitesse. Essais sur modèle et protection du tunnel d'évacuation de Karakaya (Turquie) », *Ingénieurs et Architectes Suisses* (11 décembre).
52. HAKIMI A., CHAOUI M., MARCHAND R., STERENBERG J., 1973 : « Les ouvrages d'évacuation des crues du barrage de Moulay Youssef », 11^e CIGB, Q. 41 - R. 74, Vol. 2, Madrid.
53. HALBRONN G., 1952 : « Étude de la mise en régime des écoulements sur les ouvrages à forte pente. Application au problème de l'entraînement d'air », *La Houille Blanche* (mai-juin-octobre-novembre 1952).

54. HAMILTON W. S., " Preventing Cavitation Damage to Hydraulic Structures " (in three parts), *Water Power and Dam Construction* (November 1983, December 1983, January 1984).
55. HARTUNG F., 1973 : " Gates in Spillways of Large Dams ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 72, Vol. 2, Madrid.
56. HARTUNG F. and HAUSLER E., 1973 : " Scours, Stilling Basins and Downstream Protection under Free Overfall Jets at Dams ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 3, Vol. 2, Madrid.
57. HARTUNG F. and KNAUSS J., 1976 : " Considerations for Spillways exposed to Dangerous Clogging Conditions ", 12th ICOLD, Q. 47 - R. 2, Vol. 3, Mexico.
58. HAUSLER E., 1982 : « Spillways and Outlets with High Energy Concentration », Intern. Symposium on Layout of Dams in Narrow Gorges, Rio-de-Janeiro, Transactions, Vol. 2.
59. HAUSSER R., FOUSECA F. et LARIVIÈRE R., 1976 : « Conception et exploitation des ouvrages hydroélectriques en présence de glace », 12^e CIGB, Q. 47 - R. 5, Vol. 3, Mexico.
60. HOUGHTON D. L., BORGE O. E., 1978 : " Cavitation Resistance of some Special Concrete ", *ACI Journal proc.*, Vol. 75, No. 12 (December).
61. HOUSTON Kathleen L., 1982 : " Hydraulic Model Study of Ute Dam Labyrinth Spillway ", GR-82-7, US Bureau of Reclamation (August).
62. HUNG TAO SHEN (Editor), 1983 : " Frontiers in Hydraulic Engineering ", Hydraulic Specialty Conference on Cavitation Prevention and Mitigation, *Am. Soc. of Civ. Engrs.*, 1983.
63. IVETIC Marks. V., 1983 : " Pressure Fluctuation in Stilling Basins with after Ski-Jump Spillways " (Subject B-c), Intern. Assoc. for Hydraulic Research.
64. JABARA M. A., LEGAS J., 1973 : " Selection of Spillways, Plunge Pools and Stilling Basins for Earth and Concrete Dams ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 17, Vol. 2, Madrid.
65. JOHNSON R. B., 1967 : " Flood and Multiple Spillway Provisions at Large Earthen Dams ", 9th ICOLD, Q. 33 - R. 50, Vol. 2, Madrid.
66. JOHNSON R. B., 1973 : " Spillways Types in Australia and Factors affecting their Choice ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 46, Vol. 2, Madrid.
67. JOHNSON J. M., 1977 : " Use of a Weakly Cohesive Material for Scale Model Scour Studies in Flood Spillway Design ", 17th Congress IAHR, Vol. 4.
68. JOHNSON H. A. and CHAO P. C., 1979 : " Rollcrete Usage at Tarbela Dam ", *Concrete International Design and Construction*, Vol. 1, No. 11 (November).
69. JUNSHOV M., 1982 : " The Layout and Energy Dissipation for Spillways of several Hydroelectric Projects in Deep Valleys with Large Discharge and High Drops in Head ", The Transaction of the Intern. Symposium on Layout of Dam in Narrow Gorges, Brazilian Committee on Large Dams, Vol. 1, p. 61, Rio-de-Janeiro.
70. KARAKI S., KAZI A. H., CHAO P. C., 1983 : " Performance of Air Slots in High Velocity Chutes at Tarbela Tunnel Outlet Works ", American Society of Civil Engrs., Hydraulic Division Conference, Cambridge, Massachusetts (August).

71. KAVESHNIKOV A. T. and LENTYAEV L. D., 1978 : " Flow Aeration on the Operating Spillway at the Sayano-Shushenskoe Hydroelectric Station ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel'stvo*, Translated by ASCE Hydrotechnical Construction.
72. KELLER R. J., RASTOGI A. K., 1977 : " Design Chart for Predicting Critical Point on Spillways ", *Proc. of the Am. Soc. of Civil Engrs.*, No. HY. 12 (December).
73. KENN M. J., 1968 : " Factors influencing the Erosion of Concrete by Cavitation ", Technical note, 1 July 1968, Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London.
74. KENN M. J. and GARROD A. D., 1981 : " Cavitation Damage and the Tarbela Tunnel Collapse of 1974 ", *Proc. Inst. Civil Engrs.*, Part 1, 1981, 70 (February), *Proc. Inst. Civil Engrs.*, Part 1, 1981, 70 (November) (Discussion).
75. KILPOLAINEN J. E., LOUNAMAA M. E., 1976 : " Climatological Effects on Dam Design and Construction on the Kemi River ", 12th ICOLD, Q. 57 - R. 16, Vol. 3, Mexico.
76. KNAPP R. T., DARLY J. W. and HAMMIT F. G., 1970 : *Cavitation*, Mc Graw Hill, New-York.
77. KNAUSS J., 1980 : « Talsperren-Betriebseinrichtungen (Entlastungs-und Entnahmeanlagen) », Oskar V. Miller Institut, Obernach/Walchensee (Aménagement de l'équipement des barrages).
78. KNAUSS J., 1985 : " Swirling Flow Problems at Intakes ", *Hydraulic Structures Design Manual*, Monograph H 1, Intern. Assoc. for Hydraulic Research.
79. LENCASTRE A., 1961 : " Free Overflow Spillways ", Engineering and Design Principle. National Laboratory for Civil Engineering Studies, Report No. 174, Lisbon, Portugal.
80. LENCASTRE A., 1985 : « État des connaissances sur le dimensionnement des évacuateurs de crue des barrages » (Annexe : « Évacuateurs à jets croisés »), *La Houille Blanche*, N° 1,
81. LENCASTRE A., 1985 : " Cross Jets - A Solution for Increasing Discharge Capacity of Spillways ", 15th ICOLD, Q. 59-R. 26, Vol. 4, Lausanne.
82. LEVIN L., 1965 : « Calcul hydraulique des conduits d'aération des vidanges de fond et dispositifs déversants », *La Houille Blanche*, N° 2.
83. LEVIN L., 1968 : *Formulaire des conduites forcées et conduits d'aération*, Dunod, Paris.
84. LIEBL A., 1973 : " High Pressure Sluice Gates ", 11th ICOLD, Q. 41-R. 42, Vol. 2, Madrid.
85. LIONETTI F., CRAVIARI G., 1973 : « Problèmes de construction et d'exploitation du barrage de Val Grosina en relation avec le contrôle des débits de crues et du charriage », 11th ICOLD, Q. 41-R. 78, Vol. 2, Madrid.
86. LOWE J. III, BANGASH H. D. and CHAO P. C., 1979 : " Some Experience with High Velocity Flow at Tarbela Dam Project ", 13th ICOLD, Q. 50-R. 13, Vol. 3, New-Delhi.
87. LOWE J. III, CHAO P. C. and LUECKER A. R., 1979 : " Tarbela Service Spillway Plunge Pool Development ", *Water Power and Dam Construction* (November).

88. LOWE J. III and BINGER W. V., 1982 : " Tarbela Dam Project, Pakistan ", Second Annual USCOLD Lecture, Atlanta (February).
89. LYSSENKO P. E., BODEV V. D., CHEPAJKIN G. A., 1971 : " Decrease in Cavitation Erosion Intensity for High Head Gates using the Supercavitating Structures ", 14th Congress of IAHR, Vol. 5, Paris.
90. LYSSENKO P. E., 1983 : " Hydraulic, Dynamic and Cavitation Characteristics of Curved Spillways with the Flow along the Ceiling " (subject B-c), XXth Congress of the Intern. Assoc. for Hydraulic Research, Moscow.
91. MAITRE R., 1952 : « Étude des conditions de fonctionnement des évacuateurs de surface aux ouvertures partielles des vannes », *La Houille Blanche*, N° 2.
92. MAMET J., LLOPIS N., D'ANGELO A., 1983 : « Les revêtements anti-usure des barrages du Rhône », *La Houille Blanche*, N° 3/4.
93. MARTINS R., 1973 : " Contribution to the Knowledge on the Scour Action of Free Jet on Rocky River Beds ", 11th ICOLD, Q. 41-R. 44, Vol. 2, Madrid.
94. MARTINS R., 1975 : " Scouring of Rocky Riverbeds by Free-Jet Spillways ", *Water Power and Dam Construction* (April).
95. MASON P. J., 1983 : " Energy Dissipating Crest Splitters for Concrete Dams ", *Water Power and Dam Construction* (November).
96. MASON P. J., 1984 : " Erosion of Plunge Pools Downstream of Dams due to the Action of Free-Trajectory Jets ", *Procedures of the Institution of Civil Engineers*. Part 1 (May).
97. MATIAS RAMOS C., 1982 : " Energy Dissipation of Free-Jet Spillways. Basis for its Study on Hydraulic Model ", The Transaction of the Int. Symposium on Layout of Dams in Narrow Gorges, Brazilian Committee on Large Dams, Vol. 1, p. 263, Rio-de-Janeiro.
98. MEIDAL P., WABSTER J. L., 1973 : " Mica : One of the World's Largest Structures ", *Water Power and Dam Construction*, Part. 2 (July).
99. MEIDAL P., WABSTER J. L., 1973 : " Discharge Facilities for Mica Dam ", 11th ICOLD, R. 50-Q. 41, Vol. 2, Madrid.
100. MYERS V. A., 1967 : " Meteorological Estimation of Extreme Precipitation of Spillway Design Flood ", US Weather Bureau, Techn. Memo Hydro. 5.
101. NOVAK P., 1984 : *Developments in Hydraulic Engineering*, Elsevier Applied Science Publishers Ltd, Vol. 2, England.
102. OBERLE R., DUBAS C. *et al.*, 1967 : « Protection contre l'ensablement du bassin d'accumulation de l'aménagement de la Massa », 9^e CIGB, Q. 33-R. 37, Vol. 2, Istanbul.
103. OLIVIER H., 1966 : " Flood Control Technique for Reservoirs with Combined Free and Gated Spillways ", 6th Congress Int. Comm. of Irrigation and Drainage, Q. 22, New-Delhi.
104. OSKOLKOV A. G., SEMENKOV V. M., 1979 : " Experience in developing Methods for Preventing Cavitation in Excess Flow Release Structures ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel' Stvo*, Hydrotechnical Construction N° 8 translated in English by American, Soc. of Civil Engrs., p. 754-761, 1980.

105. OSKOLKOV A. G., SEMENKOV V. M., 1979 : " Experience in Designing and Maintenance of Spillway Structures on Large Rivers in the USSR ", 13th ICOLD, Q. 50-R. 46, Vol. 3, New-Delhi.
106. PAT and REINHARDT, 1979 : " Erosion of Concrete ", *Heron*, N° 3, Netherlands.
107. PETERKA A. J., 1953 : " The Effect of Entrained Air on Cavitation Pitting ", *Joint Meeting Paper AIRH-ASCE*, Minneapolis, Minnesota International Hydraulics Convention (August).
108. PETERKA A. J., 1978 : " Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators ", US Bureau of Reclamation, *Engineering Monograph* N° 25, Revised edition.
109. PINTO Nelson L. de S., NEIDERT S. H., OTA J. J., 1982 : " Prototype and Laboratory Experiments on Aeration at High Velocity Flows ", *Water Power and Dam Construction*, Part 1 (February), Part 2 (March).
110. PINTO Nelson L. de S. and NEIDERT S. H., 1982 : " Model Prototype Conformity in Aerated Spillway Flow ", Intern. Conf. on the Hydraulics Modeling of Civil Engineering Structure BHRA Fluid Eng., England (September).
111. PINTO Nelson L. de S. and NEIDERT S. H., 1983 : " Evaluating Entrained Air Flow through Aerators ", *Water Power and Dam Construction* (August).
112. PINTO Nelson L. de S. and NEIDERT S. H., 1983 : " Air Entrainment through Aerators Mechanism and Air Flow Evaluation ", Intern. Assoc. for Hydraulic Research, Seminar 3, Moscow.
113. PINTO Nelson S. de L., 1984 : " Model Evaluation of Aerators in Shooting Flow ", Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures. Esslinger am Neckar, Germany (September 3rd-6th).
114. POST G. *et al.* (Comité Français des Grands Barrages), 1979 : « Quelques problèmes particuliers posés par les déversoirs à grande capacité : tapis de protection, dissipation d'énergie par déflecteurs et aération, cavitation produite par les écoulements à grande vitesse », 13^e CIGB, Q. 50-R. 38, Vol. 3, New-Delhi.
115. PRATT H. K., 1967 : " The Portage Mountain Project Spillway and Low Level Outlet Works ", 9th ICOLD, Q. 33-R. 29, Vol. 2, Istanbul.
116. QUINTELA A. C., FERNANDES J. de S. *et al.*, 1979 : « Barrage de Cabora Bassa - Problèmes posés par le passage des crues pendant et après la construction », 13^e CIGB, Q. 50-R. 41, Vol. 3, New-Delhi.
117. QUINTELA A. C., JELLALI M. *et al.*, 1979 : « L'évacuateur de crues et les vidanges de fond du barrage de M'Jara », 13^e CIGB, Q. 50-R. 40, Vol. 3, New-Delhi.
118. QUINTELA A. C., 1980 : " Flow Aeration to Prevent Cavitation Erosion ", *Water Power and Dam Construction* (January).
119. QUINTELA A. C., CRUZ A. A., 1982 : " Cabora Bassa Spillway Conception, Hydraulic Model Studies and Prototype Behaviour ", The Transaction of the Int. Symposium on Layout of Dams in Narrow Gorges. Brazilian Committee on Large Dams, Vol. 1, p. 301.
120. REGAN R. P., MUNCH A. V., SCHRADER E. K., 1979 : " Cavitation and Erosion Damage of Sluices and Stilling Basins at two High Head Dams ", 13th ICOLD, Q. 50-R. 11, Vol. 3, New-Delhi.

121. RONE T. J., 1977 : " Baffled Apron as Spillway Energy Dissipator ", *Proc. of the Am. Soc. of Civil Engrs.*, Vol. 103, No. HY.12 (December).
122. RIQUOIS M., PFAFF, TERMISSIAN *et al.*, 1967 : « Problèmes posés par l'exploitation et l'entretien des organes d'évacuation des barrages. Enseignements tirés », 9^e CIGB, Q. 33-R. 28, Vol. 2, Istanbul.
123. ROBERTS D. F., 1977 : " Energy Dissipation by Dam Crest Splitters ", *Trans. South African Inst. of Civil Engrs.* (November).
124. ROBERTS C. P. R., 1980 : " Hydraulic Design of Dams ", Department of Water Affairs. Division of Special Tasks, Republic of South Africa (July).
125. ROSANOV N. P., MOYS P. P., PASHKOV N. N., 1967 : " Research of Vacuum and Cavitation Characteristics of Elements of Hydrotechnical Structures ", 11th Congress IAHR, R.I. 33, Leningrad.
126. RUNDGREN L., 1973 : " Design Floods and Accepted Risks of Failure ", 11th ICOLD, Q. 41-R. 11, Vol. 2, Madrid.
127. RUSSEL S. O. and BALL J. W., 1967 : " Sudden-Enlargement Energy Dissipator for Mica Dam ", *Proc. of the Am. Soc. of Civil Engrs.*, No. HY.4.
128. RUSSEL S. O., SHEENAN G. J., 1974 : " Effect of Entrained Air on Cavitation Damage ", *Canadian Journal of Civil Engrs.*, Vol. 1.
129. SANCHEZ BRIBIESCA J. L., CAPELLA VISCAINO A., 1973 : " Turbulence Effects on the Lining of Stilling Basins ", 11th ICOLD, Q. 41-R. 83, Vol. 2, Madrid.
130. SANCHEZ BRIBIESCA J. L., 1979 : " Behaviour of Spillways in Mexican Dams ", Universidad Nacional Autónoma de Mexico. Contribution to the 13th ICOLD, New-Delhi. Instituto de Ingenieria (October), E-40.
131. SANCHEZ BRIBIESCA J. L., FUENTES MARILES O. A., 1979 : " Experimental Analysis of Macroturbulence Effects on the Lining of Stilling Basins ", 13th ICOLD, Q. 50-R. 6, Vol. 3, New-Delhi.
132. SANCHEZ BRIBIESCA J. L., 1979 : " Behaviour of Spillways in Mexican Dams ", 13th ICOLD, Q. 50, Discussion No. 14, p. 528, Vol. 5, New-Delhi.
133. SCHULTHESS D., 1985, " Vortex Tower for El Cajon Spillway Intake ", *Water Power and Dam Constr.* (July).
134. SEMENKOV V. M. and LENTYAEV L. D., 1973 : " Spillway with Nappe Aeration ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel' Stvo*, Hydrotechnical Construction (May).
135. SEMENKOV V. M., LENTYAEV L. D., 1973 : " Spillway Dams with Aeration of the Flow over Spillways ", 11th ICOLD, Q. 41, Discussion, a separate paper, Vol. 5, Madrid.
136. SEMENKOV V. M., 1979 : « Vidanges et évacuateurs de crues de grande capacité » - Rapport Général, 13^e CIGB, RG Q. 50, Vol. 5, New-Delhi.
137. SHARMA H. R., 1976 : " Air-Entrainment in High Head Gated Conduits ", *Proc. of the Am. Soc. of Civil Engrs.*, Vol. 102, No. HY.11.
138. SMITH H. A., 1973 : " A Detrimental Effect of Dams on Environment : Nitrogen Supersaturation ", 11th ICOLD, Q. 40 - R. 17, Vol. 1, Madrid.
139. SNYDER F. F., 1964 : " Hydrology of Spillway Design Flood = Large Structures, Adequate Data ", *Proc. of the Am. Soc. of Civil Engrs.*, Vol. 91, No. HY.3.
140. SOKOLOV A. A., RANTZ S. E. and ROCHE M., 1976 : " Flood Flow Computation. Methods compiled from World Experience ", The UNESCO Press, Paris.

141. SPURR K. J. W., 1985 : " Energy Approach to Estimating Scour downstream of a Large Dam ", *Water Power and Dam Construc.* (July).
142. STRASSBURGER A. G., 1973 : " Spillway Energy Dissipator Problems ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 16, Vol. 2, Madrid.
143. STRAUB L. G., ANDERSON A. G., 1960 : " Self-aerated Flow in Open Channels ", *Transactions of the Am. Soc. of Civil Engrs.*, paper 3029, Vol. 125, Part 1.
144. SUZUKI Y., SAKURAI A., 1973 : " A Design of a Chute Spillway Jointly Serving as a Roof Slab of a Hydropower Station and its Review on Vibration during Flood ", 11th ICOLD, Q. 41 - R. 21, Vol. 2, Madrid.
145. TORAN J., 1967 : " The Downstream View-point on Spillway Safety and Economics ", 9th ICOLD, Q. 33 - R. 52, Vol. 2, Istanbul.
146. TORAN J., 1967 : « Dispositions temporaires et permanentes pour contrôler les apports et le niveau de la retenue des barrages » - Rapport Général, 9^e CIGB, Q. 33, Vol. 6, p. 225-336, Istanbul.
147. TSEDROV G. N. and NAZAROVA R. L., 1977 : " Protection against Cavitation in Tunnel Spillways by Boundary Layer Aeration ", *Gidrotekhnicheskoe Stroitel' Stvo*, No. 8, Hydrotechnical Construction.
148. US BUREAU OF RECLAMATION, 1974 : *Design of Small Dams*, Revised Reprint, Washington.
149. UNITED NATIONS, 1969 : " Assessment of the Magnitude and Frequency of Flood Flows ", *Water Resources*, Series No. 30, New-York.
150. VASILIU M. F., 1979 : Problèmes particuliers de quelques évacuateurs de grande capacité, 13^e CIGB, Q. 50 - R. 28, Vol. 3, New-Delhi.
151. VASSILIEV O. F., BUKREYEV V. I., 1967 : " Statistical Characteristics of Pressure Fluctuation in the Region of Hydraulic Jump ", 12th IAHR Congress, Vol. 2, Fort-Collins, Colorado.
152. VERCON M., 1973 : « Contrôle des débits et de la dissipation d'énergie pendant la construction et après la mise en service » - Rapport Général, 11^e CIGB, Q. 41 - RG, Vol. 4, Madrid.
153. VISHER D., 1982 : « Hochwasserentlastungen brasilianischer Talsperren: drei Eindrücke vom ICOLD—Kongress 1982 in Rio-de-Janeiro » (The Large Brazilian Spillways), *Wasser, Energie, Luft*, n° 10.
154. VOTRUBA L., 1976 : « L'influence du changement annuel de température sur les barrages et les réservoirs », 12^e CIGB, Q. 47 - R. 20, Vol. 3, Mexico.
155. WAGNER W. E., 1967 : " Glen Canyon Dam Diversion Tunnel Outlets ", *Proc. of the Am. Soc. of Civil Engrs.*, Vol. 93, No. HY.6 (November).
156. WAGNER W. E. and JABARA M. A., 1971 : " Cavitation Damage downstream from Outlets Works Gates ", 14th IAHR Congress, R. 2.14, Vol. 5, Paris.
157. WISNER P., 1965 : « Sur le rôle du critère de Froude dans l'étude de l'entraînement de l'air par les courants à grande vitesse », 11^e Congrès AIRH, R. 1.15, Leningrad.
158. WISNER P., 1967 : " Hydraulic Design for Flood Control by High Head Gated Outlets ", 9th ICOLD, C 12, Vol. 5, Istanbul.
159. WOOD I. R., ACKERS P. and LOVELESS J., 1983 : " General Method for Critical Point on Spillways ", Technical Note, *Proc. of Am. Soc. of Civil Engrs.*, Vol. 109, No. HY.2.

160. WOOD I. R., 1983 : " Uniform Region of Self-Aerated Flow ", ASCE - *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 3 (March).
161. WOOD I. R., 1984 : " Air Entrainment in High Speed Flows ", Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures - Esslinger am Neckar, Germany (September 3-6).
162. WORLD WATER, 1979 : " Cavitation Casts Doubt on Karun Spillway Design ", *World Water* (January).
163. XEREZ A. C., GRANGER PINTO H., 1967 : « Problèmes hydrauliques dans les barrages voûtes et voûtes multiples », 9^e CIGB, Q. 33 - R. 18, Vol. 2, Istanbul.
164. YODISKIY G. A., LIKHTER V. M., 1968 : " Hydrodynamic Loads on Protection Elements downstream of Overspill Dams ", *Energiya*, Moscow.
165. ZAGUSTIN K. and CASTILLEJO RON N., 1983 : " Model Prototype Correlation for Flow Aeration in the Guri Dam Spillway ", Intern. Assoc. for Hydraulic Research, 20th IAHR Congress, Moscow, 1983.

ANNEXE 2/APPENDIX 2

LISTE DES PAYS AYANT RÉPONDU À L'ENQUÊTE SUR LES ÉVACUATEURS DE CRUE

COUNTRIES WHICH HAVE ANSWERED THE ENQUIRY ON SPILLWAYS

Afrique du Sud	Algeria
Algérie	Australia
Allemagne (Rép. Féd. d')	Austria
Australie	Belgium
Autriche	Brazil
Belgique	Canada
Brésil	China
Canada	Czechoslovakia
Chine	France
Espagne	Germany (Fed. Rep. of)
États-Unis	Indonesia
France	Japan
Indonésie	Mexico
Japon	South Africa
Mexique	Spain
Suisse	Switzerland
Tchécoslovaquie	Thailand
Thaïlande	USA
Venezuela	Venezuela
Zimbabwe	Zimbabwe

Imprimerie de Montlignon
61400 La Chapelle Montlignon
Dépôt légal : février 1987
N° 13149
ISSN 0534-8293
Couverture : TILT

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>