

DAMS LESS THAN THIRTY METRES HIGH

Cost savings and safety improvements

BARRAGES DE MOINS DE 30 m DE HAUTEUR

Économies et sécurité

Bulletin 109



1997

This Bulletin has been printed in India, with the assistance of INCOLD.
*Ce Bulletin a été imprimé en Inde, avec la collaboration du Comité National
Indien des Grands Barrages*

DAMS LESS THAN THIRTY METRES HIGH

Cost savings and safety improvements

BARRAGES DE MOINS DE 30 m DE HAUTEUR

Économies et sécurité

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33-1) 53 75 16 52 - Fax : (33-1) 40 42 60 71

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

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

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

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

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

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

NOTICE – DISCLAIMER :

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

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

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

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

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

COMMITTEE ON COST OF DAMS
COMITÉ DU COÛT DES BARRAGES
(1991-1997)

Chairman/Président

France

F. LEMPÉRIÈRE

Members/Membres

Algeria/Algérie

A. BOUTAGHOU

Austria/Autriche

R. PETTER

Brazil/Brésil

J.M. FRANCO FILHO

Canada/Canada

K. MURPHY

China/Chine

J. ZHANG

Germany/Allemagne

J. KONGETER

India/Inde

D.G. KADKADE

Indonesia/Indonésie

SURYONO

Iran/Iran

E. RAMAZANI (1)

B. HAZRATI (2)

Italy/Italie

A. MARCELLO

Japan/Japon

T. YAMAMURA (3)

T. NISHIKIORI (4)

Korea/Corée

S.K. KIM

Morocco/Maroc

A. CHRAIBI

Norway/Norvège

K. MATHISMOEN

Russia/Russie

S. LASHCHENOV

South Africa/Afrique du Sud

W.S.CROUCAMP

Spain/Espagne

R. DEL HOYO

United Kingdom/Royaume-Uni

P. MASON

USA/États-Unis

J.D. SMART

Yugoslavia/Yougoslavie

K. NEIMAREVIC

(1) Member until February 1997 / Membre jusqu'en février 1997

(2) Member since February 1997 / Membre depuis février 1997

(3) Member until 1994 / Membre jusqu'en 1994

(4) Member since 1994 / Membre depuis 1994

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS
INTRODUCTION
1. ÉTUDE HISTORIQUE
2. OBSERVATIONS GÉNÉRALES SUR
LE COÛT ET LA SÉCURITÉ
3. AMÉLIORATION DES BARRAGES
EXISTANTS
4. BARRAGES FUTURS
RÉSUMÉ ET CONCLUSION
ANNEXES I, II, III, IV
RÉFÉRENCES

CONTENTS

FOREWORD
INTRODUCTION
1. HISTORICAL REVIEW
2. GENERAL REMARKS ON COST
AND SAFETY
3. IMPROVEMENT OF EXISTING
DAMS
4. FUTURE DAMS
SUMMARY AND CONCLUSION
APPENDICES I, II, III, IV
REFERENCES

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	8
INTRODUCTION	10
1. ÉTUDE HISTORIQUE	16
1.1 Barrages en remblai.....	16
1.1.1 Barrages construits avant 1930	16
1.1.2 Barrages construits après 1930.....	18
1.1.3 Conception et exécution des barrages en remblai existants ...	20
1.1.4 Causes et conséquences des ruptures	24
1.2 Barrages-poids en béton ou maçonnerie.....	32
1.3 Barrages-voûtes en béton ou maçonnerie	36
1.4 Barrages à contreforts ou voûtes multiples	38
2. OBSERVATIONS GÉNÉRALES SUR LE COÛT ET LA SÉCURITÉ....	40
3. AMÉLIORATION DES BARRAGES EXISTANTS.....	44
3.1 Barrages en remblai.....	44
3.1.1 Amélioration de la sécurité	44
3.1.2 Probabilité de rupture par submersion et possibilité d'amélioration	46
3.1.3 Amélioration des performances	58
3.2 «Grands» barrages en béton ou maçonnerie de moins de 30 m.....	66
3.2.1 Amélioration de la sécurité	66
3.2.2 Amélioration des performances	68
3.3 Qualité de l'eau et environnement	68
3.3.1 Qualité de l'eau.....	68
3.3.2 Gestion de la retenue	70
3.3.3 Aménagement paysager.....	70
3.4 Optimisation globale des barrages existants	72
4. BARRAGES FUTURS	76
4.1 Révision des idées reçues	76
4.2 Critères de dimensionnement et évaluation des risques	82
4.3 Barrages-poids.....	86
4.3.1 Barrages-poids en béton	86
4.3.2 Barrages-poids en maçonnerie	90

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	9
INTRODUCTION	11
1. HISTORICAL REVIEW	17
1.1 Embankment dams	17
1.1.1 Dams built pre-1930	17
1.1.2 Dams built post-1930	19
1.1.3 Design and construction approaches to existing embankment dams	21
1.1.4 Causes and consequences of failures	25
1.2 Concrete and masonry gravity dams	33
1.3 Concrete and masonry arch dams	37
1.4 Buttress and multiple arch dams	39
2. GENERAL REMARKS ON COST AND SAFETY	41
3. IMPROVEMENT OF EXISTING DAMS	45
3.1 Embankment dams	45
3.1.1 Safety improvement	45
3.1.2 Probability of failure by overtopping and potential for improvement	47
3.1.3 Performance improvement	59
3.2 'Large' concrete and masonry dams less than 30 m high	67
3.2.1 Safety improvement	67
3.2.2 Performance improvement	69
3.3 Water quality and environment	69
3.3.1 Water quality	69
3.3.2 Reservoir management	71
3.3.3 Landscaping	71
3.4 Overall optimisation of existing dams	73
4. FUTURE DAMS	77
4.1 Changing habits	77
4.2 Design criteria and risk assessment	83
4.3 Gravity dams	87
4.3.1 Concrete gravity dams	87
4.3.2 Masonry gravity dams	91

4.3.3 Barrages-poids en béton compacté au rouleau ou en remblai dur.....	92
4.3.4 Domaines d'application des différents matériaux pour les barrages-poids.....	94
4.4 Barrages-voûtes.....	96
4.4.1 Voûtes en béton.....	98
4.4.2 Voûtes en maçonnerie.....	98
4.5 Barrages en terre.....	98
4.5.1 Corps du barrage.....	100
4.5.2 Drainage et filtres.....	100
4.5.3 Protection du talus amont.....	102
4.5.4 Protection du talus aval.....	104
4.5.5 Excavation et traitement de la fondation.....	106
4.6 Maîtrise des crues.....	108
4.6.1 Évaluation des crues extrêmes.....	110
4.6.2 Définition du degré de sécurité.....	114
4.6.3 Risques dus aux crues n'entraînant pas la rupture.....	116
4.6.4 Optimisation économique.....	118
4.7 Contrôle des projets et de la réalisation.....	126
4.8 Auscultation - surveillance - dispositifs d'alerte.....	128
RÉSUMÉ ET CONCLUSION.....	132
ANNEXE I Classement des ruptures recensées (hors Chine et URSS).....	138
ANNEXE II Stabilité des barrages-poids submergés.....	156
ANNEXE III Commentaires sur les « petits barrages » en remblai futurs.....	160
ANNEXE IV Optimisation économique des déversoirs : choix de la crue de rupture.....	170
RÉFÉRENCES.....	178

4.3.3	Roller compacted concrete and hardfill gravity dams	93
4.3.4	Areas of application of different materials for gravity dams	95
4.4	Arch dams	97
4.4.1	Concrete arch dams	99
4.4.2	Masonry arch dams	99
4.5	Earth dams	99
4.5.1	Dam body	101
4.5.2	Drains and filters	101
4.5.3	Upstream face protection	103
4.5.4	Downstream face protection	105
4.5.5	Foundation excavation and treatment	107
4.6	Flood control	109
4.6.1	Extreme flood estimate	111
4.6.2	Statement of safety level	115
4.6.3	Risks from sub-failure floods	117
4.6.4	Economic optimisation	119
4.7	Design and construction control	127
4.8	Instrumentation, inspection and warning systems	129
SUMMARY AND CONCLUSION		133
APPENDIX I	Classification of reported failures (excl. China and USSR)	139
APPENDIX II	Stability of overtopped gravity dams	157
APPENDIX III	Future 'small' embankment dams	161
APPENDIX IV	Economic optimisation of spillways : selection of imminent failure flood	171
REFERENCES	178

AVANT-PROPOS

Moins de dix mille barrages dépassent une hauteur de 30 m. Presque toutes les recommandations de la CIGB sont issues d'études et de publications relatives à ces grands ouvrages.

Le présent Bulletin est consacré aux 150 000 grands ou petits barrages de 10 à 30 m de hauteur ; la plupart stockent de l'ordre de 1 hm³ d'eau mais quelques milliers stockent des dizaines d'hm³. Les critères de projet, les types d'ouvrages les plus courants diffèrent souvent de ceux des hauts barrages. Les méthodes d'exécution, souvent économiques, peuvent conduire à des risques relativement plus importants et leurs accidents ont globalement causé plus de victimes que les ouvrages plus hauts.

En se basant sur l'expérience de pays très divers, ce Bulletin propose des solutions pratiques pour :

- limiter le coût des barrages nouveaux en leur assurant la sécurité recherchée,
- identifier les barrages existants présentant des risques importants et réduire ceux-ci rapidement à faible coût,
- optimiser l'utilisation des réservoirs.

Cette étude, préparée par le Comité du Coût des Barrages de la CIGB, a conduit à remettre en question nombre d'idées reçues et de critères usuels de projets ; cette remise en question pourrait peut-être sur certains points s'étendre utilement à beaucoup de barrages plus hauts.

F. LEMPÉRIÈRE

Président du Comité du Coût des Barrages

FOREWORD

Less than ten thousands dams are higher than 30 m. Most of ICOLD comments are based upon studies and reports about these high dams.

This Bulletin is devoted to the 150 000 large or small dams 10 to 30 m high ; capacity of most of their reservoirs is in the range of 1 hm³ but several thousands reach dozens of hm³. Design criteria and typical designs are generally different from those of high dams. Construction methods, often focus upon economy, may increase risks and corresponding accidents have globally caused more victims than for high dams.

Based upon experience from many industrialized or non industrialized countries, the Bulletin suggests practical solutions in order to :

- reduce the cost of new dams with due respect to required safety,
- identify existing dams subject to serious risks and possibilities to lower those risks cheaply and quickly,
- optimize use of reservoirs.

This study, prepared by ICOLD Committee on Cost of Dams, has brought a deep review of many set ideas and usual design criteria which do not seem justified for low dams. Some points of this review could possibly be also useful for higher dams.

F. LEMPÉRIÈRE

Chairman, Committee on Cost of Dams

INTRODUCTION

OBJECTIFS DU BULLETIN

Les «grands barrages» tels que définis pour les registres de la CIGB sont :

- Tous les barrages de plus de 15 m de hauteur *totale*.
- Les barrages de 10 à 15 m, dont la capacité du réservoir ($> 1 \text{ hm}^3$), la longueur ($> 500 \text{ m}$), ou le débit de crue ($> 2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$) sont importants, ou les caractéristiques inhabituelles.

En 1995, 45 000 «grands barrages» sont en service dans le monde, dont :

- 2 000 barrages de grande hauteur (plus de 60 m) et 7 000 de 30 à 60 m.

Et ceux auxquels s'applique ce Bulletin :

- Plus de 20 000 barrages de 15 à 30 m.
- Plus de 10 000 barrages de 10 à 15 m classés «grands barrages» (en général parce qu'ils stockent plus de 1 hm^3 d'eau) ; leurs caractéristiques diffèrent peu des 100 000 «petits barrages» de même hauteur stockant $0,1$ à 1 hm^3 , auxquels peuvent s'appliquer beaucoup de commentaires de ce Bulletin.

Les travaux et les Bulletins de la CIGB sont le plus souvent orientés vers les barrages de grande hauteur et s'adaptent assez peu aux barrages de moins de 30 m, souvent conçus ou réalisés de manière très différente, comme le souligne la comparaison ci-dessous.

BARRAGES DE GRANDE HAUTEUR

- Parmi les 2 000 barrages de plus de 60 m de hauteur, 30% sont des barrages-poids et 20% des barrages-voûtes. Les barrages en remblai récents sont le plus souvent en enrochement.

90% des barrages de grande hauteur sont entièrement fondés au rocher.

Ces grands ouvrages sont surtout utilisés pour la fourniture d'énergie électrique, leur déversoir est souvent vanné et beaucoup ont une route publique en crête, 80% ont été construits dans les pays industrialisés où ils représentent 15% des «grands barrages», mais ils représentent en 1995 moins de 2% des «grands barrages» des pays non industrialisés. Leur valeur unitaire, le plus souvent comprise entre 100 millions et 1 milliard de US\$, permet des investissements importants en études, reconnaissance du sol, contrôle de qualité, traitement des fondations, instrumentation, etc. Si la conception des barrages-poids est assez standardisée, celle des autres ouvrages est peu répétitive. Ces 2 000 ouvrages représentent plus de la moitié des investissements totaux des barrages. Presque tous ont été construits depuis 1930, avec des moyens mécaniques importants et des méthodes relativement semblables dans tous les pays.

INTRODUCTION

PURPOSE OF THE BULLETIN

« Large » dams as defined by the ICOLD Registers are :

- Dams more than 15 m high, and
- Dams 10 - 15 m high with a storage capacity in excess of 1 hm³, or more than 500 m long, or designed to discharge floods of more than 2 000 m³/s, or with unusual characteristics.

To date (1995), there are 45 000 such « large » dams in operation :

- 2000 are very high (> 60 m) dams and 7 000 are between 30 m and 60 m high **and those concerning this Bulletin are :**
- More than 20 000 between 15 m and 30 m high
- More than 10 000 between 10 m and 15 m high classifying as ICOLD « large » dams (mostly because of their reservoir capacity in excess of 1 hm³) and of much the same designs as the 100 000 « small » dams of similar height impounding 0.1-1 hm³ and deserving similar comments.

ICOLD activities and Bulletins usually focus on very high dams are not really relevant to the very different problems associated with dams less than 30 m high, as illustrated by the following comparison.

VERY HIGH DAMS

- Of the 2 000 dams more than 60 m high, 30 per cent are gravity dams and 20 per cent are arch dams. Recent embankment dams are usually rockfill constructions.

Ninety per cent of all very high dams sit entirely on rock.

Very high dams are designed chiefly for hydro power, the spillway is often gated, most have a public road over the crest, 80 per cent are in the industrialised countries where they represent 15 per cent of the total « large » dam population but, to date, less than 2 per cent of the « large » dams in the non-industrialised countries. They usually cost between \$ US 100 million and \$ US 1 000 million and considerable sums of money are therefore available for design, site investigation, quality control, foundation treatment, instrumentation, etc. While gravity dam designs are quite standardised, other types are not so repetitive. These 2 000 dams together account for more than half of all investment in dams. Nearly all these very high dams were built post-1930 with a high degree of mechanisation and relatively similar methods in all countries.

BARRAGES DE 10 À 30 m

- Les 35 000 «grands barrages» de moins de 30 m de hauteur auxquels est consacré ce Bulletin comprennent 90% de barrages en terre. Le plus souvent ces ouvrages sont fondés, en totalité ou en partie, sur terrain meuble. Presque tous ont des déversoirs non vannés.

Parmi ces ouvrages, 2 500 avaient été construits avant 1930, pour l'essentiel dans les pays industrialisés qui en ont construit après cette date 6 000 sur des chantiers fortement mécanisés. Mais depuis 1930 (et surtout entre 1950 et 1980), plus de 25 000 ont été construits dans les pays non industrialisés avec une large utilisation de moyens manuels.

Le but essentiel de ces ouvrages est le stockage, notamment pour l'irrigation. Leur coût, généralement modeste, souvent très inférieur à 1 million de US\$ réduit beaucoup le budget des études, reconnaissance, contrôle, traitement de fondation, etc. Alors que les barrages de grande hauteur sont généralement soumis à un contrôle technique et administratif vigilant, la plupart des barrages de 10 à 20 m de hauteur ont été réalisés avec peu de contrôle et la supervision en service varie beaucoup suivant les pays. Par contre, ces ouvrages bénéficient souvent de l'expérience de nombreux ouvrages similaires.

Certaines caractéristiques des barrages de moins de 30 m varient considérablement:

- Le bassin versant peut parfois dépasser 10 000 km² (et la crue de projet 10 000 m³/s) mais pour plus de 90% des cas, il est de quelques km² ou quelques dizaines de km². Le volume d'une crue millénaire est alors le plus souvent de l'ordre de 1 hm³, la crue de projet est généralement comprise entre 20 et 500 m³/s, et la rapidité de montée des crues (souvent moins de 3 heures) influe sur la conception et la gestion du déversoir.

- La longueur du barrage varie d'une cinquantaine de mètres à plus de 5 km.

Pour ces barrages, essentiellement destinés au stockage, la caractéristique économique essentielle est le volume du réservoir; leur répartition, *très approximative* suivant ce critère, est la suivante :

- Quelques centaines stockent plus de 100 hm³;
- 3 000 de 10 à 100 hm³,
- 20 000 de 1 à 10 hm³, dont la moitié de 10 à 15 m de hauteur.
- 10 000 de 0,1 à 1 hm³, classés "grands barrages" parce qu'ils dépassent 15 m,

- Près de 100 000 barrages de 0,1 à 1 hm³, de 10 à 15 m de hauteur, ne sont pas classés "grands barrages".

DAMS 10-30 m HIGH

- Of the 35 000 « large » dams less than 30 m high which are the subject of this Bulletin, 90 per cent are earth dams. Most sit wholly or partly on a soil foundation. Nearly all of them have ungated spillways.

Two thousand five hundred of these dams were built before 1930, mostly in the industrialised countries, which subsequently built 6 000 by highly mechanised means. But since 1930 (more especially between 1950 and 1980), more than 25 000 were built in non-industrialised countries with a substantial input of manual labour.

The prime purpose of these dams is storage, mainly for irrigation. Their generally modest cost (frequently much less than \$ US 1 million) leaves little money available for design, investigation, quality control, foundation treatment, etc. Whereas very high dams are subject to stringent technical and statutory controls, construction of many small dams 10-20 m high has been unsupervised, and the control of safety in operation varies widely according to countries. On the other hand, smaller dams benefit from experience gained with very many similar structures.

Some features of dams less than 30 m high vary considerably :

- The catchment area may be more than 10 000 km² (and design flood over 10 000 m³/s) ; but for 90 per cent, it is only a few to a few dozen square kilometres, the 1 000-year flood volume is in the range of 1hm³. The design flood is between 20 m³/s and 500 m³/s and floods are flashy (often rising in less than 3 hours), which has an impact on spillway design and operation.

- Dam length ranges from about fifty metres to more than 5 km.

The most important economic factor in these dams designed chiefly for storage is reservoir capacity, and in this respect, they break down *very approximately* as follows:

- A few hundred in excess of 100 hm³
- 3 000 with 10-100 hm³
- 20 000 with 1-10 hm³, half being 10-15 m high
- 10 000 with 0.1-1 hm³, classed as « large » dams because they are more than 15 m high
- Nearly 100 000 with 0.1-1hm³ and 10-15 m high, not classed as «large dams».

Estimation du nombre de barrages de 10 à 30 m de hauteur

	> 10hm ³	1 à 10 hm ³	0.1 à 1 hm ³	< 0.1 hm ³
15 - 30 m	3 000	10 000	10 000	1 000 ?
10 - 15 m	500?	10 000	100 000 ?	100 000 ?

Pour les réservoirs de moins de 10 hm³, le coût de construction est souvent de l'ordre de 1 US\$/m³ d'eau stocké dans les pays industrialisés, deux à dix fois moins dans les Pays en Développement suivant le taux de change et le coût de la main-d'œuvre.

Bien que les statistiques soient incomplètes, on peut estimer à près de 2% le taux de ruptures sur l'ensemble de tous ces ouvrages ; beaucoup n'ont pas causé de victimes, mais plusieurs dizaines ont été catastrophiques et **le nombre total de victimes a été dix fois supérieur à celui des victimes de ruptures des barrages de grande hauteur**. Les risques varient suivant les époques et les conditions de réalisation et seront analysés plus loin. Ils se sont beaucoup réduits depuis 20 ans mais il semble possible de les réduire encore sur les ouvrages existants comme sur les ouvrages futurs.

Le présent Bulletin été rédigé par le Comité du Coût des Barrages de la CIGB, dont la mission est d'identifier les opportunités d'économies en tenant le plus grand compte de la sécurité; il est consacré dans cette perspective aux «grands barrages» de moins de 30 m de hauteur . Les commentaires de ce Bulletin sont également applicables aux très nombreux barrages de moins de 15 m stockant quelques centaines de milliers de m³. En revanche **ce Bulletin ne concerne pas les barrages de stériles miniers** dont la conception est souvent très différente, sauf pour en souligner les risques qui sont beaucoup plus importants que ceux des autres barrages.

Le Bulletin comporte les chapitres suivants :

- 1./ Étude historique.
 - 2./ Observations générales sur le coût et la sécurité.
 - 3./ Amélioration des barrages existants.
 - 4./ Barrages futurs.
- Résumé et conclusion.
Annexes
Références

Estimated number of dams 10-30m high

	> 10hm ³	1 – 10 hm ³	0.1 – 1 hm ³	< 0.1 hm ³
Height 15 - 30 m	3 000	10 000	10 000	1 000 ?
Height 10 - 15 m	500?	10 000	100 000 ?	100 000 ?

Construction cost of reservoirs of up to 10 hm³ is often of the order of \$ US 1 per cubic metre of water stored in the industrialised countries, and two to ten times less in the developing countries (depending on exchange rates and labour costs).

Although statistics are patchy, the overall failure rate for such dams can be estimated at nearly 2 per cent ; many failures caused no casualties but several dozen have been disastrous and **the total number of victims has been ten times higher than for failures of very high dams**. The risk has varied with time and construction methods and will be examined below. It has been considerably reduced since 20 years but it appears feasible to reduce it again substantially at both existing and new dams.

This Bulletin has been prepared by the ICOLD Committee on Cost of Dams, whose purpose is to identify opportunities for savings with full allowance for safety. It therefore focuses on « large » dams less than 30 m high, but it applies equally well to the very many dams less than 15 m high impounding a few hundred thousand cubic metres of water. **The Bulletin does not deal with industrial and mine tailings dams** involving a different design approach, except to stress their much greater hazards than other dams.

The Bulletin contains the following sections :

1. Historical Review
2. General Remarks on Cost and Safety
3. Improvement of Existing Dams
4. Future Dams
 - Summary and Conclusion
 - Appendices
 - References

1. ÉTUDE HISTORIQUE

1.1. BARRAGES EN REMBLAI

1.1.1. Barrages construits avant 1930

Les premiers barrages dépassant une hauteur de 10 m ont été construits il y a plus de 2 000 ans et plusieurs centaines avaient été construits avant 1800, notamment dans une dizaine de pays d'Asie, autour de la Méditerranée et en Amérique Centrale. Beaucoup d'ouvrages très anciens ont disparu, d'autres sont encore en service 500 ou 1 000 ans après leur construction.

Au total, plus de 2 000 "grands barrages" en remblai de moins de 30 m et 150 dépassant 30 m (mais rarement 35 m) ont été construits avant 1930 ; 75% de ces ouvrages se trouvent au Japon, en Grande-Bretagne ou aux États-Unis.

- Le Japon, qui avait déjà réalisé, avant 1800, pour l'irrigation 200 barrages de plus de 15 m, en a construit 500 de 1800 à 1930. Ces ouvrages ont généralement moins de 20 m, sont situés sur de très petits bassins versants et le volume du réservoir est de l'ordre de 0,1 hm³ souvent voisin du volume du barrage. Aucune rupture de ces petits ouvrages d'irrigation n'a été recensée avant 1930, ce qui peut s'expliquer par l'absence d'archives et la faiblesse des crues résultant de ruptures éventuelles. Mais leur sécurité peut résulter d'une large expérience séculaire, de la faible longueur des barrages et des crues généralement limitées à quelques dizaines de m³/s.

- La Grande-Bretagne a construit de 1800 à 1930, pour stocker l'eau potable ou industrielle, 300 «grands barrages» en remblai, dont 90% de moins de 30 m. Les réservoirs sont de l'ordre de 1 hm³. 5% des 200 barrages construits avant 1860 se sont rompus à cette époque. Mais grâce à l'expérience acquise, au développement de noyaux argileux verticaux, bien compactés, à la faible importance des crues extrêmes rarement supérieures à 100 m³/s, très peu de ruptures ont été recensées après cette date, même sur les barrages anciens; beaucoup de remblais de barrages ont subi des déversements de courte durée et de faible débit entraînant peu de dommages.

- De 1850 à 1930, 500 grands barrages de moins de 30 m et une centaine de plus de 30 m ont été construits aux États-Unis. La plupart des réservoirs dépassent 1 hm³ et 30% dépassent 10 hm³. La grande surface des bassins versants et des débits spécifiques élevés peuvent entraîner de fortes crues souvent mal connues alors dans des régions peu habitées. La capacité de beaucoup de déversoirs a été accrue ultérieurement.

Vers les années 1930, les États-Unis apportent des progrès essentiels dans trois domaines : analyse, essais et traitement des matériaux de remblais ; mécanisation des chantiers permettant notamment une grande amélioration du compactage et de la

1. HISTORICAL REVIEW

1.1. EMBANKMENT DAMS

1.1.1. Dams Built Pre-1930

The first dams more than 10 m high were built more than 2 000 years ago and several hundred were built before 1800, mainly in about ten Asian countries, around the Mediterranean and in Central America. Many ancient dams have disappeared but some are still operational 500 or 1 000 years after being built.

In all, more than 2 000 “ large ” embankment dams less than 30 m high and 150 more than 30 m high (although rarely more than 35 m high) had been built by 1930; 75 per cent were in Japan, Great Britain and the USA.

- Japan which had built 200 irrigation dams more than 15 m high by 1800, added a further 500 between that date and 1930. They are generally less than 20 m high, on very small catchments, with storage capacities of the order of 0.1 hm³, which was frequently much the same as the volume of the dam. There were no reports of failures of these small irrigation dams before 1930, which can be explained by the absence of records and the small sizes of the floods caused by any failures. But their good safety record may arise from age-old experience in building them, their short length and the fact that floods were generally never more than a few dozen cumecs.

- Great Britain built 300 « large » embankment dams for domestic and industrial water supply between 1800 and 1930, 90 per cent of which were less than 30 m high. Reservoir capacities are of the order of 1hm³. Five per cent of the 200 dams built pre-1860 failed at the time. But with the experience acquired, widespread use of well compacted vertical puddle clay cores and the small extreme floods (rarely greater than 100m³/s), very few failures were reported subsequent to that date, even on older dams ; many embankment dams withstood short periods of overtopping at small flow rates without much damage.

- Between 1850 and 1930, 500 « large » dams less than 30 m high and around one hundred more than 30 m high were built in the United States. Reservoirs were mostly larger than 1 hm³ and 30 per cent exceed 10 hm³. The large catchments and high specific yields may cause large floods, often not well documented at that time in sparsely populated areas. Capacity of many spillways was improved later.

By around the nineteen-thirties, the United States brought key progress in three fields : Analysis, testing and treatment of fill materials ; Mechanised plant, which among other things produced great improvements in compaction and mechanical

cohésion des remblais argileux et une forte réduction des tassements et des désordres correspondants ; approche nouvelle de l'évaluation des crues et du dimensionnement des déversoirs (PMF).

- Dans les autres pays, près de cinq cent grands barrages en remblai avaient été construits avant 1930. Peu dépassaient 30 m. Leur réservoir dépasse généralement 1 hm³ et 10 % dépassent 10 hm³.

Globalement, l'expérience acquise par la construction de 2 000 grands barrages de hauteur modérée a été la base de la technique moderne qui va permettre la réalisation de 1930 à 1980 de plus de 35 000 grands barrages en remblai. La diffusion de cette expérience dans le monde, à laquelle contribua la CIGB à partir de 1930, a facilité les grands progrès ultérieurs sur la taille et la sécurité des ouvrages.

Depuis 1960, on a recensé 10 ruptures sur les barrages construits avant 1930. 5 de ces ruptures concernent les 300 réservoirs de plus de 10 hm³, pour lesquels le taux est donc d'une rupture pour 2 000 années-barrages. La vigilance ne doit donc pas se relâcher sur ces ouvrages anciens, notamment sur les réservoirs importants. Depuis 20 ans, il n'y a pas eu de rupture sur ces ouvrages dans les pays industrialisés.

1.1.2. Barrages construits depuis 1930

35 000 "grands barrages" en remblai ont été construits depuis 1930 : 30 000 ont moins de 30 m de hauteur dont 1 000 seulement ont été construits entre 1930 et 1950.

Pays industrialisés

6 000 barrages de moins de 30 m et 2 000 de plus de 30 m ont été construits depuis 1930 dans les pays industrialisés (un grand barrage par jour vers 1970). Presque tous ces ouvrages ont été construits avec des moyens mécanisés et avec des ressources financières suffisantes. 50% de ces ouvrages se trouvent aux États-Unis. On a recensé (hors construction) une quinzaine de ruptures sur les grands barrages de moins de 30 m de hauteur (0,25%). Presque toutes ces ruptures sont dues à l'érosion interne. Le taux annuel de ruptures en service est maintenant de l'ordre de 1 pour 30 000 années-barrages. Ces ruptures n'ont causé au total qu'une centaine de victimes (en grande partie grâce aux dispositifs d'alerte, des dizaines de milliers d'habitants ayant pu être évacués à temps des zones inondées).

Par ailleurs, d'assez nombreuses ruptures ont été signalées sur des petits ouvrages (non classés "grands barrages") mais il n'existe guère de statistiques correspondantes et il n'est pas sûr que le taux de ruptures soit supérieur à celui des "grands barrages".

La sécurité des ouvrages construits dans ces pays après 1930 est beaucoup moins satisfaisante pour les barrages de stériles miniers pour lesquels on a recensé depuis 1970 au moins 4 ruptures causant chacune près de 200 victimes.

Chine

Depuis 1950 la Chine a réalisé un programme extraordinaire de 16 000 "grands barrages" en remblai de moins de 30 m et 2 000 de plus de 30 m (en plus d'une

properties and a substantial reduction in settlement and related disorders ; New approach to estimating floods and designing spillway capacity (PMF method).

- In other Countries 500 dams had been built of which few over 30 m. Reservoir capacity is usually well over 1 hm³ and more than 10 per cent over 10 hm³.

Over all, the experience acquired in building 2 000 large dams of moderate height was the basis for modern techniques which were to permit the construction, between 1930 and 1980, of more than 35 000 large embankment dams. Dissemination of this experience throughout the world, for which ICOLD was an active force after 1930, encouraged subsequent progress in dam size and safety.

Since 1960, there have been 10 reported failures at dams built before 1930. Five of these failures concern the 300 reservoirs in excess of 10 hm³, the failure rate for these being one per 2 000 dam-years. Vigilance must therefore not be relaxed on old dams, especially those impounding large reservoirs. Since 20 years, no failure of such old dam has been reported in industrialised countries.

1.1.2. Dams Built Post - 1930

There have been 35 000 « large » embankment dams built since 1930, of which 30 000 are less than 30 m high. 1 000 only were built between 1930 and 1950.

Industrialised Countries

Six thousand < 30 m large dams and 2 000 > 30 m have been built since 1930 in the industrialised countries (one large dam per day around 1970). Fifty per cent were in the USA. They were nearly all built with mechanical plant and adequate funding. There have been fifteen failures of < 30 m large dams (0.25 %). Nearly all were due to internal erosion. The annual failure rate of operational dams is now of the order of 1 per 30 000 dam-years. These failures only claimed around one hundred victims in all (thanks largely to warning systems allowing tens of thousands of persons to be successfully evacuated from the danger areas).

Failures have been reported at the many small dams not classifying as « large » dams, but hardly any statistics are available and it is not certain that the failure rate is any greater than for “large” dams.

This safety record of post - 1930 dams in the industrialised countries is good for classical large dams but it is much less satisfactory for tailings dams, four of which are known to have failed since 1970, claiming nearly 200 victims each time.

China

Since 1950, China has been engaged on an extraordinary building programme for 16 000 “large” embankment dams less than 30 m high and 2 000 > 30 m dams (in

cinquantaine de milliers de barrages stockant entre 0,1 et 1 hm³, de 10 à 15 m de hauteur). Cet effort a joué un rôle essentiel dans le développement de l'agriculture et la protection contre les crues (la Chine construisait 1 000 grands barrages par an dans les années 1960).

En général, les conditions de construction de ces barrages différaient totalement de celles des pays industrialisés. L'absence d'équipements mécaniques, la modicité des ressources financières ont été la règle générale. Les barrages de moins de 30 m de hauteur ont donc été construits de manière très économique par des moyens manuels (et parfois par remblai hydraulique). Beaucoup de ces barrages ont donné lieu à de grands efforts d'imagination pour utiliser au mieux les moyens et matériaux locaux. Mais l'exécution rapide d'autant d'ouvrages ne permettait pas de bénéficier d'une expérience aussi progressive que dans d'autres pays. La recherche de l'économie a conduit également à dimensionner les déversoirs pour la crue de 100 ou 200 ans alors que la majeure partie des barrages chinois est située dans des régions où les pluies extrêmes peuvent être très importantes et où les données hydrologiques sont récentes. L'absence ou le coût de ciment et d'acier ont limité l'emploi de béton armé dans le revêtement des déversoirs. Toutes ces raisons expliquent un taux de ruptures de l'ordre de 3%, dû en majorité à la submersion, sur les barrages construits avant 1980. Après 1980, le taux de rupture s'est beaucoup réduit.

Autres pays

- 800 barrages de plus de 30 m et quelques milliers de «grands barrages» de moins de 30 m de hauteur ont été construits depuis 1930 et surtout après 1950 dans les autres pays non industrialisés; peu de statistiques sont disponibles sur les ruptures et même sur le nombre des barrages (qui dépasse 6 000, les registres de la CIGB en recensent 3 000). Beaucoup de pays ont travaillé dans des conditions similaires à celles des conditions chinoises, d'autres avec des moyens proches de ceux des pays industrialisés. 20 ruptures de barrages de moins de 30 m ont été recensés, presque toutes sur des réservoirs de plus de 10 hm³.

1.1.3. Conception et exécution des barrages en remblai existants

La conception a toujours été liée essentiellement aux matériaux disponibles localement : pour plus de 80% des barrages de taille modérée, elle est basée sur les deux principes suivants :

- Étanchéité assurée par un remblai argileux.
- Évacuateur de crue non vanné, généralement situé sur une rive.

Le remblai argileux assurant l'étanchéité peut constituer la quasi totalité du corps du barrage, notamment pour les hauteurs inférieures à une vingtaine de mètres (barrages homogènes). Mais pour un grand nombre d'ouvrages, la zone étanche est limitée à un noyau central vertical ou incliné ou à la moitié amont de l'ouvrage.

addition to fifty thousand reservoirs of 0.1-1hm³ capacity impounded by 10-15 m dams). This effort has been a vital factor in the nation's agricultural development and flood control (China was building 1 000 large dams per year in the nineteen-sixties).

The approach to building these dams has generally been entirely different from the norm in the industrialised countries. Lack of machinery and finance has been the general rule. Dams less than 30 m high have mostly been built very economically by manual labour (sometimes by hydraulic fill methods). For many of them, much imagination has gone into finding the best ways of making use of locally available materials and resources. But building so many dams so quickly has not allowed experience to be gradually acquired and applied as in other countries. The drive for economy has also caused the spillways to be designed on the basis of the 100 or 200 year flood whereas most Chinese sites lie in areas where extreme rainfalls may be very severe and streamgauging records do not extend very far into the past. All these reasons explain the failure rate of pre-1980 dams of around 3 per cent, due chiefly to overtopping. The failure rate dropped off sharply after 1980.

Other Countries

- 800 > 30 m dams and a few thousands « large » dams less than 30 m high have been built in other non-industrialised countries since 1930 and especially since 1950 but few statistics are available on failures or even the number of dams in existence (more than 6 000, ICOLD Registers only recording 3 000). Many countries have operated in a similar way to China while others use approaches similar to those in the industrialised countries. 20 failures of dams < 30 m have been reported, quite all for reservoirs > 10 hm³.

1.1.3. Design and Construction Approaches to Existing Embankment Dams

Existing dams have always been designed with reference to locally available materials. The design approach for more than 80 per cent of dams of moderate size has been based on two rules :

- Clay fill for watertightness.
- Ungated spillway, usually on the abutment.

The impervious clay may form nearly the whole body of the dam, especially for those up to about twenty metres high (homogeneous earth dams). But at many dams, the clay is used only for a vertical or sloping core or for the upstream half of the dam profile.

On peut noter dans la conception deux évolutions principales très favorables à la sécurité :

- Les talus des barrages construits après 1930 sont généralement plus doux que ceux des barrages construits avant 1930. Cette évolution a réduit les ruptures par glissement à la construction ou à la vidange, mais est également favorable vis-à-vis de l'érosion interne ou même de la submersion.

- La généralisation et l'amélioration des filtres et des drains de la partie aval de l'ouvrage datent essentiellement des années 60. Ceci a permis de réduire les accidents dus à l'érosion interne.

Mais si la conception des ouvrages est souvent analogue, les moyens disponibles pour l'exécution sur le plan du matériel et sur le plan financier ont été extrêmement différents suivant les époques et les pays :

a/ Presque tous les ouvrages construits depuis les années 1930 dans les pays industrialisés ont été réalisés par des chantiers fortement mécanisés permettant un gain de qualité sur les points suivants :

- Faible coût du transport des matériaux permettant un plus grand choix pour les emprunts.

- Meilleur contrôle de la qualité et de la teneur en eau, et compactage par engin lourd assurant une très bonne cohésion. Une qualité minimale des remblais est assurée par la nécessité pratique d'une bonne circulation du matériel de terrassement. Il en résulte un faible tassement des ouvrages, une bonne étanchéité, une meilleure résistance à l'érosion interne et externe.

De même, les moyens financiers disponibles dans ces pays ont permis la réalisation des déversoirs en béton armé avec peu d'accidents d'exploitation, et la construction en béton de beaucoup de barrages exposés à de fortes crues au Japon et en Europe du Sud.

b/ Mais les barrages construits dans ces conditions favorables ne représentent qu'environ 20% des grands barrages de moins de 30 m. En grande majorité, les autres ouvrages ont été construits avec des moyens manuels, peu compactés faute de rouleaux lourds, et ainsi exposés à des tassements substantiels, et plus vulnérables à l'érosion interne et externe. Les déversoirs ont souvent été dimensionnés pour des crues de 100 à 200 ans. Par ailleurs, dans beaucoup de pays en développement, l'acier et le ciment étaient souvent rares et relativement coûteux, aussi beaucoup de déversoirs ont été revêtus par des perrés en maçonnerie, plus vulnérables que les revêtements en béton armé ; mais ces moyens d'exécution **très économiques** ont permis la réalisation de très nombreux ouvrages d'irrigation vitaux en utilisant presque uniquement les ressources locales : d'ailleurs le manque de ressources financières et de devises pour l'achat à l'étranger de matériel ou matériaux ne permettait guère d'autres solutions.

Autres types d'ouvrages

Pour tenir compte des matériaux disponibles localement, d'autres modèles de barrage ont été utilisés. La plupart conservent le principe de l'étanchéité par le remblai, mais les matériaux argileux classiques sont parfois remplacés par des silts ou des

Two leading safety-enhancing changes in design trends are apparent :

- Face slopes of post-1930 dams are usually flatter than at earlier dams. This reduces the risk of slides or sloughing during construction or on rapid drawdown of the reservoir, but it is also favourable with respect to internal erosion and even overtopping.
- The universal use of improved filters and drains for the downstream half of the dam dates from the nineteen-sixties; it has reduced failure from internal erosion.

But although designs are often similar, the means available for putting them into practice in terms of constructional plant and finance have varied greatly in different countries and at different times.

a/ Construction of nearly all dams built in industrialised countries since the nineteen-thirties has been highly mechanised, which has improved quality through. Lower haulage costs giving more freedom in the choice of borrow areas, and better control of quality and moisture content, with compaction by heavy rolling plant providing good undrained strength. The practical need for earthmoving plant to be able to travel over the fill imposes some minimum quality on it. The outcome has been less settlement, better seepage control, better resistance to internal and external erosion.

In addition, there is enough money available in these countries for reinforced concrete spillways, resulting in few operational accidents, and many dams exposed to large floods have been built of concrete in Japan and Southern Europe.

b/ The dams built under such favourable conditions represent only about 20 per cent of « large » dams less than 30 m high. Most of the remainder rely on manual labour ; because no heavy rolling plant was available, they are often poorly compacted and subject to substantial settlement and internal and external erosion. Many spillways are designed for the 100 or 200-year flood. In many developing countries, steel and cement were scarce and expensive so that many spillways had to be lined with stone pitching which is less resistant than reinforced concrete ; but these **inexpensive construction methods** have made it possible to build very many vitally important irrigation dams, almost exclusively using local resources, and in fact, the lack of finance and currency for purchasing plant and materials abroad left hardly any other alternative.

Other Dam Types

In order to make use of locally available materials, other types of dam design have been used. Watertightness is still mostly provided by suitable fill material although the usual clay may be replaced by silt or loess (especially in China, sometimes

loess (notamment en Chine, parfois mis en place par remblaiement hydraulique), ou par des moraines ou des matériaux divers. De même, les recharges sont parfois constituées d'enrochement, soit faute d'autres matériaux, soit pour des raisons climatiques, mais l'utilisation d'enrochement pour les barrages de moins de 30 m est relativement rare à l'exception de quelques pays comme la Norvège, le Canada ou l'Australie.

L'utilisation d'étanchéité autre que le remblai (masques amont en bois, acier, béton armé, matériaux bitumineux, géomembranes) ne concerne qu'un faible pourcentage du nombre total des ouvrages. Le masque amont sur enrochement rangé avait été utilisé, il y a plus de 50 ans, aux États-Unis. L'utilisation de masque sur enrochement bien compacté connaît un nouveau développement, mais reste limitée pour les ouvrages de faible hauteur en raison du coût des masques et du raccord sur la fondation. À noter également quelques écrans internes en paroi moulée ou béton bitumineux, et en béton ou béton armé pour des barrages anciens.

Il ne semble pas que les barrages en enrochement de moins de 30 m aient eu de meilleures performances que les barrages en terre ; leur taux de rupture paraît même supérieur.

Disposition des déversoirs

Les déversoirs sont le plus souvent placés en rive ce qui peut être avantageux pour le programme de construction, pour un meilleur appui en fondation et parce que cette disposition permet souvent d'augmenter la longueur du seuil déversant en le plaçant parallèlement à la rive.

La qualité des remblais obtenus par les moyens modernes, qui réduit le tassement, a permis de placer des déversoirs sur digue, mais le plus souvent pour un débit inférieur à 100 m³/s.

1.1.4. Causes et conséquences des ruptures

Les chiffres suivants sont essentiellement basés sur les études (Bulletin 99) et les registres de la CIGB (1973, 76, 79, 84, 88) et, pour la Chine, sur les comptes rendus du Séminaire sur l'Évaluation de la Sécurité des Barrages (Grindelwald, Suisse, 1993). Les ruptures prises en compte sont détaillées dans l'Annexe I.

L'analyse doit être prudente, car les ruptures de barrages de 10 à 15 m (et des petits réservoirs de 15 à 30 m dans certains pays) ne sont pas recensées. Pour cette raison, les réservoirs de > 10 hm³ sont étudiés séparément et les barrages de moins de 15 m ne sont pas pris en compte (sauf pour la Chine).

Plus de 90 % des ruptures sont dues aux crues ou à l'érosion interne et les pourcentages de ruptures correspondants sont présentés ci-dessous, suivant la taille des barrages, l'époque et la région de construction.

hydraulically placed), or by glacial till or other materials. Dam shoulders may sometimes be rockfill either because nothing else is available or for reasons of weather conditions, but rockfill is relatively rare in < 30 m dams except in a few countries like Norway, Canada or Australia.

Impervious materials other than fill (upstream facings using timber, steel, reinforced concrete, bituminous materials, geomembranes) concern only a small proportion of the total. Upstream facings laid over hand-placed rockfill were popular more than fifty years ago in the USA ; facings over well-compacted rockfill are regaining favour but are still uncommon for low dams. There are also a few core walls using diaphragm walling techniques or bituminous concrete, and plain or reinforced concrete for old dams.

There appears to be no evidence that < 30 m rockfill dams have performed better than their earth counterparts, and their failure rate is even higher.

Spillway Position

Spillways are usually sited on one of the abutments, which may be beneficial in terms of works scheduling, foundation performance and sill length (by providing a side channel overspill).

The better quality of fill produced by modern means so reduces settlement that the spillway has been set directly on dams but usually only for capacities of less than 100 m³/s.

1.1.4. Causes and Consequences of Failures

Following figures are essentially based upon enquiries (Bulletin 99) and registers of ICOLD (1973, 76, 79, 84, 88) and for China upon proceedings of Workshop on Dam Safety Evaluation (Grindelwald, Switzerland, 1993). Failures taken in account are detailed in Appendix I.

The analysis requires a cautious approach as failures of dams 10 - 15 m high, and in many countries of small reservoirs 15 - 30 m high are not reported. For this reason, statistics of reservoirs > 10 hm³ are presented separately and dams lower than 15 m are not taken in account (except for China).

Over 90 per cent of failures are due to piping or floods and corresponding percentages of failures are presented hereunder, according to dam characteristics, period and place of construction.

BARRAGES EN REMBLAI

Pourcentage : $\frac{\text{Nombre de ruptures}}{\text{Nombre de barrages construits}}$

		Nombre de barrages construits			Pourcentage de ruptures (érosion interne)			Pourcentage de ruptures (crues, en service)			Pourcentage de ruptures (crues, en construction)		
Barrages > 30 m	Construits avant 1930	250			2			3			2		
	Construits après 1930 dans les pays industrialisés		2000			0,2			0,05			0,3	
	Construits après 1930 dans les pays non industrialisés (excepté la Chine)			800			0,2			0,6			0,8
Barrages 15-30 m	Construits avant 1930	150			6			8			1		
	Construits après 1930 dans les pays industrialisés		1100			0,4			0,1			0,1	
Réservoir > 10 hm ³	Construits après 1930 dans les pays non industrialisés (excepté la Chine)			800			0,7			1,5			?
Barrages 15-30 m	Construits avant 1930	1000			>2			>1			?		
	Construits après 1930 dans les pays industrialisés		3500			0,2			0,1			?	
	Réservoir < 10 hm ³			?		?			?			?	
Petits et grands barrages construits en Chine après 1930 Généralement 10-30 m stockant de 0.1 - 10 hm ³				80000			1			2			?

FILL DAMS

Percentage : $\frac{\text{Number of Failures}}{\text{Number of Dams Built}}$

		Number of dams built		Percentage of failures (piping)		Percentage of failures (floods, in operation)		Percentage of failures (floods, in construction)	
Dams higher than 30 m	Built before 1930	250		2		3		2	
	Built after 1930 in industrialized countries		2000		0.2		0.05		0.3
	Built after 1930 in non-industrialized countries (except China)		800		0.2		0.6		0.8
Dams 15-30 m Storage > 10 hm ³	Built before 1930	150		6		8		1	
	Built after 1930 in industrialized countries		1100		0.4		0.1		0.1
	Built after 1930 in non-industrialized countries (except China)		800		0.7		1.5		?
Dams 15-30 m Storage < 10 hm ³	Built before 1930	1000		>2		>1		?	
	Built after 1930 in industrialized countries		3500		0.2		0.1		?
	Built after 1930 in non-industrialized countries (except China)		?		?		?		?
Small and Large Dams built in China after 1930 Mainly 10-30 m Storage 0.1 - 10 hm ³			80000		1		2		?

Le risque principal actuel correspond aux crues dans les pays non industrialisés. Suivant le Bulletin CIGB 82 (choix de la crue de projet, p. 181), la révision de la capacité de milliers de déversoirs est une nécessité.

Érosion interne

La probabilité correspondante de rupture, qui était forte avant 1930, surtout pour les réservoirs importants, s'est beaucoup réduite après 1930 quand on a associé les progrès théoriques et l'équipement lourd améliorant le compactage et réduisant le tassement. Le progrès a été plus faible lorsque la construction n'a pu être mécanisée.

La moitié des ruptures anciennes se sont produites au premier remplissage. 25 % des ruptures sont dues aux tuyaux ou tunnels sous remblai, ou à la liaison remblai - déversoir. Hors Chine, 6 des 12 barrages rompus en service depuis 1930 dépassaient 1 000 m de longueur.

Habituellement, l'érosion interne provoque un tassement local, puis un déversement et une brèche de largeur limitée où la vitesse moyenne de l'eau (en m/s) est de l'ordre de \sqrt{H} (H hauteur d'eau à l'emplacement de la brèche). En fonction de H et surtout de la nature des remblais, cette brèche peut rester limitée (argile bien compactée) ou s'élargir beaucoup et rapidement en cas de matériaux non cohérents et de réservoirs importants.

Crues

Le sous-dimensionnement des déversoirs avait causé de nombreuses ruptures avant 1930, surtout pour les réservoirs importants. Par contre, dans les pays industrialisés, moins de 0,1 % des barrages postérieurs à 1930 se sont rompus par submersion et le taux annuel de ces ruptures est de l'ordre de 10^{-5} . Ceci est vrai pour les grands réservoirs et également pour les petits dont la crue de projet était souvent d'une probabilité annuelle de 10^{-3} . Ceci peut être dû à la grande marge de sécurité résultant de la revanche, en particulier pour les barrages non vannés ; de plus, la plupart des 8 000 barrages correspondants ne sont pas exposés à des crues de plus de 100 m³/s.

En fait, les débits de crues spécifiques varient beaucoup suivant les régions du monde et le Tableau suivant donne l'ordre de grandeur des crues décennales usuelles suivant les climats et les bassins versants.

The main present risk seems the risk due to floods in non-industrialized countries. According to ICOLD Bulletin 82 (Selection of Design Flood, p. 181), the review of spillway capacity of thousands of dams should be a major concern.

Piping

This probability of failure, which was important before 1930, specially for large reservoirs, has been very reduced after 1930 when it has been possible to combine improved design and heavy construction equipment producing good mechanical properties and reduced settlement. Progress has been lower when shortage of financing prevented mechanized construction. Risk may remain high for tailings dams.

About half of piping failures of dams built after 1930 happened during first filling of reservoir. Over 25 % of failures are due to pipes or tunnels passing through the dam or to interface with the spillway. From 12 failures (out of China) reported after first filling since 30 years, 6 are due to dams longer than 1 000 m.

Usually, piping creates a local settlement, then overtopping and a local breach of limited width where the average water speed (in m/s) is in the range of \sqrt{H} (H breach depth in m). According to the characteristics of cross section and materials, this breach may be limited (well compacted clay) or may widen quickly and extensively for uncohesive materials and large reservoirs.

Floods

Undersizing of spillways caused many failures before 1930, with higher risk for large reservoirs. But in industrialized countries, the corresponding rate of failure has been very low for the dams built after 1930 (less than 0.1 %) and since 30 years the yearly rate is in the range of 10^{-5} . This is true for large reservoirs but also for smaller ones of which the design flood was often in the range of 10^{-3} . This success may be due to the great margin of safety resulting from freeboard, specially for ungated dams ; moreover most of these 8 000 dams are not exposed to exceptional floods over $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Actually, there is a great difference between specific exceptional flows around the world and the following table lists order of magnitude (but not maximum) 10 000 year flood flows for different climates and catchment areas.

ORDRE DE GRANDEUR DE LA CRUE DÉCAMILLENNALE

Bassin versant (km ²)	2	10	50
Climats de pluies modérées (Europe du Nord, Russie, Canada, Nord-Ouest des États-Unis) crue 10 ⁻⁴	10m ³ /s	30 m ³ /s	100 m ³ /s
Climats intermédiaires (Méditerranéen, Amérique Centrale) crue 10 ⁻⁴	30 m ³ /s	100m ³ /s	300 m ³ /s
Climats de pluies extrêmes (Asie du Sud-Est) crue 10 ⁻⁴	100m ³ /s	300m ³ /s	1 000m ³ /s
Maxima mondiaux enregistrés	200m ³ /s	700m ³ /s	2 000m ³ /s

Une crue décennale de 100 m³/s correspond à un bassin versant de 50 km² en Europe du Nord et de 2 km² en Asie du Sud-Est. La plupart des réservoirs de moins de 10 hm³ d'Europe du Nord sont ainsi exposés à des crues ne dépassant pas 100 m³/s, et même en cas de submersion par quelques dizaines de m³/s, le risque de destruction d'un remblai argileux bien compacté y est faible. Mais en Asie, beaucoup de petits réservoirs sont exposés à des crues de centaines de m³/s, les remblais sont souvent bien moins compactés et beaucoup de déversoirs ont été sous-dimensionnés, faute de données hydrologiques fiables il y a quelques décennies. Ce qui explique pour les barrages postérieurs à 1930 des pays non industrialisés un taux de rupture de 1 à 2 % et un taux annuel de 10⁻³ à 10⁻⁴.

À noter aussi que les barrages vannés sont les plus exposés car la marge due à la revanche est relativement plus faible et l'impossibilité d'ouvrir les vannes a causé (hors Chine) une dizaine de ruptures.

Dans quelques cas, la submersion a causé un glissement général et une large brèche initiale. Mais en général, la brèche initiale résulte d'une érosion du pied aval, est assez étroite et peut ou non s'élargir suivant la coupe du barrage et les caractéristiques des remblais. Le débit à la rupture, pour un même emplacement de brèche initiale, est plus élevé en cas de submersion qu'en cas d'érosion interne, à cause d'un niveau plus élevé et de l'apport de la crue entrante.

Rupture d'un barrage amont

Plus de 3 % des ruptures de barrages ont résulté de la rupture d'un barrage situé en amont. Ce risque ne doit pas être sous-estimé, pour les barrages nouveaux ou existants, les barrages en construction ou les barrages naturels résultant de glissements de rives. On ne doit pas non plus négliger le risque d'obstruction des déversoirs par des glissements de terrain ou des corps flottants.

ORDER-OF-MAGNITUDE TEN-THOUSAND-YEAR FLOOD DISCHARGES

Catchment Area (km ²)	2km ²	10km ²	50km ²
Climates with moderate rainfall (Northern Europe, Russia, Canada, North-West USA) 10 ⁻⁴ flood	10m ³ /s	30m ³ /s	100m ³ /s
Intermediate climates (Mediterranean, Central America) 10 ⁻⁴ flood	30m ³ /s	100m ³ /s	300m ³ /s
Climates with extreme rainfall (South and East Asia) 10 ⁻⁴ flood	100m ³ /s	300m ³ /s	1 000m ³ /s
Worldwide Maximum of registered values	200m ³ /s	700m ³ /s	2 000m ³ /s

A 100 m³/s 10 000-year flood is associated with a catchment area of 50 km² in Northern Europe but 2 km² in South and East Asia. Most embankment dams with less than 10 hm³ storage in Northern Europe are therefore exposed to floods of less than 100 m³/s and even with an undersized spillway, there is little risk of failure of a properly-compacted fill dam from a few tens of cumecs spilling over the crest for a few hours. In Asia on the other hand, there are many reservoirs even smaller than 1 hm³ exposed to floods of several hundred cumecs while the often less efficiently compacted fill is less resistant to damage from overspilling and many spillways were undersized thirty years ago due also to lack of documentation on hydrology. This may explain the rate of failure in non-industrialized countries in the range of 1 or 2 % for dams built after 1930 with an yearly rate between 10⁻³ and 10⁻⁴.

It should be noted also that the gated dams seem more at risk than ungated ones because the margin due to freeboard is relatively smaller and difficulties or impossibility to open gates caused about 10 failures of large dams out of China.

In some cases, the overtopping causes a general sliding of the downstream part of the dam then a rather large initial breach. But in most cases, the initial breach resulting from toe erosion is relatively narrow, as in case of piping, and may or not widen according to cross section and materials characteristics. For a same dam and same initial plan of breach, breach flow is higher for overtopping than for piping, due to higher water level and arriving flow.

Failure of upstream dam

Over 3 % of dam failures have been due to the failure of a dam further upstream. This risk should not be overlooked in the coming years for both old and new dams, including those under construction and natural dams due to bank slides. Nor should one forget partial obstruction of the spillway by a bank slide or by floating debris.

Submersion en construction

Ce risque est important pour les batardeaux ou barrages hauts dont la construction couvre plusieurs saisons de crues avec parfois d'importants stockages provisoires. Mais pour les barrages de moins de 30 m, la partie de barrage située en rivière peut se construire souvent en une saison sèche et les conséquences d'une rupture avec un stockage assez faible sont souvent peu importantes (et non recensées). Cependant, un retard dans la construction de réservoirs importants peut créer un risque à l'achèvement et un système d'alerte peut être justifié.

Séismes

On n'a pas recensé de rupture due aux séismes sur des barrages en enrochement ou en argile. Mais pour les remblais hydrauliques, les barrages de stériles, les barrages ou fondations en silt ou sable, on a recensé quelques ruptures de barrages de 15 à 30 m et des centaines de ruptures de barrages d'une dizaine de mètres de hauteur (notamment en Asie et en Amérique latine). La rupture peut être complète et soudaine, et donc dangereuse, même pour des petits réservoirs ; il peut y avoir aussi un début d'érosion interne entraînant la rupture après quelques heures ou quelques jours.

1.2. BARRAGES-POIDS EN BÉTON OU MAÇONNERIE

En 1995, sur 4 500 "grands barrages" poids en service près de 2 500 ont moins de 30 m de hauteur; ce chiffre comprend quelques centaines de barrages mobiles pour lesquels l'essentiel de la bouchure est constitué par des vannes. Il y a par ailleurs des dizaines de milliers de «petits barrages» poids, notamment pour constituer les déversoirs des barrages en remblai.

Les barrages-poids constituent plus de 50% des barrages de moins de 30 m dans le sud de l'Europe, 10% au Japon et aux États-Unis, mais 2% seulement dans les pays d'Asie autres que le Japon. Jusqu'en 1930 les barrages-poids ont été réalisés essentiellement aux États-Unis et en Europe ou par des ingénieurs européens en Inde et en Algérie.

Pour des raisons économiques, le béton a remplacé progressivement la maçonnerie entre 1900 et 1930 dans les pays industrialisés, mais l'emploi de la maçonnerie est resté très important dans les pays à faible coût de main-d'œuvre d'Afrique et d'Asie, notamment en Chine et en Inde. Environ un tiers des grands barrages-poids de moins de 30 m est donc en maçonnerie, le pourcentage étant plus faible pour les barrages plus hauts. En dehors des parties vannées, les barrages en béton sont généralement homogènes (les plus anciens ayant parfois leurs parements en maçonnerie). Presque tous ont un parement amont vertical et un parement aval incliné à environ 0,75/1 (parfois moins avant 1930). Dans les pays industrialisés, l'évolution des coûts de main-d'œuvre et l'application de spécifications de plus en plus contraignantes (destinées surtout à la recherche d'une étanchéité quasi parfaite) ont limité depuis quelques décennies l'usage des barrages-poids de moins de 30 m aux déversoirs ou

Overtopping during construction

This risk has been important for high dams or cofferdams exposed to several flood seasons, with often large temporary storage. For most dams lower than 30 m, portion of dam in the river may be built in one dry season and anyway consequences of overtopping on partially empty small reservoirs are rarely serious (and unreported). However, for dams 20 - 30 m high creating large reservoirs, a delay in construction may expose the dam to floods just before it is completed and a warning system may be necessary.

Earthquakes

No failure has been reported for clay fill or rockfill dams. But for hydraulic fill dams, tailings dams, and sand or silt dams or foundations, some failures have been reported for dams higher than 15 m and hundreds for dams about 10 m high (specially in Asia and South America). Failure may be sudden and complete and consequently dangerous even for small reservoirs. It may also happen through progressive piping few hours or days after the earthquake.

1.2. CONCRETE AND MASONRY GRAVITY DAMS

Of the 4 500 " large " gravity dams in service in 1995, nearly 2 500 are less than 30 m high. This includes barrages where the river closure is effected entirely by gates. There are also thousands « small » gravity dams, and those forming the spillways to embankment dams.

Gravity dams represent more than 50 per cent of < 30 m dams in Southern Europe, 10 per cent in Japan and the USA, but only 2 per cent in Asian countries other than Japan. Up to 1930, most gravity dams were being built in the USA and Europe or designed by European engineers in India and Algeria.

Concrete gradually superseded masonry between 1900 and 1930 in the industrialised countries, for reasons of cost, but masonry is still extensively used in countries with low labour costs in Africa and Asia, especially China and India. About one-third of « large » gravity dams less than 30 m high are masonry structures, the proportion falling as dams grow higher. Apart from their gated portions, concrete dams are usually homogeneous (although the older ones may have masonry facings). They nearly all display a vertical upstream face with the downstream face battered about 0.75/1 (sometimes less pre-1930). In the industrialised countries, rising labour costs and more stringent specifications (mainly concerned with obtaining near perfect watertightness) have confined < 30 m gravity designs to spillway and intake structures over the last few decades. Since 1988, a few dozen massive structures less than 30 m high have been built from roller compacted concrete ; there is a danger

aux prises d'eau. Depuis 1988, quelques dizaines d'ouvrages massifs de moins de 30 m ont été réalisés en béton compacté : il est à craindre, comme pour le béton classique, que la recherche d'un béton très étanche ne réduise l'emploi de cette solution. On s'oriente en effet de plus en plus vers des dosages en liants et des spécifications de granulats analogues à ceux des barrages classiques.

Les barrages en maçonnerie anciens ou modernes ont souvent comporté une étanchéité amont en maçonnerie spécialement soignée, ou en béton coulé ou projeté. Certains barrages en maçonnerie ont un parement amont incliné à 0,25/1 et un parement aval à 0,5/1, mais la plupart ont un profil analogue aux barrages en béton, avec souvent un fruit aval plus faible sur les barrages d'avant 1900.

La sécurité des barrages-poids a été améliorée de manière spectaculaire au début du 20ème siècle (voir Tableau des ruptures en annexe).

- 120 "grands barrages" en maçonnerie ont été construits avant 1900 (dont 80 de moins de 30 m), souvent avec un profil trop mince ou sur de mauvaises fondations. On a recensé 10 ruptures (8%) dont 5 sur des hauteurs de moins de 30 m.

- 600 "grands barrages" dont 300 de moins de 30 m ont été construits de 1900 à 1930. On a recensé 10 ruptures dont 6 sur des barrages de moins de 30 m, plus 2 ruptures dues à la guerre en 1943.

La sécurité des barrages-poids construits avant 1930 était en fait inférieure à celle des barrages en remblai. En effet, la probabilité de rupture était analogue, mais les ruptures soudaines, et, pour les barrages-poids, souvent imprévues, ont causé plus de victimes.

Par ailleurs, on a recensé une vingtaine de ruptures de petits barrages d'une dizaine de mètres de hauteur, presque tous antérieurs à 1930.

- *Mais près de 3 000 «grands barrages» poids (hors Chine) ont été construits après 1930, dont la moitié de moins de 30 m, et l'on n'a recensé qu'une rupture (maçonnerie).*

Les ruptures recensées sont de trois types :

1/ Dans quelques cas, il y a eu rupture par renard de la fondation seule, avec passage de débits importants sous le barrage (Puentes, Elwa, Eigiau,...), la vitesse d'écoulement, de plus de 10 m/s dans ce cas, étant très érosive. Il s'agit de barrages fondés sur gravier ou argile, sans écran d'étanchéité.

2/ Rupture dans le corps de barrage en maçonnerie (Bouzey, Khadakwasla, Chikkahole, Mohne) : les lignes de ruptures ne sont pas horizontales mais inclinées vers l'aval.

3/ Basculement des blocs ou glissement sur la fondation, cas les plus fréquents.

Ces différents modes de ruptures se sont produits dans des conditions de charge normales (profil trop faible, fondation défaillante, ..) ou suite à une surcharge anormale (crue, rupture de barrage amont, destruction volontaire). L'érosion du pied aval par submersion paraît rarement la cause principale de rupture, qui peut d'ailleurs être causée par une crue sans submersion.

that the search for a high degree of impermeability might limit the use of this alternative, as with conventional concrete. The present trend is towards using the same cement contents and aggregate specifications as for conventional dam materials.

Old and modern masonry dams have frequently had a carefully-built masonry, concrete or shotcrete facing to provide the watertightness. Some masonry dams have upstream and downstream faces battered 0.25/1 and 0.5/1 respectively but most adopt the same profile as concrete gravity dams, although pre-1900, the downstream face had less batter.

Gravity dam safety improved in a spectacular manner in the early part of the 20th century (see appended Table of failures).

- 120 "large" masonry dams were built before 1900 (including 80 less than 30 m high), but their profile was often too thin and the foundation poor. There have been 10 reported failures (8 per cent), including 5 at dams less than 30 m high.

- 600 "large" dams, including 300 less than 30 m high, were built between 1900 and 1930. There have been 10 reported failures, including 6 at < 30 m dams, plus two bombed in 1943.

The safety record of gravity dams built before 1930 was in fact worse than for embankment dams. The probability of failure was similar, but for gravity dams, sudden failures caused more victims.

There have been around twenty failures of small dams about 10 metres high, almost all built before 1930.

- *But nearly 3 000 « large » gravity dams (excluding China) were built after 1930, half of them less than 30 m high, with only one reported failure (masonry dam).*

Reported failures fall into three types :

1/ In some cases, failure occurred through piping in the foundation alone with high flows under the dam (Puentes, Elwa, Eigiau, etc.) and the associated velocity of more than 10 m/s was highly erosive. These were dams on gravel or clay with no grout curtain.

2/ Failure site within the body of the dam (Bouzey, Khadakwasla, Chikkahole, Mohne). The fractures are not horizontal but slope downstream. They only occurred in masonry dams.

3/ Overturning of blocks or sliding on the foundation, the most frequent causes.

These different types of failure occurred under normal load conditions (insufficient profile, faulty foundation, etc.) or from abnormal loading (flood, failure of upstream dam, war damage). Erosion at the downstream toe from overtopping appears to be rarely the prime cause of failure, which can in fact be caused by a flood without overtopping.

40% des ruptures se sont produites à la mise en eau, le plus souvent à cause de la fondation. C'est surtout le cas de barrages de plus de 30 m.

Les ruptures survenues en service sont surtout dues à des surélévations anormales du plan d'eau. Cette cause de rupture concerne essentiellement des barrages ou des parties de barrages de moins de 30 m de hauteur et, sur un barrage de grande longueur, la rupture se produit souvent sur une zone d'assez faible hauteur. Ces ruptures sont pour la plupart survenues plus de 10 ans après la mise en service. La vigilance sur les barrages anciens ne doit donc pas être relâchée, notamment à cause de la brutalité des ruptures éventuelles. Sur 10 ruptures en service depuis 1900, 2 sont dues à la guerre, 6 à une crue et 1 à une rupture de barrage amont.

Les améliorations apportées au début du siècle ont été essentielles. Elles ont porté sur l'élargissement du profil, le drainage, le choix de meilleures fondations, l'amélioration de qualité des liants. Le coût des exigences ultérieures sur les granulats, les reprises, le refroidissement est beaucoup moins justifié sur les ouvrages de moins de 30 m, la sécurité des ouvrages construits de 1930 à 1960 étant déjà remarquable, *et aucun des 3 000 grands barrages-poids en béton ne s'est rompu à cause de la qualité du béton.*

Soulignons enfin que les ouvrages en maçonnerie réalisés après 1930 ont présenté une sécurité voisine de celle des ouvrages en béton.

Le barrage-poids paraît donc constituer une solution coûteuse, mais sûre ; cependant le profil classique nécessite un rocher de fondation de bonne qualité et supporte mal une surcote amont de plus de 10% de la charge normale, de probabilité non négligeable sur les barrages ou zones de barrages de hauteur modérée.

1.3. BARRAGES-VOÛTES EN BÉTON OU MAÇONNERIE

En 1995 on recense près de 2 000 «grands barrages» voûtes.

- 400 de plus de 60 m de hauteur (c'est-à-dire 20% de ces très hauts barrages), presque toutes ces voûtes étant en béton.

- 500 de 30 à 60 m, soit plus de 5% de tous les barrages de cette taille (plus de la moitié de ces voûtes sont chinoises et le plus souvent construites en maçonnerie).

- Plus de 1 000 de moins de 30 m qui peuvent pour l'essentiel se classer en deux catégories :

- 300 barrages-voûtes construits de 1910 à 1960, pour la plupart en béton et dans les pays industrialisés où une main-d'œuvre qualifiée peu coûteuse rendait cette solution économique. Les barrages-voûtes représentaient alors dans ces pays 10% des ouvrages de moins de 30 m de hauteur.

Les premières voûtes en maçonnerie étaient souvent cylindriques, une partie des voûtes ultérieures en béton étaient à double courbure. Après 1960, la concurrence économique des ouvrages en remblai et la raréfaction des sites favorables ont réduit l'utilisation des voûtes de faible hauteur.

- 700 barrages-voûtes en maçonnerie construits en Chine entre 1960 et 1980,

Forty per cent of failures occurred during first filling, usually because of the foundation; this is mainly true of dams more than 30 m high.

Failures subsequent to first filling were due mainly to abnormally high reservoir levels. This cause of failure concerns chiefly dams or portions of dams less than 30 m high and, at very long dams, failure frequently occurs where the dam height is low. Most of these failures occurred more than 10 years after completion. There must be no relaxation of vigilance at old dams, mainly because failure, if it occurs, will be sudden. Of the 10 failures of operational dams since 1900, two were caused by acts of war, six by river flood and one by failure of a dam farther upstream.

Improvements in the early part of the century were most important. They concerned drainage, widening the profile, selecting better foundations, improving cement quality. The cost of subsequent criteria for aggregate, construction joints, and concrete cooling was much less justified for dams less than 30 m high, since the safety record of dams built between 1930 and 1960 was already remarkable *and none of the 3 000 large concrete gravity dams has failed because of poor concrete quality.*

Lastly, it must be stressed that masonry dams built since 1930 have displayed similar safety performance as concrete dams.

The gravity dam therefore appears as being a rather costly but safe alternative ; nevertheless the standard profile demands a good rock foundation and is not amenable to a rise in reservoir level more than 10 per cent above normal, which has a not insignificant probability of occurring at dams, or portions of dams, of moderate height.

1.3. CONCRETE AND MASONRY ARCH DAMS

In 1995, there are about 2 000 « large » arch dams.

- 400 are more than 60 m high (i.e. 20 per cent of all very high dams), nearly all concrete structures.
- 500 are 30-60 m high, representing over 5 per cent of all dams in this height range (more than half these arch dams are in China, usually built of masonry).
- Over 1 000 are less than 30 m high and mostly fall into two categories :
 - 300 arch dams built between 1910 and 1960, most of them concrete structures in the industrialised countries where cheap skilled labour made them economical. In the period, arch dams represented 10 per cent of such countries < 30 m dams.

The first masonry structures were cylindrical arches, some later concrete ones were double curvature structure. Since 1960, cost competition from embankment dams and the scarcity of suitable sites has militated against low arch dams.

- 700 masonry arch dams built in China between 1960 and 1980, frequently in

préférés souvent aux barrages-poids, ce qui est également vrai en Chine pour les barrages de plus de 30 m de hauteur. La plupart des barrages-voûtes chinois de hauteur modérée sont de forme cylindrique, soit d'épaisseur constante sur toute la hauteur, soit en gradins. Le rayon et l'épaisseur varient souvent entre le centre et les rives. L'étanchéité est assurée, non par le corps du barrage, mais par un parement en béton coulé ou projeté, ou en maçonnerie spécialement soignée. L'emploi de maçonnerie et la faible mécanisation des chantiers conduisent à des dispositions (phases, plots, joints) différentes des dispositions classiques des voûtes en béton.

On ne dispose pas de statistiques de ruptures sur les voûtes chinoises. Hors Chine, on a recensé une rupture sur les 300 barrages-voûtes de moins de 30 m et 2 sur les 600 barrages-voûtes de hauteur supérieure. Ces ruptures, dues à la fondation, se sont produites à la mise en eau. Bien que l'expérience des voûtes soit postérieure d'une cinquantaine d'années à celle des barrages-poids, la sécurité actuelle paraît voisine, les barrages-poids de hauteur modérée pouvant être plus vulnérables à la submersion que les voûtes. Mais l'ingénierie des voûtes demande plus d'expérience.

1.4. BARRAGES À CONTREFORTS OU VOÛTES MULTIPLES

En 1995 on recense 500 «grands barrages» de ce type dont la moitié de moins de 30 m de hauteur. Il s'agit surtout de barrages à contreforts construits de 1910 à 1960 dans les pays industrialisés. Ces ouvrages ont donné lieu à des projets très variés : la qualité des fondations, des études et de l'exécution n'a pas toujours été adaptée à ces ouvrages plus délicats que les barrages-poids.

Sur une centaine de barrages construits avant 1930, on a recensé 4 ruptures. On a également recensé 4 ruptures sur les 300 barrages (hors Chine) postérieurs à 1930. Ces 8 ruptures ont eu lieu sur des ouvrages ou des parties d'ouvrages inférieurs à 30 m de hauteur. 5 de ces ruptures ont causé des victimes, 6 se sont produites à la mise en eau.

Les barrages à contreforts ou voûtes multiples paraissent donc moins sûrs que les barrages-poids ou voûtes ; comme ils ont perdu par ailleurs leur avantage économique face aux ouvrages en remblai ou béton compacté, ils ne seront pas pris en compte dans la suite de ce Bulletin. On soulignera cependant que beaucoup de ces ouvrages anciens, parfois très minces ou médiocrement fondés, méritent une surveillance attentive (corrosion, gel, tremblement de terre, etc.).

preference to gravity designs (such preference also applies in China to dams more than 30 m high). Most Chinese arch dams of moderate size are cylindrical arches, either of constant thickness over their whole height, or stepped. Radius and thickness frequently vary from crown to abutment. Watertightness is provided, not by the dam material, but by an in situ concrete or shotcrete facing or carefully jointed masonry. The use of masonry and the low level of mechanisation of the construction work lead to different arrangements for construction sequencing, blocks, joints, etc. than in concrete arch dams.

There are no available statistics on Chinese arch dam failures. Outside China, there has been one failure out of 300 < 30 m arch dams and 2 out of 600 > 30 m arch dams. They all involved the foundation and occurred during first filling. Although arch dam experience trails gravity dams by fifty years, today's safety appears equivalent, with gravity dams of moderate height being more vulnerable to overtopping than arch dam. But arch engineering requires more experience.

1.4. BUTTRESS AND MULTIPLE ARCH DAMS

In 1995, there were 500 « large » buttress and multiple arch dams, half less than 30 m high. The majority are buttress dams built between 1910 and 1960 in the industrialised countries. There have been wide divergences in designs, and foundation quality, design and construction practices have not always been suitable for these structures that require more care than gravity dams.

Of the hundred or so built before 1930, there have been four reported failures. There have also been four failures amongst the 300 (excluding China) post-1930 dams. These eight failures occurred at dams, or portions of dams, less than 30 m high. Five claimed victims, six occurred during first filling.

Buttress and multiple arch dams therefore appear to be less safe than gravity and arch dams, and since they have lost their cost advantage to embankment and roller compacted concrete types, they will be ignored in the remainder of this Bulletin. It should however be mentioned that many of these old dams, some of them very thin and on poor foundations, merit careful supervision (corrosion, freeze-thaw, earthquake, etc.).

2. OBSERVATIONS GÉNÉRALES SUR LE COÛT ET LA SÉCURITÉ

L'importance attachée à la sécurité d'un barrage doit être fonction de sa taille et des victimes et dommages que causerait une rupture. Mais les critères de dimensionnement, qui ont beaucoup varié suivant les époques et les pays, sont souvent assez subjectifs et peu précis, notamment pour la prise en compte des conditions naturelles (crues, séismes, fondations) qui causent la majorité des accidents.

- Actuellement, pour les ouvrages de grande hauteur dont la rupture peut entraîner une crue artificielle de plusieurs dizaines de milliers de m^3/s , le souci de la sécurité l'emporte généralement sur l'optimisation économique. Le dimensionnement des ouvrages neufs est basé sur la recherche déterministe d'une quasi impossibilité d'accident grave (ou tout au moins d'une faible probabilité, de l'ordre de 10^{-5} par an). Cette recherche de sécurité est complétée par une auscultation poussée, une surveillance vigilante, un système d'alerte à l'aval en cas d'accident. Ce souci s'applique également à la révision des ouvrages existants. Des investissements complémentaires importants sont notamment faits sur beaucoup d'ouvrages pour adapter le déversoir à la Crue Maximale Probable (PMF) et pour améliorer la fiabilité des vannes.

- Mais pour la plupart des 10 000 barrages de 20 à 30 mètres de hauteur et surtout pour les 100 000 «grands» ou «petits» barrages de 10 à 20 mètres, les impératifs économiques et la surface plus faible des zones exposées en aval ne conduisent pas à une même recherche systématique de la sécurité maximale. La modestie des crédits d'études a souvent conduit, pour le corps des barrages en terre, à des modèles répétitifs. Ces modèles sont progressivement améliorés par adoucissement des talus, filtres et drainage plus efficaces, et meilleur compactage des remblais. Mais le choix et les caractéristiques de la digue (c'est-à-dire le risque d'érosion interne) sont souvent indépendants de l'importance du risque aval.

Par ailleurs, le risque de submersion qui est le risque majeur pour les barrages en terre a été généralement pris en compte de manière probabiliste avec une précision plus apparente que réelle. Les évacuateurs sont dimensionnés pour des crues généralement comprises entre la crue centennale et la crue millennale, mais la valeur des crues a souvent été sous-estimée; cette crue de projet correspond à une cote théorique administrative des plus hautes eaux au-dessus de laquelle on réserve, en principe pour le tassement et les vagues, une revanche jusqu'à la crête de la digue. Cette revanche, souvent assez arbitraire, assure de fait une marge de sécurité très variable par rapport à la crue de projet. Enfin, suivant le climat, la majorité des grands barrages en terre de certains pays est exposée à des crues exceptionnelles de moins de $100 m^3/s$, rarement dangereuses, les barrages d'autres pays étant pour la plupart exposés à des crues dix ou cent fois plus importantes. Toutes ces raisons expliquent que la probabilité annuelle réelle de rupture varie énormément.

2. GENERAL REMARKS ON COST AND SAFETY

The importance given to safety must reflect the size of the dam and the loss of life and damage that would result from its failure. But design criteria have differed substantially at different times and places and are still quite subjective and imprecise, especially as regards the natural data (floods, earthquakes, foundation) that cause most accidents.

- Today, safety usually takes precedence over cost effectiveness for high dams where failure would cause an artificial flood of several tens of thousand cumecs. Design of new dams is based on deterministic calculations to arrive at a structure where an accident is just about impossible (or at least highly improbable, of the order of 10^{-5} per year). This emphasis on safety is reinforced by thorough instrumentation, vigilant supervision, and a warning system in the event of accidents. The same concern is evident in the reappraisal of existing high structures. Considerable extra investment has been made for example at many dams to modify the spillway for the Probable Maximum Flood and to improve gate reliability.

- But for most of the 10 000 dams 20 - 30 m high, and the 100 000 « large » and « small » 10 - 20 m dams, cost considerations and the smaller area of threatened land downstream are reducing incentive to the systematic search for maximum safety. The low level of funding for the original design work has frequently produced repetitive designs of earth dam profiles. The models have been gradually improved by flattening the face slopes, providing more effective filters and drainage and improving fill compaction. But the decision to choose a design, and the characteristics of the dam built (i.e. the risk of internal erosion) frequently make no reference to the risk to downstream populations.

The risk of overtopping, which is the predominant danger for earth dams, is usually considered by the designers in probability terms to a degree of precision that is more apparent than real. Spillways were generally designed for floods somewhere between the hundred-year and thousand-year flood, but the corresponding river discharges were often underestimated ; this design flood determines the official Maximum Water Level in the reservoir, above which some freeboard is provided, in theory to allow for wave action and settlement. The freeboard, frequently set quite arbitrarily, in fact represents a very variable margin of safety with respect to the design flood. Lastly, depending on climate, most large earth dams in some countries are exposed to exceptional floods of less than $100 \text{ m}^3/\text{s}$ which are rarely dangerous, whereas most dams in other parts of the world are exposed to floods that are ten or one hundred times greater. These considerations explain why the true annual failure probability varies considerably.

Pour la plupart des « grands » barrages de moins de 30 m, la crue résultant d'une rupture est souvent, juste en aval du barrage, 10 à 50 fois supérieure à la plus grande crue connue et peut survenir sur une rivière débitant en moyenne une centaine de litres/seconde. La surface inondée par une rupture peut dépasser 100 km², elle est le plus souvent de l'ordre du km² ; la population concernée peut être importante, surtout dans les régions peuplées d'Asie où sont situés les deux tiers de ces barrages, souvent dans un climat où les pluies exceptionnelles sont très fortes. La rupture peut être brutale ou très progressive.

Les réglementations existantes, très différentes suivant les pays, peuvent difficilement tenir compte de la complexité du problème ; mais l'expérience considérable acquise sur de nombreux ouvrages de moins de 30 m et les progrès de ces dernières décennies donnent maintenant à l'ingénieur les éléments nécessaires pour l'optimisation des projets nouveaux, mais aussi pour l'évaluation des risques des ouvrages existants et leur amélioration en utilisant au mieux des crédits souvent limités.

The river flood caused by failure of most < 30 m « large » dams would frequently, just downstream of the dam, be ten to fifty times greater than the largest known flood and might occur on a river whose normal discharge is around one hundred litres per second. The area flooded might exceed 100 km² but it is more usually around 1 km² ; the public concerned may be large, especially in densely - populated regions of Asia where two-thirds of these dams are located, frequently in a climate where extreme rainfall is very intense. Failure may be sudden or very gradual.

Existing regulations vary widely from one country to another and cannot easily allow for the complexity of the issue ; but the considerable amount of experience acquired from the many < 30 m dams now give the engineer the necessary information, not only for optimising new projects, but as well for accurately estimating risks and hazards at existing dams and making the most effective use of frequently limited capital to choose the right improvements.

3. AMÉLIORATION DES BARRAGES EXISTANTS

Cette amélioration peut porter sur trois points :

- La sécurité : les difficultés principales dans ce domaine sont l'appréciation des risques, la réticence de beaucoup de maîtres d'ouvrage à engager des dépenses, les problèmes de financement.
- L'augmentation du volume stocké, obtenue actuellement sur beaucoup de petits ouvrages en service par divers moyens artisanaux, souvent efficaces, mais peu contrôlés et parfois dangereux.
- La qualité de l'eau stockée et l'impact sur l'environnement et la rivière en aval.

Une nouvelle approche de ces problèmes peut permettre une amélioration considérable pour un faible coût.

Les deux premiers points seront examinés ci-dessous séparément pour les ouvrages en remblai et les ouvrages en béton ou maçonnerie, le troisième point étant commun à tous les types d'ouvrage.

3.1. BARRAGES EN REMBLAI

3.1.1. Amélioration de la sécurité

Le choix des mesures à prendre pour chaque barrage dépend essentiellement de l'évaluation du risque. Celle-ci comprend, d'une part l'estimation des dommages éventuels et du nombre de victimes en cas de rupture, et d'autre part l'évaluation de la probabilité réelle des ruptures, notamment pour les causes usuelles (submersion, érosion interne, séisme) responsables de 95% des ruptures.

L'analyse des ruptures connues, les essais sur modèles hydrauliques et sur des digues fusibles, le développement de moyens informatiques ont permis de mieux connaître les mécanismes de rupture, les crues artificielles correspondantes en aval et les dommages qui en résultent.

Des formules ou programmes informatiques, développés notamment en Chine et aux États-Unis, cherchent à évaluer ce phénomène complexe. Pour les ouvrages de moins de 30 m de hauteur stockant moins de 10 hm³, une formule simplifiée donne *l'ordre de grandeur* du débit maximum :

$Q = K h^{1.5} V^{0.5}$ (Q en m³/s, h = hauteur d'eau à l'emplacement de la rupture en mètres, V = volume stocké à la rupture en hm³, K = coefficient variant de 10 pour un matériau argileux bien compacté à 50 pour un remblai sablo-graveleux).

3. IMPROVEMENT OF EXISTING DAMS

Existing dams can be improved in three areas:

- Safety : the main problems are proper risk assessment, dam owners' unwillingness to spend money, and funding problems.

- Increasing storage capacity, currently done at many small operational dams by makeshift means that, although often effective, are unsupervised and sometimes dangerous.

- Quality of stored water and impact on the environment and downstream river reach.

A new approach to these issues might lead to considerable improvements at little cost.

In the following discussion, the first two points are examined in relation to (i) embankment dams and (ii) masonry and concrete dams ; the third point is common to all categories.

3.1. EMBANKMENT DAMS

3.1.1. Safety Improvement

The measures required to improve the safety of existing embankment dams are governed chiefly by the assessed risk. This requires an estimate of the potential damage and number of casualties in the event of dam failure, and a very rough assessment of the true probability of failure from overtopping or internal erosion responsible for 90 per cent of all failures.

Analysis of past failures, hydraulic model tests, fuse plug tests, and increasing computer power has led to a better insight into failure mechanisms, the resulting artificial floods in the downstream reach, and consequent damage.

There are formulae and computer programs in China, USA and elsewhere which attempt to determine this complex process. A simplified formula for <30m dams with <10 hm³ reservoirs yields the *order-of-magnitude* outflow peak :

$Q = K h^{1.5} V^{0.5}$ (Q in m³/s ; h = the depth of water at place of failure in metres, V = the volume of water in storage at failure in hm³, and K = a coefficient ranging from 10 for a well-compacted clay to 50 for a sand and gravel material).

Pour un «grand barrage» de moins de 30 m de hauteur et stockant moins de 10 hm³, ce débit est généralement compris entre 500 et 10 000 m³/s. Pour quelques grands réservoirs de plus de 100 hm³, ce débit a dépassé 50 000 m³/s (Machu, Banquiao). Pour un «petit barrage» de 0,1 à 1 hm³ et de 10 à 15 m de hauteur, ce débit est souvent de 200 à 500 m³/s.

En cas de submersion, lorsque la surface du réservoir est très faible par rapport à celle du bassin versant (de l'ordre de 1‰), la crue due à la rupture peut ne pas être très supérieure à la crue qui provoque la rupture, mais, dans le cas général, elle peut être cinq à dix fois supérieure et parfois plus.

Pour les digues de longueur importante, le débit atteint peut dépendre beaucoup de la hauteur de la digue à l'emplacement de la brèche initiale.

La détermination des zones inondées à partir de l'onde de rupture est une étude assez complexe qui peut être résolue par modèle hydraulique ou mathématique, une difficulté étant de prendre en compte la diversité du relief et la vitesse de rupture. On ne peut de toute façon espérer une grande précision, mais seulement l'ordre de grandeur des dommages et du nombre de personnes exposées, avec une grande incertitude sur le nombre réel de victimes qui varie beaucoup suivant la vitesse et l'heure de la rupture et peut changer d'ordre de grandeur s'il existe un système d'alerte efficace. Des ruptures en hiver et l'eau froide sont plus dangereuses que des ruptures de mousson. L'accumulation de corps flottants sur des obstacles en aval ou des ponts peut y créer des barrages temporaires dont la rupture soudaine peut accroître beaucoup les risques.

Pour les crues de l'ordre de 200 à 5 000 m³/s ne rencontrant pas d'obstacle (pont, remblai), la vitesse moyenne du courant pour les pentes usuelles de 1‰ à 1% est généralement comprise entre 1,5 m/s et 5 m/s. Il est donc possible d'évaluer la largeur inondée au voisinage des zones habitées et de vérifier si elles sont exposées ou non. La pointe de crue s'atténuera assez peu sur 10 ou 20 km, mais au-delà de 30 km elle est souvent de l'ordre des crues exceptionnelles du bassin versant. La zone exposée est donc souvent d'une centaine de mètres de large sur une vingtaine de kilomètres. L'incidence des obstacles peut également être évaluée lorsque l'on connaît le débit. Il est donc possible, *même en l'absence de moyens financiers ou techniques importants*, d'apprécier rapidement et d'une manière économique l'ordre de grandeur des dommages et du nombre de victimes potentielles que créerait la rupture d'un barrage. *Les barrages ainsi identifiés comme pouvant causer un grand risque peuvent alors faire l'objet d'une étude plus précise (et plus coûteuse).*

En cas de rupture brutale (stériles miniers, matériaux pulvérulents), l'onde de rupture peut avoir la forme d'une vague, beaucoup plus dangereuse qu'une montée progressive.

3.1.2. Probabilité de rupture par submersion et possibilité d'amélioration

Ce type de rupture a causé la moitié des accidents et la grande majorité des victimes. Les deux tiers des barrages ainsi accidentés depuis 1965 avaient plus de 10 ans d'âge. On doit donc améliorer la prévention des accidents, mais aussi développer les systèmes d'alerte qui peuvent être simples et très efficaces. Deux cas sont à considérer.

For « large » dams less than 30 m high, reservoirs impounding less than 10 hm³ generally release 500 m³/s to 10 000 m³/s. At some large reservoirs holding more than 100 hm³, outflow has exceeded 50 000 m³/s (Machu, Banquiao). A « small » dam with 0.1-1 hm³ storage and 10-15 m high would release around 200-500 m³/s.

In the special case of an overtopped dam where the reservoir area is very small compared to catchment area (of the order of 1 ‰), the flood released by failure may not be much greater than the flood causing the failure, but in most other cases it may frequently be five to ten times larger and more.

With very long embankment dams, the maximum outflow may largely depend on dam height at the breach site.

Determining the areas of land that will be submerged by the failure flood is a quite complex problem which may be solved by hydraulic or mathematical modelling, one difficulty being to properly describe the relief and speed of failure. No great precision can in any case be expected, only an order-of-magnitude estimate of potential damage and number of persons at risk, with a wide margin of uncertainty on the actual number of victims, which will vary greatly at different times of day or night and attain a different order of magnitude if there is an effective warning system. Winter failures and cold water are more dangerous than monsoon failures. Floating debris or trees may create downstream temporary dams (for instance at bridges) of which sudden failure may increase human risk.

A failure flood of the order of 200-5 000 m³/s will represent a mean flow velocity over the usual gradients of 1 ‰ to 1 ‰ of generally between 2 m/s to 5 m/s. It is thus possible to estimate the sideways extent of flooding in populated areas to see whether or not they are vulnerable. The peak will remain substantially the same for a distance of 10-20 km, but beyond 30 km it is frequently of a similar size to exceptional natural floods from the catchment. The vulnerable area is thus frequently about a hundred metres wide over a distance of about twenty kilometres. The effect of obstacles can also be assessed once the discharge is known. It is therefore possible, *even in the absence of large financial or technical resources*, to estimate, quickly and cheaply, the order-of-magnitude damage and potential loss of life that would be caused by failure of a dam. *Any dams so identified as liable to involve high risk can then be studied in more detail (and at higher cost).*

After a sudden failure (of mine tailings dams and those built with granular material), the flood wave may be steep-fronted, which is much more dangerous than a slowly rising flood. Wave speed can be over 10 m/s.

3.1.2. Probability of Failure by Overtopping and Potential for Improvement

Overtopping has been responsible for about half of worldwide embankment dam failures and most of the deaths. Two thirds of such failures since 1965 were dams older than 10 years. We must therefore improve accident prevention, but also provide warning systems, which may be simple and highly effective. Two cases need consideration.

a/ Déversoirs à seuil libre

La réévaluation des déversoirs existants consiste souvent de fait,

- soit à vérifier que la crue de projet passe sans dommage important. S'il s'agit de la crue millennale, cela signifie seulement que la probabilité de rupture dans les 50 ans à venir est inférieure à 5%,
- soit à tester le passage de la Crue Maximale Probable, à mobiliser en 5 ou 10 ans les moyens financiers nécessaires pour étudier puis assurer le passage de cette crue extrême, avec souvent une marge de sécurité.

Ces approches, satisfaisantes sur le plan administratif, ne le sont pas sur le plan de l'économie et de la réduction du risque humain. En effet :

- le problème pour un habitant d'une zone exposée à une rupture est de savoir s'il y a, dans les 50 ans à venir, une probabilité de 1 sur 10 ou 10 000 de voir sa famille noyée ou sa maison détruite,
- le problème pour un maître d'ouvrage est de savoir ce qu'il est raisonnable et justifié de dépenser sur les structures ou les moyens d'alerte.
- enfin, on oublie trop souvent *qu'il vaut beaucoup mieux, pour une faible dépense, diviser immédiatement par dix la probabilité de rupture et/ou le nombre des victimes en cas de rupture, que de diviser coûteusement dans dix ans par 100 la probabilité de rupture* : l'un n'empêche d'ailleurs pas l'autre.

Dans le monde, 100 000 barrages en remblai non vannés peuvent causer, en cas de rupture, une crue artificielle de quelques centaines ou milliers de m³/s sur des rivières qui, depuis vingt ans, ont eu un débit maximal de l'ordre de quelques m³/s et dont les vallées, surtout en Asie, se peuplent de plus en plus.

Beaucoup de maîtres d'ouvrage ont des moyens techniques et financiers limités, disposent de peu de données hydrologiques et de données météorologiques imprécises, craignent qu'une réétude ou une adaptation de l'ouvrage ne soit coûteuse et souvent inutile.

Or, dans la plupart des cas, il est possible rapidement et pour un faible coût, de réévaluer et de réduire beaucoup, si nécessaire, le risque dû aux crues.

Les estimations peuvent être faciles sur les bassins de moins de 1 000 km². Diverses formules utilisées dans plusieurs pays relient directement les crues de probabilité donnée à la surface de ces bassins, à la pluie journalière maximale de 5 ou 10 ans ou à la pluie millennale estimée.

L'utilisation de telles formules, lorsque les données météorologiques existent, et une étude détaillée du fonctionnement du déversoir peuvent conduire à de bons résultats en calculant la hauteur d'eau atteinte pour des crues de diverses probabilités. Mais on peut aussi utiliser une formule globale donnant directement la pluie causant la rupture et en déduire sa probabilité.

Plus de 90% de ces ouvrages sont situés sur des bassins de moins de 100 km². On connaît bien la surface S du bassin versant, la surface s du réservoir au niveau du seuil et la longueur l du seuil déversant. On peut évaluer, avec une précision de l'ordre de 10% la hauteur d'eau h au-dessus du seuil, qui entraîne probablement la rupture

a/ Ungated Spillways

The task of reviewing existing ungated spillways in fact usually consists of

- Either checking that the design flood can be discharged without major damage. If this is the 1 000-year flood, this only means that the failure probability in the next 50 years is less than 5 per cent.

- Or checking that PMF could endanger the dam, taking five or ten years to find the money needed for studying and then providing the means for discharging this extreme flood, frequently with safety margin.

While legally satisfactory, these approaches are not the best in terms of economics or reduction of death and injury, since :

- The important question for any person living in an area at risk from dam failure is knowing whether, over the next fifty years, there is a one-in-ten or one-in-ten-thousand probability of seeing his family drowned and his home destroyed.

- The problem for the dam owner is to know how much it is reasonable and justified to spend on structural alterations or warning systems.

- It is too often forgotten that *it is better to reduce the probability of failure and/or number of victims from a potential failure by a factor of ten immediately at little expense, than to reduce the failure probability by a factor of 100 in ten years time at considerable cost* ; and in fact the two options are not mutually exclusive.

There are 100 000 ungated embankment dams in the world whose failure would release an artificial flood of a few hundred or a few thousand cumecs into river beds whose maximum discharge over the last twenty years has been around one or ten cumecs in valleys that are being increasingly populated, especially in Asia.

Many dam owners have limited financial resources, little hydrological data, imprecise meteorological records, and are fearful that any re-examination of or alteration to their dams would be costly and mostly unnecessary.

Yet in most cases, it would be quick and inexpensive to re-estimate and if necessary substantially reduce the risk from floods.

Estimates may be quite easily made on catchments of less than 1 000 km². There are formulae in several countries directly relating floods of given probabilities to catchment areas, maximum 5- or 10-year rainfall, or estimated 1 000-year storm.

Where meteorological data exist, such formulae and a detailed study of spillway performance can yield good results by calculating the water levels during floods of various probabilities. But there are also lumped formulae for directly calculating the rainfall that would cause failure and finding its probability.

More than 90 per cent of these ungated embankment dams control catchments of less than 100 km². The data are available on catchment area S , reservoir area s at spillway sill level, and sill length l . We know how to calculate, with an accuracy of around 10 %, the head of water h on the sill which would probably lead to dam

du barrage ; pour une digue bien compactée, c'est environ 0,50 m au-dessus de la crête du barrage mais, si l'on craint l'érosion interne de la crête ou une érosion du coursier avant d'atteindre le niveau de la crête, on prendra en compte un niveau inférieur à la crête. On peut évaluer l'ordre de grandeur de la hauteur de pluie i qui est absorbée par le terrain avant de ruisseler. Elle est généralement comprise entre 0,02 et 0,05 m suivant la végétation et le terrain superficiel, et peut s'évaluer d'après l'apparition des débits notables (tous les dix ans par exemple) qui correspond à une pluie dont on connaît l'ordre de grandeur. L'imprécision sur ce point joue peu sur le calcul global. Enfin, on a souvent pour la région quelques relevés sur les pluies journalières depuis quelques décennies et l'on sait en général si la pluie annuelle locale est supérieure ou inférieure à la pluie régionale pour laquelle on a des relevés journaliers. C'est très suffisant pour évaluer la hauteur R de pluie qui va entraîner la rupture du barrage (*pluie de rupture*) et pour identifier dans une région les barrages les plus exposés, pour estimer par comparaison avec les relevés régionaux éventuels de pluie la probabilité d'occurrence.

Pour les bassins de moins de 100 km², la durée des crues est de quelques heures, varie à peu près comme $S^{1/4}$. Dans beaucoup de pays on estime maintenant que le débit maximal de crue dépend essentiellement de la surface du bassin versant et de la hauteur de pluie tombée en quelques heures (diminuée de la hauteur de pluie infiltrée). La hauteur de pluies extrêmes sur quelques heures peut être évaluée en fonction de la pluie journalière de même probabilité. Pour les bassins versants de 5 à 100 km², elle est généralement voisine de la moitié de cette pluie journalière.

Une formule basée sur ces données aisément connues peut être appliquée à tous les barrages d'une région pour calculer R (hauteur de pluie provoquant la rupture) et en déduire la pluie journalière correspondante, environ $2 R$, pour la comparer aux statistiques météorologiques et en déduire un ordre de grandeur de la probabilité de rupture :

$$R = i + \frac{s}{S} + \frac{0,01 l h^{1,5}}{S^{0,75}}$$

S = surface du bassin versant (en km²)
 s = surface du réservoir (en km²)
 h = hauteur d'eau sur le seuil (en m) à la rupture
 l = longueur du seuil (en m)
 i = hauteur d'eau infiltrée (en m)
 R = hauteur de pluie (en m) causant la rupture

Même en l'absence totale de relevés météorologiques et hydrologiques, il est possible de comparer les hauteurs de pluie causant la rupture des différents barrages d'une région et d'identifier ainsi les plus exposés qui peuvent alors faire l'objet d'une étude plus précise.

Le calcul ci-dessus suppose que le déversoir n'est pas obstrué par des corps flottants, suite à une largeur trop faible, à la présence de pilettes, à une passerelle trop basse ; on ne doit pas sous-estimer le risque résultant d'une défaillance du revêtement du déversoir due à l'érosion ou aux sous-pressions (perrés), ou d'un débordement au-dessus de la protection. Dans ce cas, il faut réduire la valeur de h prise en compte dans la formule.

failure; for a well-compacted dam, this is about 0.5 m above dam crest level but, if there is a danger of internal erosion in the crest or erosion of the spillway chute before the water reaches crest level, the failure water level must be set lower than the dam crest. We know how to estimate the order-of-magnitude depth of rainfall i that percolates into the ground before runoff starts. It is generally between 0.02 m and 0.05 m depending on plant cover and soil condition, and can be estimated from the appearance of substantial runoffs (say, every ten years) from a storm whose order of magnitude is known. Lack of precision on this point has little impact on the overall calculations. Lastly, there are usually some daily rainfall records for the region covering the last few decades and it is usually known whether local annual rainfall is greater or less than the regional rainfall to which these records refer. This is more than enough to estimate the rainfall R that will cause the dam to fail (*failure rainfall*), and identify the dams most at risk in the region, and estimate, by comparison with regional rainfall records (if any exist), the probability of occurrence.

Floods on catchments smaller than 100 km² last a few hours, this time roughly varying as $S^{1/4}$. It is now considered in many countries that the size of the exceptional flood peak is governed mainly by the area of the catchment and the amount of rain falling in a few hours (minus infiltration). Extreme rainfall of a few hours duration can be estimated on the basis of the daily rainfall of the same probability. For 5-100 km² catchments, it is generally around half this daily rainfall.

A formula based on readily available data can be applied to all dams of a region to calculate R (depth of rainfall causing failure) and derive the corresponding daily rainfall, about twice R , for comparison with existing meteorological records and find the order-of-magnitude failure probability :

$$R = i + \frac{s}{S} + \frac{0.01 l h^{1.5}}{S^{0.75}}$$

$S = \text{Catchment Area (in km}^2\text{)}$
 $s = \text{Reservoir Area (in km}^2\text{)}$
 $h = \text{Water head above sill at failure (in m)}$
 $l = \text{Spillway sill length (in m)}$
 $i = \text{Percolated rainfall depth (in m)}$
 $R = \text{Rainfall causing failure (in m)}$

Even if there are no weather or streamflow records, it is still possible to compare these failure rainfall values for different dams in a region and identify those most at risk .

The above calculations assume that there is no floating debris obstructing the spillway because it is too narrow or has piers or low bridges on it ; the risk arising from failure of the spillway lining due to erosion or uplift (in pitching) or overtopping of the protection must not be underestimated. If there is such a risk, h must be assigned a lower value.

Ayant estimé la probabilité annuelle p_r de rupture et le coût D des dommages dus à la rupture, on en déduit la valeur du risque annuel $p_r \times D$ et l'investissement justifié pour réduire beaucoup ce risque, c'est-à-dire 10 à 20 x $p_r \times D$. Le montant correspondant peut être extrêmement variable en valeur absolue ou en pourcentage de la valeur du barrage : il apparaîtra souvent faible et ne justifiant pas de travaux importants, *mais il est souvent possible d'améliorer la sécurité à faible coût par des dispositions structurelles ou non structurelles.*

Dispositions structurelles

- Le rehaussement de 1 m de la crête du barrage (par exemple, en raidissant les talus en partie haute ou par un couronnement en gabions) peut augmenter le débit et le volume stocké. On augmente ainsi de l'ordre de 30% la hauteur de la crête au-dessus du seuil (souvent 3 - 4 m) et de 50% le débit au déversement, et le rapport de la crue de 10 000 ans à la crue de 1 000 ans est de l'ordre de 1,5.

On peut rehausser de manière différenciée le long de la digue, pour localiser la brèche due à une submersion dans une zone de faible hauteur, ce qui réduit le débit dû à la rupture. S'il est difficile de rehausser la crête, on peut baisser le seuil en y plaçant éventuellement des flashboards (hausses de déversoir) ou des éléments fusibles pour conserver (ou même augmenter) le volume stocké.

- Sur les bassins versants de quelques km^2 , le déversement sur le barrage pour des crues exceptionnelles est inférieur à $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, et dure environ une heure. Divers types de revêtement peu coûteux ont été testés avec succès, en Grande-Bretagne (notamment par engazonnement), aux États-Unis (BCR) et en Russie, pour améliorer la résistance à un tel déversement.

- Beaucoup de déversoirs sont revêtus en perrés et non en béton armé. L'entretien, l'amélioration, l'extension de ces perrés par des procédés simples peuvent éviter beaucoup d'accidents.

- Beaucoup de déversoirs sont obstrués par des obstacles temporaires ou définitifs, qui, notamment en présence de corps flottants, peuvent réduire beaucoup les débits évacués (passerelles, pilettes, sacs de sable, madriers, filets à poissons). L'élimination ou l'adaptation de ces dispositifs peut améliorer beaucoup la sécurité.

Dispositions non structurelles

Des dispositifs d'alerte sont utilisés pour les grands réservoirs. Pour les ouvrages moins importants, le risque humain pourrait souvent être très réduit en déplaçant une fois par siècle quelques centaines de personnes de quelques cent mètres pendant quelques heures. L'évacuation, qui doit avoir lieu dans les heures qui suivent la pluie, doit dépendre de décisions locales, d'autant qu'une pluie extrême peut détruire les communications.

Des repères simples et peu coûteux peuvent être placés directement dans les zones exposées pour décider d'une évacuation :

- un repère de niveau dans la rivière correspondant au débit susceptible d'entraîner la rupture du barrage, un autre repère indiquant le niveau atteint en cas de rupture.

Having estimated the annual probability of failure p_r and the resulting cost of damage D , we can obtain the annual risk value $p_r \times D$ and the investment that is justified to substantially reduce this risk, i.e. 10 to 20 times $p_r \times D$. The resulting money value may be very variable in absolute terms or as a percentage of the value of the dam. It will often appear small and unsuitable for major work, *but it is often possible to improve safety at little cost by structural and non-structural measures.*

Structural Measures

- Raising the dam crest 1m (e.g. by steepening the face slopes at the top or adding a gabion parapet) may increase discharge and storage capacity. In most of dams, depth from crest to sill is 3 or 4 m, may be increased by about 30%, corresponding flow by $(1.3)^{1.5}$ i.e., by 50 %. The ratio between a 10 000 years flood and 1 000 years flood is most often in the range of 1.5.

The height of raising may be varied along the length of the dam to localise the breach caused by overtopping where the dam height is low, in order to reduce the outflow after failure. If raising presents difficulties, the spillway sill can be lowered and perhaps fitted with flashboards or fusegates or similar devices to conserve (or even increase) the original storage capacity.

- On catchments of a few km² size, possible spillage over the dam crest during extreme floods is less than 1 m³/s per metre crest length and lasts about an hour. Various types of cheap facings have been successfully tried, mainly in Great Britain (by grassing notably), USA (RCC) and Russia (prefabricated concrete blocks), to improve resistance to damage from this amount of overtopping.

- Many spillways are lined with stone pitching instead of concrete. Proper maintenance, improvement and extension of the pitching by simple methods can avoid many accidents.

- Many spillways are obstructed by temporary or permanent obstacles, such as bridges, piers, fish retaining netting, sandbags or timber baulks, which may considerably reduce discharge capacity (especially if aggravated by floating debris). Removing or improving these obstacles will greatly improve safety.

Non-Structural Measures

Warning systems are generally organized for very large reservoirs ; for smaller reservoirs in populated countries, the risk to human life could also frequently be greatly reduced by moving a hundred or so persons a few hundred metres for a few hours once in a century. Evacuation would have to be started within a few hours of the onset of the storm by local decision-makers, especially as extreme rainfall tends to disrupt communications.

Two simple, cheap indicators could guide the decision to evacuate :

- a high water mark on the river bank in population centres warning of potential dam failure, and another one showing maximum level in the event of failure.

- un pluviomètre, si l'agglomération est proche du bassin versant du barrage, la pluie extrême entraînant la rupture du barrage correspondant à une pluie importante à quelques kilomètres de là (mais ce n'est pas vrai dans tous les climats).

Ces deux dispositions ne coûtent pratiquement rien. Mais on peut aussi tenir compte du fait que le risque de submersion est limité à moins de 30 jours par an, prévisibles par les annonces météorologiques dans la plupart des pays. Une veille sur le barrage 30 jours par an (et surtout 30 nuits), avec liaison radio avec les zones habitées en aval, réduirait beaucoup le risque pour un faible coût et serait également très utile pour les crues exceptionnelles ne détruisant pas le barrage.

Les pays sans couverture météo correspondent en général à des pays à faible coût de main-d'œuvre où la veille peut être étendue à l'ensemble de la saison des pluies.

Les deux dispositions ci-dessus peuvent être suffisantes pour la plupart des ouvrages. Elles peuvent aussi être utilisées à titre temporaire pour les ouvrages qui nécessitent des adaptations définitives onéreuses et de longs délais correspondants d'études et de financement.

Dans les régions où le risque est important, cette politique devrait permettre en peu d'années, pour une dépense faible, de diviser par dix le nombre de ruptures et/ou leurs conséquences.

Même dans les régions où le risque global est faible, on peut ainsi identifier économiquement quelques ouvrages dont le risque est actuellement très sous-estimé.

b./ Déversoirs vannés

Il s'agit généralement d'ouvrages anciens ou de réservoirs importants.

Le risque est en moyenne plus élevé que pour les seuils libres. En effet, la probabilité de rupture par submersion résulte de l'addition de plusieurs probabilités :

- Rupture, toutes vannes ouvertes, résultant d'un dépassement important de la crue de projet. L'étude est analogue à celle des seuils libres, la marge de sécurité résultant de la revanche est en général plus faible, l'augmentation correspondante de hauteur de lame étant souvent de 20 à 50% au lieu de 50 à 100% pour un seuil libre.

- Rupture avec fermeture partielle des vannes pour un débit plus faible.

- Rupture, toutes vannes fermées : cette hypothèse, longtemps négligée, est probablement le risque le plus important des barrages vannés. L'importance du risque dépend beaucoup du débit qui peut passer dans ces conditions, quasi nul pour certains ouvrages, important pour d'autres. Si on estime que la probabilité de blocage est de 1% et que la rupture se produise alors pour la crue décennale, la probabilité correspondante d'accident est de 1/10 000 par an.

Les améliorations peuvent :

- porter sur la digue (surélévation ou protection de talus) comme pour les déversoirs à seuil libre, mais l'importance du réservoir et du débit de crue conduit souvent à des travaux importants.

- concerner la fiabilité des vannes (alimentation en énergie, accès, automatisme d'une partie des vannes) ou augmenter le débit dans l'hypothèse du blocage des

- a raingauge is useful if the town lies near the dam catchment, since an extreme storm leading to dam failure would be associated with heavy rainfall a few kilometres away (although this is not true in all climates).

These two arrangements cost practically nothing. But there is also the fact that any risk of overtopping is confined less than 30 days per year which can be predicted from weather forecasts broadcast in most countries. An attendant at the dam for those days (and more importantly nights) with a radio link to populated areas downstream would greatly reduce the risk at little cost, and would also be useful for large floods not destroying the dam.

Countries with no weather forecasting service are usually those with low salaries where attendants could be employed for the whole rain season.

These arrangements might be sufficient for most dams. They could also be employed as temporary measures at other dams needing costly remedial works with long design and financing lead times.

In countries where risks are high, such a policy of structural and non structural measures could reduce the number of failures and/or their consequences by a factor of ten at low cost within a few years.

Even in regions where the overall risk level is low, it would also be possible to identify, at little cost, those few dams where the risk is much underestimated.

b/ Gated Spillways

Gated spillways are mostly found on old dams or large reservoirs.

The associated risk is on average higher than with free overflows. The probability of failure by overtopping is the sum of several probabilities :

- Failure with all gates open due to a flood greatly in excess of the design flood. The approach is the same as for ungated dams but the safety margin represented by the freeboard is generally smaller, extra surcharge capacity frequently being only 20-50 per cent instead of 50-100 per cent at an ungated dam.

- Failure with some gates closed during smaller floods.

- Failure with all gates closed. This possibility has been ignored for a long time but is probably the major risk at gated dams. The size of the risk is closely dependent on the flow that can be discharged with the gates closed, just about nil at some dams, but substantial at others. Assuming the probability of the gates jamming closed is 1‰ and that failure then occurs during the ten-year flood, the corresponding accident probability is 1/10 000 per year.

Improvements can be made :

- On the dam (heightening and D/S face protection) as for ungated dams, but the size of the reservoir and flood discharges often leads to major structural work,

- On gate reliability (power supply, access, automation for some of the gates) or increased discharge capacity with the gates closed (especially by removing the walk-

vannes (notamment suppression de passerelle au-dessus des vannes).

- comprendre un système d'alerte.

Risque d'érosion interne

Deux tiers des ruptures se sont produites au remplissage ou dans les 10 années suivantes, mais un certain nombre de ruptures par érosion interne sont survenues plusieurs décennies ou parfois plus d'un siècle après la construction.

Les améliorations coûteuses des ouvrages sont rarement justifiées a priori mais doivent résulter des observations faites. La surveillance des ouvrages est toujours nécessaire, mais la fréquence des visites (ou un gardiennage permanent) dépend de l'importance du risque et du coût du personnel nécessaire.

Les précautions à prendre doivent être particulièrement vigilantes sur les ouvrages longs, anciens, mal drainés, sur les conduites de vidange et sur le contact avec le déversoir. En dehors de l'observation visuelle fréquente sur les tassements, les fissures, les taches d'humidité, une précaution essentielle consiste à mesurer régulièrement l'importance des fuites dont une modification en nature ou quantité en plus ou en moins peut être le signe avant-coureur d'incidents sérieux. La mise en place de piézomètres simples de contrôle est également une mesure efficace et peu coûteuse, du moins sur les barrages de faible longueur.

En cas d'incident grave et avant des mesures lourdes de réparation, les mesures d'urgence peuvent comprendre une vidange rapide de l'ouvrage mais également la mise en place, dans la zone d'apparition de renard, de matériaux filtrants (par exemple sablo-graveleux, ou gravier ou enrochement sur géotextile) permettant souvent de réduire ou de ralentir le développement de l'accident. Cette mesure a été utilisée avec succès pour de nombreux ouvrages provisoires (fouilles ou batardeaux). Un stock de tels matériaux près des ouvrages les plus exposés est une mesure peu coûteuse, tout au moins pendant le remplissage et les premières années de service.

Rupture de barrage amont

Quelques barrages ont été détruits par l'onde de crue de rupture d'un barrage amont. Si l'on rapporte ce nombre de ruptures, non pas au total des barrages existants mais aux seuls barrages situés à l'aval d'un réservoir important, le risque correspondant apparaît très substantiel et peut être le risque principal des barrages ainsi exposés. Il peut être maximal pendant la construction et la mise en eau du barrage amont. Dans certaines régions montagneuses, un glissement de terrain peut créer un barrage naturel, submergé et rompu après quelques heures ou quelques jours ; le risque pour un barrage aval peut être sérieux.

Séismes

Les études relatives à l'influence des séismes sur les barrages se sont surtout développées ces dernières décennies. L'expérience montre que, si le risque de rupture rapporté à l'ensemble des barrages est faible, il est significatif pour les barrages situés

way over the gates).

- On warning systems as for ungated dams.

Piping Risk

Nearly two-thirds of such failures occurred during first filling or first decade of operation, but some happened several decades and sometimes even more than a hundred years after construction.

Costly structural improvements are hardly ever justified *a priori* but must be decided from close observation. Monitoring is always needed, but the frequency of inspection (or permanent attendance) depends on the level of risk and salaries.

Precautions must be especially vigilant on long, old, poorly-drained dams, on outlet pipes and culverts, and on the fill/spillway interface. Besides frequent visual inspection of settlement, cracking, and damp patches, a vital precaution is regular measurement of leakage, any positive or negative change in quantity or water quality may be the forerunner of serious incidents. Simple monitoring piezometers are also effective and cheap, at least on short dams.

If a serious incident occurs, the immediate emergency measures to be taken while awaiting large-scale repair include rapid drawdown of the reservoir and dumping filter material (e.g. sand and gravel, gravel or rockfill over geotextile) where piping is found, which will often reduce or slow down the development of the problem. This has been done successfully on many temporary structures (excavations and cofferdams). Keeping a stock of such material near the most vulnerable structures is a cheap precaution at least during first filling and first years of operation.

Upstream Dam Failure

A few dams have been destroyed by the wave from a dam failure farther upstream. If the number of failures of this category is expressed as a percentage of dams located downstream of a large reservoir instead of as a percentage of all dams, the risk is found to be substantial and may be the major risk for those dams. It may reach its highest level during construction and first filling of the upstream dam. In some mountainous areas, a landslide may form a natural dam that is overtopped and washed away a few hours or days later; the risk to any dam farther downstream may be substantial.

Earthquakes

There have been an increasing number of studies of the impact of earthquakes on existing dams in recent years. Experience shows that, while the risk is low as a percentage of all dams, it is significant for dams in seismically-active areas.

en zone sismique. Les barrages en remblai de taille modérée paraissent très exposés s'ils sont réalisés en matériaux sableux ou silteux, ou fondés sur des sols de cette nature ; c'est souvent le cas des barrages de stériles miniers. Leur abandon peut être justifié s'ils sont placés au-dessus de zones très habitées. Par contre, aucune rupture ne semble s'être produite sur des ouvrages en matériaux argileux ; un risque de submersion dû aux seiches résultant d'un séisme n'est cependant pas à exclure pour des grands réservoirs.

Il est important de souligner que des ruptures résultant d'un séisme sont survenues quelques heures après le séisme, d'où l'intérêt de maintenir l'alerte quelques jours et parfois d'évacuer la population proche du barrage.

3.1.3. Amélioration des performances

En très grande majorité, les barrages de moins de 30 m de hauteur ne sont pas vannés, le seuil déversant étant situé généralement entre 2 et 6 mètres sous la crête du barrage. *Souvent, le volume compris entre le seuil et la crête est voisin du volume utile de la retenue.* Pour ces ouvrages dont la vocation est le stockage d'eau, la capacité du réservoir est souvent excédentaire à la mise en service, mais devient fréquemment inférieure aux besoins après quelques décennies d'exploitation (parce que la retenue est réduite par les dépôts, les besoins ou les exigences de réalimentation de la rivière augmentent, ou l'on veut maintenir un niveau minimal pour raisons d'environnement). Il est alors tentant pour les maîtres d'ouvrage de rehausser le seuil par des éléments plus ou moins amovibles ou fusibles afin d'augmenter la capacité du réservoir.

L'expérience de beaucoup de pays montre que l'on peut distinguer deux types de barrages :

- Les barrages peu contrôlés pour lesquels l'accroissement de niveau se pratique *très souvent* et de manière artisanale (emploi de madriers, sacs de sable, flashboards, enlevés en principe avant la saison des crues).
- Les barrages soumis à un contrôle, pour lesquels une augmentation du niveau de la retenue normale peut nécessiter des formalités complexes et souvent dissuasives, surtout dans les pays industrialisés.

Ces deux situations sont loin de l'optimum et ce problème rarement traité mérite d'être examiné sur les plans de l'économie et de la sécurité.

Sur le plan économique, une amélioration n'est pas toujours justifiée, soit que la retenue stocke déjà l'essentiel des apports ou qu'elle suffise aux besoins, mais on peut estimer qu'elle est justifiée pour plus de la moitié des ouvrages existants, petits ou grands, à seuil libre, dans les vingt ans qui suivent la mise en service initiale et que le gain (souvent de 20 à 50% de la valeur de l'ouvrage) est alors très supérieur à l'investissement complémentaire : ceci est d'autant plus vrai que les réseaux de distribution en aval ne nécessitent souvent que des modifications mineures. Une telle disposition peut également améliorer beaucoup les performances des barrages destinés à l'écrêtement des crues, en écrétant mieux les crues de 100 à 500 ans et/ou en

Embankment dams of moderate size are at greater risk if they are built of, or sit on foundations of sandy or silty material. This is frequently the case with tailings dams. It may be justifiable to decommission them if they are located above densely-populated areas. There do not on the other hand appear to have been any failures of dams built of clayey material, but the risk of overtopping by the earthquake-generated tsunami must not be overlooked on large reservoirs.

It is important to stress that a part of earthquake-related failures occurred a few hours or days after the event, so it is advisable to maintain the state of emergency for a few days after a major earthquake and sometimes to evacuate the population close to the dam.

3.1.3. Performance Improvement

In the great majority of cases, dams less than 30 m high are not gated and the free overspill sill generally lies 2-6 metres below dam crest level. *The flood surcharge capacity (between spillway sill and dam crest) is frequently comparable to the normal live reservoir capacity.* Storage dams are frequently built with some excess initial capacity but after a few decades it may be too small to meet demand (because storage capacity is lost through sedimentation, demand grows, compensation water requirements are increased, or the river must be held at some minimum level for environmental reasons). Under these circumstances, owners are tempted to increase storage by raising the sill with devices that are intended to be easily removed or washed away during floods.

Experience from many countries shows that dams can be classified into two types in this respect:

- More or less unsupervised dams where reservoir level is *very frequently* raised by makeshift means (timber baulks, sandbags, flashboards, intended to be removed at the start of the rain season).
- Dams subject to controls, where proposed increases in Full Supply Level may involve complex and often discouraging formalities, especially in the industrialised countries.

Both situations are far from ideal and this rarely-considered problem merits study in terms of economics and safety.

In economic terms, improvement may not be justified if the reservoir already stores most of the inflow or is adequate for the demand, but it can be estimated that it is justified at more than half of all existing small and large ungated dams in the twenty years following commissioning and that the benefit (often equivalent to 20-50 per cent of the value of the dam) is then much greater than the additional capital outlay; especially as the water distribution system often requires only minor modifications. It may also substantially improve the performance of flood control dams, by a greater reduction in the 100- to 500-year flood outflow peak. The potential gain at all < 30 m dams is more than 50 billion cubic metres storage capacity. The

augmentant la retenue utile. Les gains possibles, sur l'ensemble des barrages de moins de 30 m de hauteur, sont supérieurs à 50 milliards de m³ de stockage. L'étude économique correspondante est généralement simple et porte sur la cote optimale de surélévation et le dispositif à choisir. Mais l'incidence sur la sécurité du barrage et la fiabilité des dispositifs utilisés doivent être étudiées soigneusement dès que la rupture de l'ouvrage peut avoir des conséquences sérieuses, c'est-à-dire en général lorsque la retenue dépasse 0,1 hm³.

En matière de sécurité du barrage, l'examen doit porter sur trois points :

- Un accroissement permanent du niveau augmente dans une certaine mesure le risque d'infiltration et de renard : on doit donc être très prudent pour la surélévation d'un barrage ancien ou mal drainé et surveiller soigneusement dans tous les cas la première montée supplémentaire du plan d'eau. Dans de nombreux barrages existants, le noyau ne dépasse guère la cote de la retenue normale : il peut être nécessaire de réaliser une étanchéité complémentaire en partie haute, ce qui améliore alors, en cas de crue, la sécurité existante.

- Dans les zones sismiques, la combinaison d'un séisme et d'un plan d'eau surélevé en permanence peut réduire sensiblement la marge de stabilité. C'est surtout vrai pour les barrages hauts, mais peut, dans certains cas, empêcher la surélévation de barrages d'une vingtaine de mètres sans renforcement de la digue.

- Lorsque la surface du réservoir dépasse 1 ou 2% de la surface du bassin versant, les crues sont sensiblement écrêtées par le volume stocké dans la tranche déversante. Une surélévation permanente du niveau réduit cet écrêtement, ce qui doit être alors compensé par un accroissement de la capacité du déversoir, en général facile à obtenir par dérasement du seuil et mise en place d'éléments fusibles étudiés par un projeteur qualifié. Cette solution permet d'ailleurs dans tous les cas d'accroître facilement le stockage *et* la capacité d'évacuation des crues, c'est -à- dire de gagner à la fois en économie et en sécurité. *C'est la solution la plus susceptible de séduire à la fois les maîtres d'ouvrage et les autorités responsables en matière de sécurité.*

Si le risque aval n'est pas négligeable, les dispositifs utilisés doivent répondre à deux impératifs de sécurité :

- s'effacer sûrement, *même en cas de mauvais entretien ou d'imprévu,*
- ne pas créer en aval une crue plus dangereuse que la crue entrante (débit ou vitesse de montée).

De nombreux dispositifs ont été utilisés, certains très anciens, d'autres plus récents.

a/ L'utilisation de sacs de sable, pour des surélévations jusqu'à 1 mètre, a été et reste très populaire, surtout dans les pays à faible coût de main-d'œuvre. Si les sacs ne sont pas enlevés avant la crue, ils ne sont pas forcément détruits par le déversement, ce qui accroît le risque de submersion de la digue et a causé la rupture de petits barrages. Cette solution ne paraît acceptable, en cas de risque aval significatif, que si les sacs sont réellement enlevés pendant toute la période des crues et s'ils n'obstruent le reste du temps que 30 à 50% de la hauteur entre seuil et crête de digue, en restant nettement sous la cote prévue pour les plus hautes eaux.

relevant economic study, is generally simple, to determine the optimum height of the raising and corresponding engineering works. But the effect on dam safety and the reliability of the proposed raising design must be given careful consideration if failure of the dam might have any serious consequences, i.e., in general whenever reservoir capacity is more than 0.1 hm³.

In terms of dam safety, there are three factors to be considered.

- Any permanent raising of the water level must increase the risk of seepage and piping to some extent ; caution is needed in heightening an old or poorly-compacted dam, and careful supervision is needed while the reservoir is rising to its new level. The top of the core is only just higher than Full Supply Level at many existing dams and may have to be heightened by some means; this would improve safety in the event of a major flood.

- In seismically-active areas, an earthquake combined with a permanently-raised water level may greatly reduce the safety margin. This is especially true for high dams but may in some cases prevent dams only twenty metres high from being heightened without strengthening the body of the dam.

- Where the area of the reservoir represents more than 1-2 per cent of the area of the catchment, part of the flood is absorbed by the flood surcharge capacity. Permanently raising reservoir level reduces this effect, which must be offset by increasing spillway discharge capacity, usually a simple matter of lowering the sill and fitting tipping elements of approved design. This is in fact always a simple means of increasing storage *and* discharge capacity, with benefits on both economics and safety. *This arrangement is the one most likely to please both dam owners and the authorities responsible for safety.*

If there is a downstream risk, these devices must meet two vital safety criteria :

- they must be certain to operate *even when poorly maintained or under unexpected conditions*, and
- they must not release a flood more dangerous than the inflowing flood in terms of flow rate or rate of rise.

Very many devices have been used, some very old, others more recent.

a/ Sandbags were and still are very popular up to one metre, especially in countries with low labour costs. If they are not removed before arrival of the flood, they will not necessarily be washed away by the overspilling water, which increases the risk of overtopping and caused the failure of several small dams. If there is any downstream risk, they only appear acceptable if they are actually removed in the flood period and, for the rest of the year, fill only 30-50 per cent of the height between sill and dam crest levels and well below predicted Maximum Water Level.

b/ D'autres solutions artisanales plus ou moins temporaires sont également très utilisées sur des hauteurs de l'ordre du mètre : murettes en moellons ou maçonnerie, madriers en bois s'appuyant sur des pilettes, etc. L'inconvénient majeur de ces solutions est qu'elles résistent souvent beaucoup mieux qu'on ne le croit à la submersion. Les précautions nécessaires pour les sacs de sable sont donc également impératives pour ces différentes solutions.

c/ Les flashboards (hausses de déversoir), très utilisés aux États-Unis depuis longtemps sur beaucoup de petits déversoirs. Il s'agit d'éléments encastrés dans le seuil (souvent des tubes métalliques sur lesquels s'appuie un platelage en bois), démontés avant la saison des crues, détruits par les crues importantes s'ils ne sont pas démontés en temps voulu. Cette solution, très économique comme les précédentes, présente quelques inconvénients, mineurs pour les flashboards usuels de l'ordre de 1 mètre de hauteur, mais inacceptables pour les déversoirs importants : difficultés d'accès pour le démontage, sensibilité aux vagues et corps flottants, faible précision sur le niveau d'eau causant la destruction, parfois destruction incomplète de la bouchure (des tubes restés en place pouvant arrêter les corps flottants).

Les flashboards ne sont pas autorisés dans certains pays ou des restrictions sont apportées à leur emploi (cote maximale des flashboards correspondant à 50% de la lame déversante de la crue de projet, ou à un tiers de la dénivelée entre seuil et crête de digue). Sous ces réserves, cette solution peut être intéressante pour beaucoup de déversoirs jusqu'à 50 ou 100 m³/s. Mais on doit contrôler en particulier que l'utilisateur, à l'occasion de remises en place annuelles, ne renforce pas la structure et la rende trop résistante au déversement, risque confirmé par quelques ruptures de barrages. Comme pour les solutions précédentes, la variation de débit en aval peut être importante et rapide.

Des filets destinés à retenir les poissons peuvent être obstrués par les corps flottants. Ils doivent s'effacer en cas de crue importante.

d/ Hausses fusibles gravitaires.

Cette solution, développée depuis 1990, est basée sur l'emploi d'éléments gravitaires simplement posés en permanence sur le seuil et submergés par les crues modérées (jusqu'à la crue centennale en général). Le passage des crues exceptionnelles est assuré par basculement successif du nombre d'éléments correspondant à l'importance de la crue. Le tracé en plan des parois de chaque élément peut former un élément de labyrinthe permettant le passage des crues modérées pour une faible surélévation, mais les hausses peuvent aussi être dimensionnées pour de très fortes lames déversantes. Le basculement des éléments est assuré par mise en sous-pression pour un niveau amont un peu différent pour chaque élément.

Plus coûteuse que les solutions précédentes, mais plus précise et plus fiable, cette solution paraît moins compétitive pour les réservoirs de moins de 0,1 hm³. Mais elle peut être souvent plus intéressante pour les déversoirs de plus de 50 à 100 m³/s et s'applique également sur des hauteurs importantes (plus de 6 m) ou pour de grands déversoirs (plus de 10 000 m³/s). Beaucoup moins coûteuse que les vannes classiques,

b/ Other hand-placed devices of a more or less temporary nature have been widely used for heights of around one metre: stone or brick masonry parapets, timber baulks bearing against posts or piles, etc. The main drawback of these systems is that they are frequently much more resistant to overtopping than believed. The necessary precautions associated with sandbags therefore apply equally to these devices.

c/ Flashboards have been widely used for many years on numerous small spillways in the United States. They are boards set edgewise on the sill, bearing against short lengths of pipe for example, that are removed before the onset of the rain season, or, if left in place, are washed away by larger floods. This arrangement is as economical as the preceding ones and has some drawbacks which may be minor with the usual flashboards up to 1m high but unacceptable on larger spillways: problems of access for removal, sensitivity to waves and floating bodies, lack of precision as to how high the water must rise before they are washed away, and sometimes causing obstructions on the sill (with floating debris liable to catch on the pipes on the crest).

Some countries do not accept flashboards or fix restrictions on their use (maximum flashboard height equivalent to 50 per cent of the design flood head on the sill, or to one-third of the difference between sill and dam crest levels). With these reservations, flashboards may be cost effective on many spillways of up to 50-100 m³/s capacity. But there must in particular be checks to ensure that the operator does not strengthen the structure when re-installing them at the end of each flood season and make them too resistant to overtopping, a danger that has been shown to be real through a few dam failures. As for the previous solutions, the change in downstream flow may be large and rapid.

A number of dam owners place fish retaining netting on sills : during floods, floating debris can reduce considerably the flow through netting : it should be designed to tilt in case of large flood.

d/ Gravity Fusegates

This approach, under development since 1990, is based on the use of free-standing gravity units sitting permanently on the spillway sill, moderate floods spilling over their tops (up to the 100-year flood generally). Larger floods cause units to topple over, the number of units so doing depending on the size of the flood. In plan view, the crest of the units may form a labyrinth shape, to spill moderate floods with little rise in reservoir level, but they can also be designed to accept very high heads when spilling. The units are made to overturn by uplift under their bases, governed by upstream water level; this is set slightly differently for different units.

More costly, but more precise and reliable than the previous alternatives, this approach appears less competitive for reservoirs of less than 0.1 hm³. But it may frequently be more attractive for spillways of more than 50-100 m³/s and is also suitable for high raisings (more than 6 m) and large spillways (more than 10 000 m³/s). It is much less expensive than conventional control gates because it needs no energy

car ne nécessitant ni source d'énergie, ni éléments mécaniques, ni génie civil, elle ne présente pas de risque de blocage en position fermée. Elle présente l'inconvénient de nécessiter le remplacement de quelques éléments une ou plusieurs fois par siècle, avec perte totale ou partielle du stockage supplémentaire pendant quelques jours ou quelques semaines, parfois pour une saison d'irrigation.

e/ Vannes gonflables

L'adaptation de vannes classiques à des seuils existants est souvent assez coûteuse et longue si elle n'a pas été prévue à l'origine.

Par contre, l'adaptation de vannes gonflables sur un seuil peut se faire en quelques semaines et s'est appliquée depuis une trentaine d'années à quelques dizaines de grands barrages et à plus de 1 000 petits barrages, notamment au Japon. Il s'agit de boudins en caoutchouc ancrés dans le seuil, remplis d'eau ou d'air, submergés par les faibles crues (lames d'eau jusqu'à 30 ou 40% de la hauteur de la vanne), se vidant pour les crues de l'ordre de la crue annuelle en 10 à 30 minutes par ouverture d'une vanne asservie à un flotteur, regonflés par pompe ou compresseur après passage de la crue. Un peu moins coûteuses que les vannes classiques, elles présentent également sur elles l'avantage de ne pas nécessiter de source d'énergie au moment de l'ouverture et peu de génie civil. Le développement de cette solution a été freiné dans les années 70 par la résistance insuffisante du caoutchouc à l'érosion ou au vandalisme. Grâce aux progrès récents, on considère actuellement que la longévité de ces vannes peut dépasser 20 ou 30 ans.

Si le volume d'eau stocké par la vanne gonflable est important, son ouverture peut conduire à un débit aval très supérieur au débit entrant, parfois voisin de la crue de projet. On peut éviter ou réduire cet inconvénient en utilisant plusieurs vannes indépendantes dont l'ouverture est assurée pour des niveaux amont nettement différents. On évite ainsi également le risque qu'une fuite d'air importante ne cause une crue artificielle dangereuse.

f/ Pour résumer, la surélévation des seuils déversants :

- Est souvent très justifiée sur le plan économique,
- Nécessite un contrôle sérieux sur le plan de la sécurité.
- Peut utiliser divers dispositifs d'intérêt variable suivant la taille et les conditions d'exploitation du déversoir et l'importance du stockage.
- Peut être associée à une augmentation importante de la capacité du déversoir en dérasant le seuil avant mise en place de la bouchure amovible.

supply, no operating mechanisms, little concrete work, and has no risk of jamming shut. It has the inconvenience of having to replace a few of the units one or more times per century with the associated loss of storage capacity for a few days or weeks or sometimes a whole irrigation season until this has been done.

e/ Inflatable Weirs

Fitting conventional gates to existing sills is often quite costly and time-consuming if no provision has been made in the original design.

Inflatable weirs on the other hand can be fitted in only a few weeks. They have been used for the last thirty years at a few dozen large dams and more than one thousand small dams, in Japan mainly. They consist of a rubber tube, fixed to the sill, inflated with water or air; small floods spill over the top (with heads of up to 30-40 per cent of tube height) and they are deflated to pass floods of the order of the annual flood in 10-30 minutes by a float-operated valve; they are re-inflated by a water or air pump after the flood has receded. Slightly cheaper than conventional steel gates, they also have the advantage over them of not requiring any energy input to open and involve little civil engineering work. Development of the process was slowed in the seventies by insufficient erosion-resistance of the rubber and vandalism. With recent advances however, inflatable weirs are now considered as lasting more than 20-30 years.

Deflation of a tube retaining a large amount of water may lead to releasing a much larger flow downstream than the inflow, perhaps close to the design flood discharge. This problem can be avoided or mitigated by installing several independent tubes, deflating at very different headwater levels. This also avoids the risk of a serious air leak causing a dangerous artificial flood.

f/ In summary, the raising of the spillway sill

- is often more than justified on economic grounds,
- requires strict supervision as regards safety,
- may make use of a number of devices of varying suitability depending on spillway size, operating conditions, and reservoir size,
- may be accompanied by a substantial increase in spillway discharge capacity if the sill is lowered before fitting the water-raising device.

3.2 «GRANDS» BARRAGES EN BÉTON OU MAÇONNERIE DE MOINS DE 30 m

On en dénombre 3 500 dont près de la moitié en Europe et un quart en Chine. Plus de 60% sont des barrages-poids.

3.2.1. Amélioration de la sécurité

Sur les grands barrages de moins de 30 m, on a recensé une dizaine de ruptures au premier remplissage. Par ailleurs, on a recensé (hors Chine) avant 1930 une dizaine de ruptures postérieures au premier remplissage (1 pour 5 000 années-barrages) et 5 depuis 1930 (1 pour 20 000 années-barrages). Le risque actuel paraît donc faible, mais on doit souligner que généralement la rupture d'un barrage en béton ou maçonnerie est presque instantanée, la longueur de brèche souvent supérieure à 50 m et les dommages et risques humains en aval plus importants que pour un barrage en remblai de même taille.

La majorité de ces ruptures recensées en service résulte de l'action des crues sur des barrages gravité (presque tous construits avant 1930), causant renversement ou glissement avec ou sans déversement et érosion. Le profil de ces barrages était souvent sous-dimensionné, le drainage sous-estimé et dans la plupart des cas les ouvrages étaient de grande longueur, sans contribution possible d'un effet de voûte à la stabilité.

À noter que pour un barrage long, les zones de faible hauteur sont les plus sensibles à un niveau amont exceptionnel (Chikkahole, Khadakwasla, Zerbino).

Le risque de crues a causé, par contre, très peu de ruptures parmi les barrages gravité de plus d'une trentaine de mètres de hauteur. Ceci peut probablement s'expliquer pour diverses raisons. Une surcote due à une crue entraîne souvent pour les barrages hauts un accroissement de charge relativement plus faible, et beaucoup de barrages gravité hauts bénéficient d'un certain effet de voûte et d'une galerie de drainage.

On peut évaluer pour les barrages-poids existants le niveau amont susceptible d'entraîner la rupture, la crue correspondante et sa probabilité. Ce calcul est souvent assez peu précis vu l'incertitude sur les sous-pressions et sur l'angle de frottement en fondation, mais donne cependant un ordre de grandeur global du risque.

Si ce risque est important, on peut apporter diverses améliorations :

Au déversoir :

Pour les barrages vannés en améliorant la fiabilité des vannes, pour les seuils libres en dérasant le seuil et en l'équipant de flashboards ou hausses fusibles.

Au corps du barrage :

On peut notamment l'ancrer dans le rocher par des tirants (en restant prudent sur les précautions à prendre pour la protection et le contrôle ultérieur de ces tirants). On

3.2. 'LARGE' CONCRETE AND MASONRY DAMS LESS THAN 30m HIGH

There are 3 500 'large' <30m concrete and masonry dams, nearly half in Europe and one-quarter in China. More than 60 per cent are gravity dams.

3.2.1. Safety Improvement

There have been around ten reported failures on first filling. There were about ten reported failures of <30m concrete or masonry dams (excluding China) occurring subsequent to first filling before 1930 (one per 5 000 dam-years), and five since (one in 20 000 dam-years). Today's level of risk therefore appears low but it must be remembered that failure of a concrete or masonry dam is almost instantaneous, the breach is often more than 50m wide, and damage to life and property downstream is greater than for failure of an embankment dam of equivalent size.

Most of these in-service failures arose from floods causing gravity dams (nearly all built pre-1930) to overturn or slide, with or without overtopping and erosion. The profile of these dams was frequently undersized, drainage underestimated and in most cases the dam was very long with no possibility of arching contributing to stability.

At a long dam, the parts where height is lowest are the most vulnerable to exceptionally high headwater levels (Chikkahole, Khadakwasla, Zerbino).

Floods on the other hand have caused very few failures of gravity dams more than thirty metres high. This can probably be explained for various reasons. High headwater caused by a flood often produces only a relatively slight increase on the loads acting on high dams, and many high gravity dams benefit from some arching and a drainage gallery.

The headwater level liable to lead to failure of existing gravity dams can be estimated, together with the corresponding flood discharge and probability. The calculations are often quite imprecise by reason of the uncertainty on uplift pressures and the friction angle of the foundation, but do give an order-of-magnitude estimate of the overall risk.

If the risk is high, there are various approaches to improving it :

Spillway

Gate reliability can be improved at gated dams, uncontrolled sills can be lowered and fitted with flashboards or fusegates.

Dam Wall

The dam wall can, among other things, be tied down to the foundation rock by means of prestressed anchors (with due caution as to the means of protecting and

peut également agir sur la cote de la crête mais, à la différence des barrages en remblai dont il peut être intéressant de rehausser la crête, l'amélioration de sécurité d'un barrage-poids de moins de 30 m résulte d'un abaissement de la crête pour éviter une trop grande charge amont en cas de crues exceptionnelles (on peut souvent remplacer, pour un faible coût, un parapet plein par un parapet fusible ou ajouré). Le risque d'érosion par déversement est souvent faible pour des ouvrages de moins de 30 m et des bassins versants de moins de 100 km² (crues de courte durée), et une protection de pied n'est justifiée que si le rocher est très médiocre. Une géomembrane fixée sur le parement amont des barrages-poids, surtout en maçonnerie, peut être efficace. Mais l'injection du corps du barrage peut provoquer des fissures et l'accroissement du drainage contribuer au vieillissement de la maçonnerie.

En dehors de l'action des crues, les risques des barrages en béton ou maçonnerie peuvent être très limités par un bon suivi (et parfois une amélioration) des dispositifs simples d'auscultation portant essentiellement sur l'observation des mouvements et des débits de fuite.

Mais une *attention particulière doit être aussi portée, notamment pour les ouvrages minces*, sur les risques dus au vieillissement des bétons et aciers et des ancrages, et sur le risque sismique éventuel pour les barrages à contreforts et voûtes multiples, qui peut parfois nécessiter des mesures confortatives.

3.2.2. Amélioration des performances

Pour les ouvrages à seuil libre, la possibilité d'accroissement de niveau et de stockage, leur intérêt économique, les dispositifs utilisables sont analogues à ce qui a été vu ci-dessus pour les barrages en remblai.

Les précautions à prendre en matière de sécurité sont également similaires. Pour les barrages-poids, on doit tenir compte du fait qu'une surélévation permanente du plan d'eau peut accroître les sous-pressions plus qu'une surélévation temporaire due à une crue.

La meilleure solution pour un barrage-poids peut être un dérasement substantiel du seuil avant pose d'éléments amovibles ou fusibles et un accroissement modéré du niveau de la retenue normale. Cette solution permet de gagner sur le volume stocké tout en réduisant le niveau des plus hautes eaux qui correspond à la charge maximale sur l'ouvrage.

3.3. QUALITÉ DE L'EAU ET ENVIRONNEMENT

3.3.1. Qualité de l'eau

En quelques décennies, la qualité de l'eau entrant dans les réservoirs s'est souvent dégradée, notamment par pollution industrielle ou usage intensif d'engrais. Les conséquences sur l'évolution de la qualité des eaux des retenues sont très variables, mais peuvent être très gênantes, notamment pour les réservoirs destinés à l'eau po-

monitoring the anchors). Attention can also be given to the crest, but unlike embankment dams where it may be advisable to raise the crest, improved safety at a <30m gravity dam comes from lowering the crest to prevent excessive water load from exceptional floods (a solid parapet can frequently be replaced at little cost by a breaching parapet or open structure). The risk of erosion from overtopping is often slight at <30m gravity dams and catchments of less than 100 km² (with floods of short duration) and downstream toe protection is only justified if the rock is very poor. For masonry dams, improving watertightness by an upstream synthetic geomembrane may be cost effective ; but grouting dam body or increasing drainage may sometimes be more dangerous than useful (grouting may cause cracks and extra drainage may accelerate leakage and ageing).

Apart from flood effects, risks to concrete and masonry dams may be kept at a very low level by routine readings from (and sometimes improvements to) simple monitoring instruments, chiefly concerned with movements and leakage rates.

But *special attention must also be given, especially at thin structures*, to risks from ageing of concrete, steel and anchors, and earthquake risks (where appropriate) for buttress and multiple arch dams which may sometimes need strengthening.

3.2.2. Performance Improvement

Potential for raising reservoir level and increasing storage capacity at ungated dams, economic benefits and available technology are the same as what was described above in connection with embankment dams.

Safety precautions are also similar. At gravity dams, permanent raising of head-water level may increase uplift pressures more than the temporary higher water level caused by a flood.

The best approach for a gravity dam may be substantially lowering the spillway sill prior to fitting it with flashboards or fusegates, to increase Full Supply Level by a moderate amount. This increases storage while at the same time lowering the Maximum Water Level governing the maximum loading on the dam wall.

3.3. WATER QUALITY AND ENVIRONMENT

3.3.1. Water Quality

Over recent decades, the quality of water flowing into reservoirs has in many cases deteriorated because of, e.g., industrial pollution and intensive use of artificial fertilisers. The effects on changes in stored water quality are very variable but may be highly undesirable, especially where water is stored for domestic consumption.

table. Les remèdes doivent faire l'objet d'études parfois délicates par des spécialistes. Ils peuvent comprendre la possibilité de prélever l'eau à des niveaux variables, l'aération diffuse ou l'aération hypolimnique suivant l'importance des stratifications thermiques, ou l'aération locale au voisinage des prises ou des zones d'utilisation touristique, le traitement biologique en tête de retenue. Ces solutions, souvent méconnues, peuvent être économiquement très justifiées, mais une réduction des émissions polluantes sur le bassin versant est la meilleure solution à long terme.

3.3.2 Gestion de la retenue

Les barrages de moins de 30 m de hauteur sont généralement construits dans un but unique de stockage, leur exploitation faisant à l'origine l'objet de peu de contraintes. Mais, dans tous les pays, l'impact possible, positif ou négatif, sur la rivière en aval et les soucis d'environnement peuvent conduire progressivement, après quelques décennies d'exploitation, à des modifications importantes de la gestion portant par exemple sur:

- une meilleure réalimentation de la rivière en étiage. On peut imposer, par exemple, que soient restitués en étiage à la rivière tous les apports plus 10% du volume stocké, ou que soit maintenu en étiage au minimum 10% du module de la rivière,
- un meilleur écrêtement des crues, par exemple en maintenant la retenue basse un ou deux mois après l'étiage dans les régions où les crues les plus violentes arrivent à cette saison. Il faut cependant vérifier que ceci n'entraîne pas une montée trop rapide de débit lors du déversement,
- un meilleur aspect en ne baissant normalement le niveau du lac que de 50% environ de la profondeur maximale, réduisant de l'ordre de 10% le volume utile (sauf, par exemple, en cas de sécheresse exceptionnelle),
- l'adaptation à un aménagement hydraulique, les microcentrales se révélant intéressantes, notamment dans beaucoup de pays en développement.

3.3.3. Aménagement paysager

Il y a quelques décennies, l'intégration des barrages de taille modérée et de leurs réservoirs dans le paysage n'a pas fait l'objet des mêmes études et efforts qu'actuellement, alors que les réservoirs des barrages de 10 à 30 m occupent 100 000 km de vallées et une surface de 50 000 km².

Or, ces barrages sont presque tous des barrages en terre. Il est souvent peu coûteux de développer sur le parement aval une végétation adaptée au paysage et qui peut améliorer la sécurité en cas de déversement exceptionnel. Également, le développement de la végétation sur le pourtour du lac dans les zones noyées par les crues rares, en prélevant pour l'arrosage 1‰ à 1% du volume stocké, peut permettre, pour un faible coût, une amélioration considérable de l'environnement. Le traitement des zones de marnage, souvent plus difficile et plus aléatoire, peut s'envisager au moins partiellement.

Remedies must be investigated (sometimes with difficulty) by the relevant specialists. They may include the possibility of drawing water from different levels in the reservoir, diffuse or hypolimnic aeration depending on the extent of thermal layering, localised aeration near intakes or recreational sites, or biological treatment at the reservoir tail. Such possibilities, not always properly appreciated, may be highly justifiable in economic terms, but reduction in the emission of pollutants over the catchment is the best long-term solution.

3.3.2. Reservoir Management

Dams less than 30m high are usually built for the sole purpose of storage with originally few constraints on operation. But in all countries, their potential positive or negative impact on the downstream reach of the river and environmental concerns gradually lead to major changes in management objectives after the first few decades of operation, aiming mainly at

- Better dry-weather flow in the river. Operators may for example be required to release all inflow plus ten per cent of storage in dry weather, or to maintain a flow equivalent to at least ten per cent of the over-year average flow.
- Better flood control, say, by holding the reservoir at a low level for one or two months after the end of the dry season in regions where the most violent floods arrive in this period. Outflow from eventual spilling must however not be permitted to rise too fast.
- Better appearance, by only drawing down the reservoir to 50-60 per cent of the full design range, which reduces live storage by around 10 per cent (except for example when full capacity is required during exceptionally severe periods of drought).
- Provision for generating electricity, small scale hydro being attractive for example in many developing countries.

3.3.3. Landscaping

A few decades ago, blending dams and reservoirs of moderate size into the landscape received much less attention and effort than today, whereas the reservoirs behind dams 10-30m high occupy 100 000 km of valley and an area of 50 000 km².

These are nearly all earth dams. It is not usually expensive to plant the downstream face with species suited to the area, and this may improve safety in the event of accidental overtopping. Encouraging plant growth around the perimeter of the lake at a level only submerged by exceptional floods, with 1 ‰ or 1% of storage devoted to watering, may be a low-cost means of considerably improving the environment. Similar treatment for the foreshore subject to normal fluctuations may be more difficult and unpredictable, but can be considered at least partially.

Il y a quelques décennies, les hommes avaient tendance à marquer leur domination sur la nature par des ouvrages très visibles. La tendance actuelle est beaucoup plus de concevoir ou d'adapter les ouvrages pour qu'ils fassent partie du paysage, ce qui est relativement facile pour des ouvrages en terre de moins de 30 m. Soulignons enfin qu'un grand nombre de ces ouvrages a tôt ou tard une vocation à une utilisation de loisirs qui peut parfois devenir essentielle sur le plan économique.

3.4. OPTIMISATION GLOBALE DES BARRAGES EXISTANTS

Les barrages, même de taille modérée, représentent un patrimoine considérable pour la collectivité et jouent un grand rôle sur l'économie et l'environnement. Mais *leur utilisation est loin de l'optimum. En effet, il s'agit d'ouvrages de très longue durée de vie, alors que les conditions existant lors de leur construction sont le plus souvent largement modifiées après une vingtaine d'années d'exploitation :*

- La sécurité peut nécessiter des adaptations suite aux progrès en hydrologie et météorologie, à l'exigence d'une sécurité accrue et surtout à une plus forte occupation des zones inondables en cas de rupture (cette occupation est encouragée par l'écrêtement des crues courantes par le barrage).

- La qualité des eaux entrant dans la retenue a évolué.

- Les besoins en eau ont souvent augmenté.

- Le souci d'environnement a pris une grande importance.

- L'utilisation optimale de l'ouvrage peut être très différente de ce qui était prévu à l'origine ; l'intérêt de la production hydroélectrique peut s'accroître ou disparaître, le contrôle des crues ou le soutien d'étiage peuvent prendre ou perdre de l'importance, l'évolution des cultures peut modifier les périodes d'irrigation et les quantités nécessaires, le tourisme peut justifier à lui seul le plein emploi d'un lac, etc.

- Enfin, l'investissement initial est généralement amorti et les emprunts remboursés. Les coûts d'exploitation et d'entretien sont souvent compris entre 0,1% et 1% du coût d'investissement, ne représentant qu'une très faible part du service rendu. *Cette situation très favorable a généralement l'effet pervers de ne pas pousser le maître d'ouvrage à la recherche de l'optimisation économique.* Il n'a en général pas lui-même les moyens d'études correspondants, n'est soumis à aucune obligation dans ce sens et peut craindre des complications administratives en cas de modification de l'ouvrage ou de sa gestion. *La routine l'emporte sur l'intérêt général et particulier.*

Or, les États et les Collectivités dépensent des sommes considérables pour subventionner les études et réalisations de barrages neufs ; l'affectation d'une faible part de ces moyens à l'optimisation des barrages existants (en subventionnant les études correspondantes et finançant les investissements souvent modestes éventuellement nécessaires) serait probablement très efficace. Si les plus-values économiques importantes ainsi dégagées sont réparties équitablement entre maître d'ouvrage et collectivité et si les procédures administratives sont adaptées, *ces dispositions peuvent obtenir un grand succès.* 80% des barrages de moins de 30 m ont été construits il y a une trentaine d'années et leur investissement est amorti.

A few decades ago, humanity tended to advertise its domination over nature with highly visible structures. Today's trend is much more to design and adapt them to blend into the landscape, a relatively simple task for earth structures less than 30m high. It should also be remembered in closing that very many of these dams must inevitably tend to become recreational sites, and this may become the leading purpose of some dams in economic terms.

3.4. OVERALL OPTIMISATION OF EXISTING DAMS

Dams, including those of moderate size, are an important part of our heritage and have considerable impact on the economy and the environment. *But their benefits are far from being maximised. Dams have a very long lifespan while the conditions existing when first built usually undergo considerable change after the first twenty years' operation:*

- Safety may involve changes arising from progress in hydrological and meteorological science, demand for greater safety, and, most importantly, greater population densities in areas exposed to flooding in the event of failure (under the incentive of better control of moderate floods by dams).

- Inflowing water quality has changed.

- There is often greater demand for water.

- Environmental considerations have become very important.

- Optimum dam use may have changed from what was originally expected : hydro power may become more or less attractive, flood control and base flow support may become more or less important, changes in crops may alter irrigation timing and quantities, the lake may be given over fully to tourism and recreation, and so on.

- Lastly, the original capital investment has usually been fully recovered and all loans repaid. Operating and maintenance costs are frequently 0.1% to 1% of capital cost and represent only a very small proportion of the service rendered. *This highly favourable situation generally has the perverse effect of not inciting the owner to try to optimise benefits.* He does not usually have the means for making the necessary studies, he has no statutory or other duty to do so, and may fear complications with the authorities if he tries to alter the dam or the way it is operated. *Routine makes him forget his personal and the general interest.*

Yet central and local government spends considerable sums of money on grants for the design and construction of new dams. Diverting a small portion to optimising existing dams (by paying for the necessary studies and financing the frequently modest capital investment that would result) would probably be very cost-effective. If the resulting large economic benefits were shared fairly between the owner and the local community and administrative procedures were brought into line, *this approach would be highly successful.* Eighty per cent of dams less than 30m high were built twenty to forty years ago and the investment has been fully recovered.

Le gain potentiel dû à l'optimisation des ouvrages et de leur gestion, pour les seuls barrages de moins de 30 m, représente à l'échelle mondiale plus de dix milliards de US\$.

Et il paraît possible, pour un faible coût, d'éviter la grande majorité des ruptures potentielles et la presque totalité des pertes correspondantes en vies humaines.

The potential gains from optimising only the existing <30m dams and their methods of operation would be more than ten billion US dollars worldwide.

And at the same time, it seems possible to avoid the great majority of potential failures and nearly all the corresponding deaths, at little cost.

4. BARRAGES FUTURS

Dans le monde, on construit par an un millier de barrages de 10 à 30 m de hauteur stockant plus de 0,1 hm³ ; 200 ou 300 plus hauts que 15 m ou stockant plus de 1 hm³ sont classés « grands barrages ».

Ce rythme se maintiendra ou s'accroîtra dans les prochaines décennies en raison du déficit en eau qui atteint de plus en plus de pays et de la concentration des pluies sur quelques mois dans les pays les plus peuplés.

La grande majorité de ces réalisations se situera dans les pays en développement et notamment en Asie. Beaucoup de ces ouvrages seront donc à réaliser dans les conditions suivantes :

- ressources financières limitées,
- coût de main-d'œuvre assez faible actuellement, mais pouvant doubler tous les dix ans,
- forte densité de population dans l'emprise des retenues et à l'aval des ouvrages,
- débit spécifique de crues très important.

Pendant ces dernières décennies, les méthodes d'exécution ont été très différentes entre pays industrialisés et pays en développement. Cette différence devrait s'atténuer dans le futur, les pays en développement mécanisant progressivement la réalisation des remblais. La maçonnerie utilisée actuellement pour la moitié des barrages-poids ou voûte de moins de 30 m de hauteur a encore de l'avenir, mais le béton armé pourrait remplacer la maçonnerie pour le revêtement des déversoirs dans les pays en développement.

Enfin, le BCR devrait prendre une place importante pour les barrages au-dessus d'une vingtaine de mètres de hauteur, et les géotextiles et géomembranes pour les barrages en remblai.

Mais avant de passer en revue les possibilités d'évolution, il paraît nécessaire de réviser les idées reçues qui freinent l'optimisation des ouvrages et d'analyser les critères réels de choix pour en tirer des conséquences pratiques.

4.1. RÉVISION DES IDÉES REÇUES

Beaucoup d'idées reçues, peu justifiées, résultent des raisons suivantes :

- Des principes, justifiés pour des barrages de 50 à 100 m de hauteur, ne sont pas valables pour des barrages de moins de 30 m.
- Des concepts justifiés par les conditions économiques de pays industrialisés ne s'appliquent pas aux pays en développement.

4. FUTURE DAMS

There are around a thousand dams 10-30m high impounding more than 0.1 hm³ being built every year around the world ; 200 or 300 of them more than 15 m high or having reservoirs of more than 1 hm³ classify as 'large' dams.

This rate of construction will persist or increase in coming decades because of water shortages affecting ever more countries and the concentration of rainfall in a period of only a few months in the countries with the largest populations.

Most new dams will be built in the developing countries, especially in Asia, meaning that they will tend to share the following conditions:

- limited financial resources,
- low labour costs at present but liable to double every ten years,
- high population densities in the reservoir area and downstream,
- very high specific flood yield from the catchment.

In recent decades, there have been great differences in construction methods between the industrialised and developing countries. Differences should lessen in the future, with developing countries gradually mechanising fill placement. The masonry currently used for half the gravity and arch dams less than 30 m high still has a bright future, but reinforced concrete might replace masonry for spillway linings in the developing countries.

Lastly, RCC should play an important part in dams more than around twenty metres high, like geotextiles and geomembranes in fill dams.

But before reviewing future prospects, it is necessary to question the habits of thought which are obstructing dam optimisation and analyse the real choice criteria to draw practical conclusions.

4.1. CHANGING HABITS

Many unjustified rules or habits arise from the following practices:

- Principles that are justified for dams 50-100 m high cease to be valid for dams less than 30 m high.
- Concepts that are justified by economics in industrialised countries are not applicable in developing countries.

- Des concepts justifiés il y a 50 ans et qui ne le sont plus en raison de l'évolution technique ou économique sont toujours appliqués.

- On justifie beaucoup de décisions coûteuses par des raisons de sécurité, souvent sans amélioration de celle-ci et parfois à son détriment,

Dans la liste qui suit, qui n'est pas limitative, chacune de ces idées reçues est suivie d'un commentaire qui donne les principaux motifs de penser que c'est souvent une idée fausse.

1. La philosophie de conception des barrages repose généralement sur l'idée qu'on peut et on doit éviter toute rupture au-dessus d'une zone habitée ou pouvant l'être, la vie humaine n'ayant pas de prix. Sans vouloir minimiser la valeur de ce principe, il paraît nécessaire de le relativiser.

- Il n'existe pas de sécurité absolue.

- Suivant le type de barrage choisi et les systèmes d'alerte, le nombre de victimes en cas de rupture peut varier de 1 à 100.

- Il y a en aval des barrages beaucoup de victimes des crues n'entraînant pas la rupture du barrage ou résultant de l'ouverture intempestive des vannes.

- Le nombre total de victimes pendant la construction des barrages a dépassé celui qui résulte des ruptures ; un surcoût de travaux a une incidence sur ce risque.

2. On dit souvent que les barrages en béton ou maçonnerie sont plus sûrs que les barrages en remblai.

Si leur taux statistique de rupture est effectivement plus faible depuis 1900, la brutalité de leur rupture et l'importance accrue du débit causent souvent beaucoup plus de victimes. Par exemple, dans les pays industrialisés et depuis 1900, pour 3 500 barrages en béton ou maçonnerie on compte une quinzaine de ruptures et 2 000 victimes (plus 2 ruptures par bombardement causant plus de 1 000 victimes) ; pour 8 000 barrages en remblai (hors stériles miniers), on compte une cinquantaine de ruptures et 200 victimes, pour des hauteurs comparables et des réservoirs plus importants dans le cas des barrages en remblai.

Les plans d'évacuation, imposés dans certains pays, ont donc une grande utilité.

3. Les barrages en remblai sont réputés détruits en cas de déversement.

Si ceci est vrai pour des débits spécifiques importants ou de longue durée, beaucoup de barrages de hauteur modérée ont résisté plusieurs heures à des déversements de l'ordre de 1 m³/s/m. La cohésion du matériau joue un rôle essentiel. D'une manière générale, un remblai argileux bien compacté présente une résistance à l'érosion interne ou externe très supérieure à celle d'un matériau pulvérulent et la rupture éventuelle d'un barrage cohérent est plus lente et plus limitée. Les précautions et la revanche à prendre pour un remblai pulvérulent devraient être très supérieures à celles d'un remblai cohérent.

Par ailleurs, pour un barrage long, le débit de la crue due à la rupture peut dépendre beaucoup de la hauteur d'eau à l'emplacement de la brèche.

4. Les barrages-poids sont en principe fondés sur un rocher de bonne qualité. Si l'on adapte le profil à la qualité de la fondation, et surtout pour les barrages de moins

- Concepts that were justified fifty years ago are still used, after changes in engineering and economics have made them obsolete.
- Many costly decisions are defended on safety grounds, although in many cases they do not improve safety and may even lessen it.

In the partial list below, each of these rules is followed by remarks outlining the main reasons for believing it false in many cases.

1. Dam design philosophy is generally based on the idea that failure must and can be avoided at all cost above actually or potentially populated areas, since human life is priceless. Although this is a proper attitude, it must be examined critically.

- There is no such thing as absolute safety.
- The death toll from failure can vary one hundredfold, depending on dam type and warning system.
- There are many victims in the downstream population from floods not causing dam failure or created by improper gate operation.
- More persons have been killed during the building of dams than by dam failures. More building work increases this risk.

2. Concrete and masonry dams are often said to be safer than embankment dams.

While statistically, they have displayed a lower failure rate since 1900, the suddenness of failure and resulting larger flood wave cause many more victims. For example, since 1900, out of 3 500 concrete and masonry dams in the industrialised countries, there have been around fifteen failures aggregating more than 2 000 deaths (leaving aside the two breaches caused by bombing with more than 1 000 victims), while out of more than 8 000 embankment dams (ignoring tailings dams), there have been some fifty failures aggregating 200 victims, the embankments being of comparable height but impounding much larger reservoirs.

Evacuation plans in force in some countries are therefore extremely useful.

3. Embankment dams are said to be destroyed by overtopping.

While this is true for sustained high discharges per linear metre of crest, many dams of moderate height have resisted overtopping of $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ for many hours. Fill cohesion is the most important factor. Generally speaking, a well-compacted clay has far better resistance to internal and external erosion than a frictional material and failure, if it does occur, is slower and more limited. Freeboard and other engineered safeguards should be greater for a frictional fill than for a cohesive fill.

The discharge released from a long embankment dam is largely dependent on the head at the breach site.

4. Gravity dams usually have a good rock foundation. If the dam profile is designed to suit foundation quality, especially for dams less than 30m high, it may often

de 30 m, on peut souvent se fonder sur un rocher de qualités mécaniques médiocres (s'il n'est pas sensible à l'eau et a un coefficient de frottement acceptable).

5. Le profil classique des barrages-poids résulte d'un concept centenaire lié aux barrages en maçonnerie ; pour des ouvrages de hauteur modérée, des profils différents peuvent être mieux adaptés à une fondation médiocre ou à une submersion importante.

6. Dans l'analyse du coût, on ne tient pas toujours compte du coût indirect des déversoirs à seuil libre. Pour les barrages de moins de 30 m, la hauteur de lame déversante conduit souvent à augmenter de 20 à 50% le volume du barrage ou à réduire d'autant le volume de la retenue utile.

7. Pour les déversoirs à seuil libre, on étudie généralement le passage d'une crue de projet centennale ou millennale survenant retenue pleine et on ajoute une revanche assez subjective. Cette solution, pratique sur le plan administratif et contractuel, présente de nombreux inconvénients :

- elle définit mal la sécurité réelle,
- elle conduit à optimiser le projet et la forme du seuil pour une crue très inférieure à la crue entraînant la rupture,
- une crue partiellement stockée avant déversement sur le seuil peut être plus dangereuse en aval qu'une crue arrivant retenue pleine à cause de la vitesse de montée de la crue aval, très supérieure à celle de la crue entrante, et sans que le débit maximal de crue soit beaucoup réduit.

8. Beaucoup de barrages de stockage ont ou peuvent avoir un impact important favorable et parfois défavorable sur les crues en aval ; il serait souvent possible d'optimiser beaucoup cette fonction à faible coût et parfois en réduisant le coût. En effet, il est parfois possible de réduire le débit du déversoir en augmentant la dénivellée entre crête du barrage et seuil déversant et en réduisant la longueur du seuil, afin de réduire ainsi le coût global de l'ouvrage et les crues en aval. Beaucoup de méthodes usuelles de dimensionnement ne conduisent pas à cette optimisation.

Par ailleurs, on prend mal en compte le risque en aval dû aux crues inférieures à la crue de rupture ; or ce risque est souvent le plus important, les populations s'estimant protégées par le barrage.

9. L'ouverture au public d'une route en crête de barrage paraît peu coûteuse mais crée souvent des sujétions très sous-estimées (tracé, revanche, nature du couronnement, obstruction du déversoir,...). Si une route publique est nécessaire, il est parfois moins coûteux (surtout pour des crues de projet de moins de 1 000 m³/s) de l'implanter en aval, en admettant éventuellement qu'elle soit submersible par la crue de 100 ans. Dans ce cas, la route est également utilisable pendant les travaux.

10. La plupart des barrages ont été conçus et sont encore conçus maintenant sans attacher à l'environnement l'attention souhaitable. La plupart des barrages de moins de 30 m sont des barrages en terre dont l'impact positif ou négatif sur l'environnement est en fait très important par rapport à leur taille. Un réservoir de quelques centaines de milliers de mètres cube influe sur un kilomètre de cours d'eau et peut intéresser, en matière touristique, des dizaines de milliers de personnes.

be possible to make use of a rock with only moderate strength properties (if it cannot be damaged by water and has an acceptable friction coefficient).

5. The standard gravity dam profile is the outcome of a century-old concept from masonry dams. For dams of moderate height, different profiles may be better suited to poor foundations or help overtopping.

6. When costing projects, the indirect costs of ungated spillways are frequently overlooked. The depth of the nappe at dams less than 30m high may mean an extra 20-50% on dam volume or commensurate loss of live storage capacity.

7. The discharge capacity of ungated spillways is usually calculated from a hundred- or thousand-year design flood arriving in a full reservoir plus some quite subjective freeboard. Although convenient in regulatory and contract terms, this approach has drawbacks :

- It is imprecise as to true safety.
- It optimises spillway design and sill shape for a flood that is far inferior to the failure flood.
- A flood of which a part of the volume is stored before spilling starts may be more dangerous to the public downstream than a flood arriving in a full reservoir because outflow may increase much more rapidly than the rising limb of the flood hydrograph, when the flood peak may be quite the same.

8. Many storage dams may have important impact on downstream floods. It could be often possible to improve this impact at low cost through increasing high water level and shortening the length of spillway. This solution is presently unusual.

Little attention is given to downstream hazard from floods smaller than the failure flood ; yet this is frequently the major risk, since the public feels itself protected by the dam.

9. Making public the road over the dam crest appears cost effective but often creates underestimated complications (dam layout, freeboard, crest design, spillway obstruction, etc.). If a public road is needed, it is sometimes less expensive (especially if the design flood is less than 1 000 m³/s) to shift it downstream, even accepting it being submerged by the 100-year flood. This would also enable the bridge to be used during construction of the dam.

10. Most dams were and are still being designed with little attention to environmental issues. Most of those less than 30m high are earth dams with considerable positive or negative environmental impact in relation to their size. A lake of a few hundred thousand cubic metres affects a kilometre of river channel and perhaps tens of thousands of people in terms of tourism.

Pour ces petits ouvrages, il est généralement possible, pour un coût très faible, de s'intégrer dans le paysage au lieu de l'agresser; en particulier, il est souvent possible:

- de donner au barrage un tracé courbe et des raccordements progressifs sur les rives,
- de faire un revêtement végétal non seulement du talus aval mais de la crête (pas de route publique) et de la partie haute du parement amont,
- d'utiliser la terre végétale récupérée dans la retenue pour améliorer les bords du lac.

11. Beaucoup de barrages de stockage sont sous-utilisés pendant les dix ou vingt premières années et insuffisants ensuite. On n'en tient souvent pas compte pour des raisons de financement ou de simplification d'étude ou de manque d'imagination.

4.2. CRITÈRES DE DIMENSIONNEMENT ET ÉVALUATION DES RISQUES

Le dimensionnement d'un barrage résulte souvent d'un compromis assez subjectif entre le souci de sécurité et la contrainte économique. Il paraît utile de mieux préciser d'abord le degré de sécurité recherché, puis d'étudier l'ouvrage correspondant le moins coûteux.

L'expérience et la théorie imposent à tous les ouvrages des caractéristiques minimales, notamment en ce qui concerne le fruit des barrages-poids et la pente des remblais. Mais beaucoup de caractéristiques peuvent varier suivant la sécurité désirée:

- choix du type d'ouvrage,
- dimensionnement des déversoirs et des vidanges de fond,
- revanche au-dessus des plus hautes eaux théoriques,
- reconnaissance, niveau et traitement des fondations,
- qualité des filtres et drains, revêtement des talus,
- spécifications des bétons et remblais,
- choix (ou absence) d'un consultant et contrôle des travaux,
- qualification de l'entrepreneur, etc.
- contrôle, instrumentation, dispositif d'alerte.

Pour beaucoup d'ouvrages de moins de 30 m de hauteur, *le prix peut en fait varier de un à deux pour un même réservoir* suivant que l'on recherche l'économie maximale ou une sécurité presque totale. L'importance des dommages en aval en cas de rupture est extrêmement variable suivant le site, mais aussi suivant l'ouvrage choisi.

La probabilité de rupture pendant la mise en eau ou dans l'année qui suit (essentiellement due à l'érosion interne ou aux fondations) est en moyenne d'environ 1 pour cent pour un ouvrage économique et 1 pour mille pour un ouvrage réputé très sûr. Et ultérieurement, peu d'ouvrages ont une probabilité réelle annuelle de rupture (surtout par crues ou séismes) supérieure à 10^{-2} ou inférieure à 10^{-5} , la probabilité réelle étant le plus souvent comprise entre 10^{-3} et 10^{-4} . Par ailleurs, en cas de rupture, le pourcentage de victimes parmi la population de la zone inondée peut varier de plus

With small dams, it is usually possible to improve rather than harm the countryside at very little cost, such as by :

- curving the dam and merging it smoothly into the abutments,
- grassing and planting the crest (no public road) and top of the upstream face as well as the downstream face,
- using topsoil from the reservoir area to improve the lake margin.

11. Many storage dams are under-used for the first ten or twenty years and become too small afterwards. This fact is often ignored for reasons of funding, design simplicity or want of imagination.

4.2. DESIGN CRITERIA AND RISK ASSESSMENT

Dam design is often a quite subjective compromise between safety and economics. It would be useful to start by stating the degree of safety desired and then producing the best design to achieve it at least cost.

Experience and theory impose certain features on all dams, such as gravity dam batter and embankment dam face slopes. But many others can vary with the safety required :

- Dam type
- Spillway and bottom outlet capacities
- Freeboard above design maximum water level
- Investigation, depth and treatment of foundation
- Quality of filters and drains, and slope facings
- Concrete and fill specifications
- Choice of Consultant (if any) and supervision
- Qualifications of Contractor, etc.
- Instrumentation, monitoring and warning systems.

The cost of many < 30m dams *may be doubled for the same reservoir capacity*, depending on whether the target is maximum economy or near-total safety. Downstream damage from failure varies enormously with the site, but also with the type of dam selected.

The probability of failure during first filling or in the following year (due chiefly to internal erosion and foundation problems) averages approximately 1 per cent for an economical dam and 1 per thousand for a dam considered extremely safe. Subsequently, few dams have true annual failure probabilities in excess of 10^{-2} or less than 10^{-5} (failure being caused mainly by floods or earthquakes), the actual probability most frequently lying between 10^{-3} and 10^{-4} . If failure occurs, the death rate in the population living in the flooded area may range from over 10 per cent to 1 per

de 10% à moins de 1 pour mille selon le type et le matériau du barrage, sa distance aux zones exposées et les dispositifs d'alerte.

Le niveau de sécurité choisi (c'est-à-dire le risque accepté) peut résulter d'une optimisation économique, du souci prioritaire de la sécurité des personnes ou d'un niveau minimal imposé par les décideurs ou par l'opinion publique.

– L'optimum économique correspond en principe à la valeur minimale du total de l'investissement et de la valeur actualisée des dommages en tenant compte de la probabilité de rupture. L'étude détaillée pour les crues en Annexe IV montre que cet optimum, qui ne dépend pas de la taille du barrage, *est essentiellement lié au rapport D entre la valeur des dommages dus à la rupture et le coût de l'ouvrage.*

Si le coût des dommages n'est que deux fois le coût du barrage, l'optimum économique correspond à une forte probabilité réelle de rupture (de l'ordre de 10^{-3} par an). Par contre, si les dommages éventuels représentent 50 fois la valeur du barrage, l'optimum économique correspond à une probabilité de rupture 25 fois plus faible.

– Le deuxième critère est celui du risque humain qui justifierait a priori la recherche d'une sécurité maximale. Il paraît utile de souligner que :

- cet argument joue peu s'il n'y a pas d'habitants permanents dans la zone inondable (mais la vallée peut se peupler ultérieurement),

- dans le cas de beaucoup de barrages en terre dont la rupture progressive donne la possibilité d'alerte et d'évacuation, le nombre probable de victimes de la rupture est inférieur à 1% du nombre d'habitants des zones inondables. On peut faire un calcul économique en affectant une valeur très élevée aux victimes des ruptures, et en étudiant l'incidence d'une variation de cette valeur, mais cette approche est très contestée.

– En fait, le degré de sécurité choisi dépend souvent de ce que peuvent accepter les décideurs : maîtres d'ouvrage, projeteurs, organismes de supervision, opinion publique. Ce degré de sécurité est généralement plus sûr que l'optimum économique et conduit donc à un investissement plus élevé. Le maître d'ouvrage de nombreux barrages importants ou le projeteur de nombreux barrages ne peut pas étudier ou réaliser des ouvrages dont la probabilité réelle de rupture est supérieure à 10^{-3} par an. Mais si un maître d'ouvrage n'est propriétaire que d'un petit barrage et n'est ni qualifié ni contrôlé, il peut rechercher une solution très économique, parfois dangereuse.

Enfin, l'opinion publique est très sensible à la rupture de barrages importants et surtout au nombre de victimes de chaque accident, *ce qui conduit de fait à privilégier la sécurité par rapport à l'optimum économique* dès que le nombre probable de victimes d'une rupture dépasse 5 ou 10 (c'est vrai aussi dans le transport aérien ou ferroviaire).

Tous ces critères subjectifs varient suivant la richesse et la médiatisation de chaque pays, suivant le poids des barrages dans l'économie et suivant les procédures de décision. Il est donc difficile de définir des règles précises pour un dimensionnement rationnel des barrages, mais on peut suggérer un classement en trois catégories en tenant compte des éléments développés ci-dessus:

thousand, depending on dam type and constructional material, distance from endangered areas and warning systems.

The selected safety level (i.e. accepted risk level) may result from the desire to optimise cost (economic optimum) or to give priority to public safety or be some minimum level imposed by decision-makers or public opinion.

– The economic optimum is in principle the smallest total investment and discounted cost of probable damage. The detailed flood calculations in Appendix IV show that this optimum, which is independent of dam size, is *governed chiefly by the ratio D between the cost of damage due to failure and the cost of the dam.*

If damage is only twice dam cost, the economic optimum represents a high true failure probability (of the order of 10^{-3} per year). If potential damage represents 50 times the value of the dam, the failure probabilities for the economic optimum are lower by a factor of 25.

– The second criterion is risk to human life, which would in theory mean aiming at maximum safety. It should be remembered that :

- the argument is invalid if there are no people living in the exposed area but the situation may change over the years,

- at many earth dams whose gradual failure would leave time for alarm and evacuation systems to operate, the probable number of dam failure victims is less than 1% of the population in the exposed area. Cost calculations can in fact be made with a very high value assigned to deaths from dam failure, and testing the effects of varying this figure ; such approach is hardly well accepted.

– In actual fact, the selected safety level frequently depends on what decision-makers, i.e., dam owners, designers, supervisory authorities and the public, are prepared to accept. It is usually higher than the economic optimum and therefore involves more cost. The owner of many large dams and the professional designer cannot design and build dams whose true failure probability is greater than 10^{-3} per year. But if the owner has only one small dam and is neither qualified nor controlled, he may look for a very cheap and sometimes dangerous design.

Lastly, public opinion is sensitive to major dam failures and to the number of victims from each accident, *so that safety takes precedence over economic optimisation* whenever the probable number of potential victims is more than five or ten (it is also true for air or railway transport, ...).

All these subjective criteria vary with living standards and media awareness in individual countries, the economic importance of dams and decision-making procedures. It is difficult to lay down any precise rules on rational dam design but perhaps three categories can be defined on the basis of the above considerations :

1/ Ouvrages ayant une probabilité réelle de rupture de l'ordre de 0,5 pour cent à la mise en eau et 0,5 pour mille par an ensuite.

Ce niveau de sécurité, qui peut permettre beaucoup d'économies, semble très justifié pour certains ouvrages de moins de 30 m à faible risque aval et pour la plupart des petits barrages (moins de 15 m et stockant moins de 1 hm³). Des suggestions correspondantes sont données en Annexe III.

2/ Ouvrages ayant une probabilité réelle de rupture de l'ordre de 1 pour 1 000 à la mise en eau et 10⁻⁴ par an ensuite

C'est à peu près ce que l'on a obtenu dans les pays industrialisés pour les ouvrages mis en service depuis 1960, c'est-à-dire conçus en moyenne il y a 25 ans. Ce niveau paraît acceptable dans beaucoup de cas, même avec un risque aval important, à condition d'avoir un système de surveillance et d'alerte adéquat, et il est souvent injustifié d'accroître encore les précautions usuelles.

3/ Ouvrages dont la probabilité réelle de rupture est de l'ordre de 10⁻⁴ à la mise en eau et 10⁻⁵ par an ensuite.

Ce niveau de sécurité peut être justifié pour des ouvrages de toute taille si le risque aval est relativement très important ; mais il est difficile à atteindre pour beaucoup de projets classiques compte tenu des risques de crues extraordinaires, de surprises dans les fondations, de défauts d'étude ou d'exécution, de malveillance, d'obstruction naturelle ou artificielle des déversoirs.

Il peut être alors nécessaire de recourir à des ouvrages supportant ces conditions exceptionnelles, tels que des barrages-poids élargis à profils symétriques ou à des ouvrages en remblai à rupture très progressive permettant l'évacuation des populations en aval.

4.3. BARRAGES-POIDS

Pour les hauteurs de 10 à 30 m, ils représentaient 25% des barrages construits avant 1950 et moins de 10% des barrages construits depuis lors. Mais ce pourcentage pourrait augmenter fortement dans le futur. En effet, une bonne adaptation des projets aux qualités du béton compacté au rouleau sous toutes ses formes offre des perspectives intéressantes pour les barrages de plus d'une vingtaine de mètres. Par ailleurs, dans beaucoup de pays en développement, l'évolution relative des coûts de main-d'œuvre, du ciment et du matériel, et l'importance des débits de crue conduiront à un développement important des barrages-poids en maçonnerie ou en béton.

L'adaptation des projets à la recherche de l'économie maximale tout en maintenant ou améliorant la sécurité est donc un enjeu important.

4.3.1. Barrages-poids en béton

Le profil classique des barrages-poids résulte de critères définis il y a une centaine d'années pour des barrages en maçonnerie non déversants. Les calculs sont

1/ Dams with a true failure probability of the order of 0.5 per cent on first filling and 0.5 per thousand per year thereafter.

This level of safety, conducive to considerable cost savings, appears highly justified for some <30m dams with little downstream hazard, and for most small dams (i.e. those less than 15m high with reservoirs of less than 1 hm³). Suggestions on this matter appear in Appendix III.

2/ Dams with a true failure probability of the order of 1 per thousand on first filling and 10⁻⁴ per year thereafter.

This is roughly the position in the industrialised countries for dams built since 1960, i.e., designed on average twenty-five years ago. This level appears acceptable in many cases, even with significant downstream hazard, provided there is an adequate monitoring and alarm system, and it is not often justifiable to add more than the usual safeguards.

3/ Dams with a true failure probability of the order of 10⁻⁴ on first filling and 10⁻⁵ per year thereafter.

This level of safety may be justified for dams of all sizes if the downstream hazard is relatively large; but it is difficult to achieve with many conventional dams because of the possibility of exceptional floods, surprises in the foundations, flaws in design or construction, wilful damage, and natural or artificial obstructions to spillway discharge.

This may justify choosing dam types inherently capable of withstanding such exceptional conditions, like thickened or symmetrical profile gravity dams, or fill dams designed to fail very gradually, leaving time to evacuate the public.

4.3. GRAVITY DAMS

At heights of 10-30m, gravity designs represent 25 per cent of all dams built before 1950 and less than 10 per cent of dams built since that date. But the proportion may increase substantially in the future. Proper design to suit the characteristics of roller-compacted concrete in all its forms offers interesting prospects for heights of more than twenty metres. Furthermore, relative cost trends in labour, cement and plant, and the sizes of floods in many developing countries will lead to significant expansion in masonry and concrete gravity dams.

Designing gravity dams for maximum economy with the same or improved levels of safety is therefore an important challenge.

4.3.1. Concrete Gravity Dams

The standard gravity profile is the outcome of criteria set down one hundred years ago for non-overspill masonry dams. Calculations usually ensure there is a

généralement faits pour un niveau d'eau maximal ou pour un séisme donné, en vérifiant qu'il reste une certaine marge, mais on ne définit pas quels sont la surcote du réservoir, le séisme ou l'angle de frottement des couches rocheuses qui entraîneraient probablement la rupture. Il en résulte le plus souvent un profil triangulaire homogène, vertical en amont, avec un fruit de 0,75 à 0,80 en aval à partir des Plus Hautes Eaux, et une revanche importante pour mettre la route de crête à l'abri des vagues.

Mais un barrage en béton de 10 à 30 m de hauteur se trouve généralement sur un site à débit de crue relativement élevé, est conçu pour déverser sur une partie de la longueur, peut être soumis à une surcote du plan d'eau relativement importante et ne nécessite souvent pas de route publique en crête. Il peut ne pas inclure de galerie de pied et n'est pas toujours fondé sur un rocher aussi résistant qu'un très haut barrage. Enfin, la nature de la fondation est souvent moins bien connue.

Dans ces conditions, les critères de projet pourraient être différents, en cherchant notamment à dimensionner l'ouvrage pour des conditions extrêmes et non pour des conditions de service normal. Par exemple, on peut chercher quel est le meilleur profil pour une surcote importante et non pour la crue de projet, ou pour un coefficient de frottement nettement inférieur à ce que l'on prévoit normalement.

La théorie et l'expérience montrent que la rupture d'un barrage-poids en béton peut surtout provenir d'une des raisons suivantes ou de leur conjonction (par exemple, glissement pendant une crue):

- Sous-pression élevée. Ce risque est souvent plus important pour un barrage de faible hauteur où l'on consacre rarement beaucoup d'argent au traitement de la fondation (voile d'étanchéité, drainage, galerie). Il peut être accru si le niveau d'eau en aval est important.

- Risque de glissement dans la fondation. La géologie est souvent moins bien connue que pour un barrage haut (un pendage un peu incliné vers l'aval peut accroître beaucoup le risque).

- Surélévation importante du plan d'eau par rapport à la cote de projet. Les barrages de faible hauteur sont beaucoup plus exposés à ce risque que les barrages hauts, une surcote de 20% étant beaucoup plus vraisemblable sur un barrage de 15 à 20 m que sur un barrage de 50 à 100 m. Pour un barrage long, la zone de plus grande hauteur du barrage est la moins vulnérable à ce risque.

Par contre, le risque d'érosion aval par déversement est faible (en dehors des très grands bassins versants, les crues sont de courte durée et les protections de pied éventuelles peu coûteuses). Il en est de même du risque de rupture du corps du barrage, qui peut être éliminé par quelques précautions. *On n'a d'ailleurs recensé aucune rupture dans le corps d'un barrage-poids en béton.*

On peut améliorer beaucoup de projets en modifiant le profil lorsque le barrage déverse ou que la fondation est médiocre.

- un profil plus symétrique est beaucoup plus sûr vis-à-vis du glissement que le profil classique et un peu plus sûr au renversement en cas de surcote importante (cf Annexe II) ; il est facile d'éviter ou de corriger l'accroissement de contraintes internes pour ces faibles hauteurs,

certain margin for a given maximum water level or earthquake, but no attempt is usually made to find the excess water level rise, earthquake load or friction angle in the foundation strata that would probably cause failure. The usual result is a solid triangular profile with vertical upstream face and 0.75 to 0.80 batter on the downstream face from maximum water line, plus ample freeboard to keep the crest road well above wave tops.

But a 10 - 30 m high concrete dam usually lies on a river with relatively high flood discharge, is designed to spill over part of its length, may be exposed to relatively high excess water levels, and may not need a public road over its crest. It may not include a base gallery and does not always sit on such competent rock as a very high dam. Lastly, conditions in the foundation are frequently less well investigated.

Design criteria might therefore be changed, with a view in particular to designing the dam for extreme rather than normal conditions. For example, finding the best profile to withstand a large excess water level rise or a much lower friction angle than normally taken.

Theory and experience show that a gravity dam fails mainly from the following causes, alone or in conjunction (e.g. sliding during flood) :

- High uplift pressures. The risk is often greater at low dams where little money is usually spent on foundation treatment (grout curtain, drainage, inspection gallery). It may be aggravated by a high tailwater level.
- The risk of sliding within the foundation: the geology is not often so well investigated as for a high dam (a slight downstream dip may significantly increase this risk).
- Large rise in reservoir level above design level. Low dams are much more exposed to this risk than high dams, a 20 per cent rise being much more likely at a 15-20 m dam than at one 50-100 m high. The highest section of a very long gravity dam is least vulnerable to this risk.

On the other hand, the risk of toe scour from overspilling is low (except on very large catchments, floods are of short duration and protection to the downstream toe, if required, is not expensive). The same applies to the risk of rupture of the dam body, which a few precautions can eliminate. *No failure in the body of a concrete gravity dam has ever been reported.*

Thus designs can be greatly improved by modifying the profile when the dam spills and the foundation is poor.

- a more symmetrical profile is much safer against sliding than the standard profile and slightly safer against overturning due to excess reservoir level; it is easy to avoid or remedy any increase in internal stresses, for these low heights (see Appendix II).

Les calculs donnés en annexe montrent que ces profils présentent la même sécurité qu'un profil classique 15 à 20% plus épais ou permettent, à volume égal, une hauteur d'eau amont supérieure de près de 15%.

Par ailleurs, quel que soit le profil adopté, le niveau des plus hautes eaux envisageables influe considérablement sur le volume total de l'ouvrage. Une surcote de 1 m pour un barrage de 20 m de hauteur maximale augmente de 15% le volume de l'ouvrage. Pour un barrage non vanné, on peut agir de trois façons pour réduire le niveau des plus hautes eaux :

- allonger le déversoir principal,
- admettre, en réduisant la revanche, que le reste du barrage puisse déverser pour une crue de 100 ou 1 000 ans,
- équiper le déversoir principal d'un labyrinthe fixe ou d'éléments fusibles, ce qui réduit la différence entre le niveau de la retenue normale (qui détermine le volume utile du réservoir) et le niveau des plus hautes eaux exceptionnelles qui détermine le volume de l'ouvrage : ces solutions sont détaillées plus loin.

La prise en compte des différentes suggestions ci-dessus peut permettre, par rapport à un ouvrage classique, une économie de 20 à 30% à sécurité égale, ou une économie plus réduite et un gain de sécurité considérable.

Enfin, pour des ouvrages de moins d'une trentaine de mètres de hauteur, les spécifications imposées aussi bien sur les bétons que sur les coffrages sont souvent très coûteuses et pénalisent à tort ce type d'ouvrage. Les tolérances sur les coffrages peuvent être très larges même dans les zones déversantes ; une grande partie des spécifications du béton sont liées à la recherche d'une très bonne étanchéité, souvent davantage pour des raisons de prestige et d'esthétique que pour des raisons techniques. Comme il est difficile d'obtenir des parements aval dont l'aspect reste très satisfaisant dans le temps, il peut être préférable d'éviter les grandes surfaces unies en soulignant joints et reprises pour atténuer l'impact de défauts peu évitables. L'aspect des parements de béton compacté au rouleau où les reprises sont fortement soulignées est souvent plus satisfaisant que celui d'un ouvrage classique.

Pour les barrages dont la longueur n'excède pas dix fois la hauteur, on peut améliorer la sécurité en donnant en plan une courbure continue de 300 à 400 m de rayon ou, pour simplifier les implantations, un tracé en trois alignements proche de ce tracé courbe.

4.3.2. Barrages-poids en maçonnerie

Ils représentent une part importante des barrages-poids de moins de 30 m en construction et leur emploi pourrait s'accroître dans beaucoup de pays à faible coût de main-d'œuvre.

Ces barrages bénéficient souvent d'une étanchéité en béton ou béton armé située en parement amont (ou à 1 ou 2 m de celui-ci pour éviter un coffrage).

Le parement amont vertical est parfois, pour des raisons de construction ou de stabilité, remplacé par un parement incliné à 10 ou 25% (province de Hunan en Chine).

The appended calculations show that these profiles display the same safety as a standard profile 15-20 % thicker or, with the same volume of concrete, can withstand a 15 % higher upstream water level.

Whatever profile is adopted, the highest predicted reservoir level has a considerable impact on total dam volume. An extra 1 m at a dam of 20 m maximum height increases dam volume by 15 %. With an ungated dam, there are three ways of reducing maximum water level:

- Lengthen spillway sill
- Lower freeboard and accept the possibility of the whole dam spilling during the 100- or 1 000-year flood
- Fit the spillway with a permanent labyrinth sill or fusegates; this reduces the difference between normal reservoir level (i.e. Full Supply Level determining live storage capacity) and maximum water level, which determines dam volume. These possibilities are detailed below.

All the above suggestions can cut cost by 20 - 30 % compared with a standard design for the same level of safety, or improve safety while still reducing cost to some extent.

Lastly, concrete and formwork specifications for dams less than about thirty metres high frequently involve much expense and wrongly penalise this type of dam. Formwork tolerances can be very lax even for overspill sections; many of the concrete specifications aim at obtaining a high degree of watertightness, often more for prestige and appearance than for any sound engineering reason. Since it is difficult to retain the good appearance of downstream faces over the years, it may be preferable to avoid large plain areas by featuring horizontal and vertical joints to mask the impact of inevitable flaws. The appearance of exposed faces of roller compacted concrete with its strongly-marked construction joints is often more pleasing than that of a conventional dam.

The safety of dams whose length is not more than ten times the height can frequently be improved by having them describe a continuous curve of 300 - 400 m radius or, to simplify the setting-out, building them in three straight sections approximating this curve.

4.3.2. Masonry Gravity Dams

Masonry gravity dams account for a large proportion of < 30 m gravity dams now under construction and may expand further in countries with low labour costs.

They frequently have a plain or reinforced concrete watertight facing (which may be buried 1-2m behind the face to dispense with formwork).

Instead of a vertical upstream face, it is sometimes battered 10 - 25 % (Hunan Province, China) for ease of construction or stability.

Il serait probablement intéressant, tout en conservant les avantages d'une étanchéité amont, d'optimiser le profil de ces barrages comme suggéré ci-dessus pour les barrages en béton ; il en résulterait une sécurité très supérieure en cas de fondation médiocre ou de surcote importante, ou une réduction de volume de plus de 10% à sécurité égale. Ces profils peuvent augmenter certaines contraintes internes. Quelques ruptures d'ouvrages en maçonnerie se sont produites dans le corps de l'ouvrage ; il s'agissait d'ouvrages très sous-dimensionnés ou préfissurés par injection (Chikkahole) ou bombardement (Mohne). On peut limiter ces contraintes de traction grâce à l'étanchéité amont, au drainage de la maçonnerie et éventuellement à quelques armatures dans le béton d'étanchéité.

Les dispositions suggérées pour les déversoirs des barrages en béton s'appliquent naturellement aux ouvrages en maçonnerie.

4.3.3. Barrages-poids en béton compacté au rouleau ou en remblai dur

L'innovation du béton compacté au rouleau consiste, au départ, à réaliser du béton par les techniques de terrassement en le compactant au rouleau par couches de l'ordre de 30 cm. Cette modification, d'apparence relativement mineure, a des conséquences majeures dont on est loin d'avoir exploité toutes les possibilités.

La possibilité de réduire le dosage en ciment, l'adjonction éventuelle de cendres volantes permettent d'espacer ou supprimer les joints ; les moyens d'exécution permettent de réduire considérablement les délais de construction.

Mais plusieurs orientations s'affrontent :

- Conserver et parfois améliorer toutes les qualités du béton, l'économie résultant surtout d'un gain de délai et de main-d'œuvre ; cette orientation présente peu d'intérêt pour les barrages de moins de 30 m, surtout dans les pays en développement.
- Réduire les qualités demandées au béton classique, notamment en matière d'étanchéité, *pour obtenir le prix minimal au mètre cube*, quitte à augmenter les quantités et à *assurer l'étanchéité en dehors de la masse de l'ouvrage*. La conception de l'ouvrage, comme pour un barrage en remblai, dépend alors essentiellement des conditions locales, c'est-à-dire des matériaux disponibles et de la nature des fondations. Les prix unitaires réduits permettent des profils très différents des profils-poids classiques pouvant beaucoup mieux s'adapter à des fondations médiocres.

Pour les ouvrages de moins de 30 m de hauteur, une sujétion particulière résulte de la surface minimale permettant l'évolution des engins d'exécution, ce qui conduit à n'utiliser le béton compacté au rouleau que pour des ouvrages d'une taille minimale rarement inférieure à 15 ou 20 m, à favoriser les profils en travers un peu plus larges, à associer éventuellement remblai et BCR.

Un profil symétrique ayant sensiblement la forme d'un triangle équilatéral, constitué d'un matériau le plus économique possible, avec une étanchéité en parement amont, présente de très grands avantages : ses contraintes sur le sol sont faibles et sont voisines en charge et à vide : ceci permet de se fonder sur un rocher médiocre ou sur un rocher sain avec peu ou pas de nettoyage du rocher et l'économie résultant des fouilles peu profondes peut être très importante. Ce profil est très peu sensible aux

It would probably be attractive to keep the benefits of an upstream facing but optimise the dam profile, as suggested above for concrete dams ; this would offer much greater safety in respect of a poor foundation or excessive upstream water level, or save more than 10 per cent on quantities for the same safety level. These profiles might increase some internal stresses. A few masonry dam failures have been due to rupture of the dam wall, but these were seriously under-designed or had pre-existing cracks caused by grouting (Chikkahole) or bombing (Mohne). Tensile stresses can be controlled by means of the watertight upstream facing, drainage in the masonry and possibly the addition of a little reinforcement in the facing concrete.

The arrangements suggested in connection with the spillways and layout at concrete dams naturally apply also to masonry dams.

4.3.3. Roller Compacted Concrete and Hardfill Gravity Dams

The originality of roller compacted concrete was initially to place concrete with earthmoving plant and roll it in layers 30 cm thick approx. This apparently quite minor change has major consequences whose potential is far from having been fully realised.

The possibility of using a leaner cement mix and adding fly ash if desired means that contraction joints can be fewer or entirely dispensed with, and the earthmoving plant substantially shortens construction time.

There are competing approaches to using this material:

- Retain and sometimes improve all concrete properties, with savings mainly on construction time and labour requirements ; this approach is not particularly attractive for < 30 m dams, especially in the developing countries.
- Relax standard concrete specifications, especially on watertightness, *to obtain the lowest unit cost*, even if this means using more concrete and *providing watertightness in some other way*. The design is then governed chiefly by local conditions, as for an embankment dam, i.e. available materials and foundation conditions. The lower unit cost permits profiles that are very different from standard gravity shapes and much more capable of accommodating poor foundations.

There is one particular constraint at < 30 m dams in that there must be enough room for the constructional plant to operate, therefore roller compacted concrete is only used for dams of some minimum size (rarely less than 15 m or 20 m in height), slightly widened profiles are preferred, and fill is sometimes combined with the RCC.

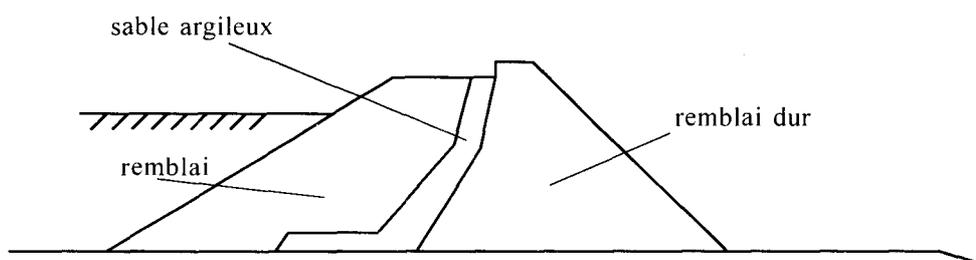
A symmetrical profile, roughly in the shape of an equilateral triangle, made of the cheapest possible material with a watertight upstream facing, therefore offers very many attractions. The low level of stress applied to the foundation remains much the same whether the reservoir is empty or full, so that a poor rock makes an acceptable foundation, a good rock needs little cleaning, and there can be substantial savings on the depth of stripping or excavation. The triangular profile is not sensitive to

sous-pressions ce qui permet de réduire le coût du traitement de fondation. Cette solution résiste remarquablement aux séismes et aux déversements importants, d'autant qu'un affouillement du pied aval influe peu sur la stabilité.

Il existe une très grande flexibilité sur la composition du matériau, sur les talus choisis en amont et en aval et sur la nature de l'étanchéité amont, grâce à la forte réduction des contraintes, et si un masque d'étanchéité est placé sur le parement amont, on peut se contenter d'un matériau très économique, appelé remblai dur, à faible dosage en ciment et sans traitement de reprises.

Parmi les adaptations possibles, on peut faire varier la pente du talus avec la cote et éventuellement constituer la partie haute par quelques mètres de béton classique ou, dans les zones de déversement, par un seuil labyrinthe fixe, des éléments fusibles ou des vannes.

La réalisation de l'ouvrage par des moyens de terrassement peut faciliter l'association du remblai et du béton compacté, soit le long du tracé, soit dans le profil comme cela apparaît sur la section jointe où le remblai amont peut à la fois assurer l'étanchéité à faible coût, faciliter l'accès au chantier, permettre de réduire le volume de béton.



4.3.4. Domaines d'application des différents matériaux pour les barrages-poids

Dans les pays où le coût de main-d'œuvre est faible probablement encore pour quelques décennies, la maçonnerie a encore un grand avenir pour les barrages-poids lorsque les débits de crue à contrôler sont importants. Le béton classique n'a souvent, dans ces pays, d'intérêt que pour des ouvrages annexes, prises d'eau, déversoirs vannés, etc. ou s'il n'y a pas d'expérience de la maçonnerie. Il peut devenir également plus intéressant que la maçonnerie lorsque le coût relatif de la main-d'œuvre qualifiée augmente.

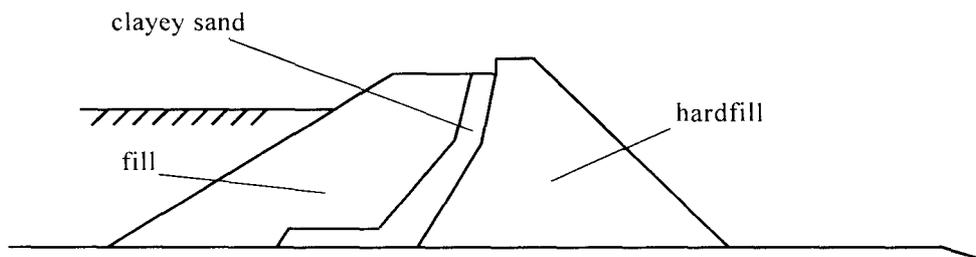
Les barrages en remblai sont favorisés, soit par un très faible coût de main-d'œuvre (moins de 0,2 US\$/heure) qui permet le terrassement manuel, soit par un coût très élevé de main-d'œuvre qui avantage les barrages en remblai par chantiers mécanisés ou en béton compacté au rouleau par rapport aux ouvrages en béton classique. Par contre, des coûts de main-d'œuvre de l'ordre de 0,5 à 5 US\$/heure favorisent les ouvrages en maçonnerie ou en béton. Les barrages en maçonnerie qui demandent plus de main-d'œuvre et moins de ciment et de matériel sont favorisés par rapport au béton pour des coûts de main-d'œuvre inférieurs à 1 ou 2 US\$/heure.

uplift pressure, meaning more savings on foundation treatment. It is extremely resistant to earthquake and overtopping, and toe scour does not affect stability.

There is considerable freedom of choice of materials, upstream and downstream face slopes, and the type of watertight facing, because of the much lower stress levels; then, if a watertight facing is added to the upstream slope, a fill material with a low cement content - hardfill - is adequate, and requires no special treatment of lift joints.

Possible variants include different face slopes at different heights up the dam, building the top few metres to the crest with conventional concrete, and providing overspill sections with a permanent labyrinth sill, fusegates or standard gates.

Using earthmoving plant for construction provides opportunities for combining fill material with RCC, either for different sections of the dam or within the profile, as illustrated in the cross section represented below where the fill on the upstream side confers low-cost watertightness, provides convenient access to the working area, and reduces the concrete volume.



4.3.4. Areas of Application of Different Materials for Gravity Dams

In countries with low labour costs, masonry still has a bright future probably for a few decades to come, to build gravity dams controlling large floods. In such countries, conventional concrete may have few attractions except for intake structures, gated spillways, etc., or where experience in masonry techniques is lacking. Concrete may also be more attractive than masonry as the cost of skilled labour rises in comparison with other items.

Embankment dams have an advantage where labour costs are so very low (of the order of \$US 0.2 per hour) that fill can be placed by hand, or on the contrary very high, making mechanised fill construction or RCC more attractive than conventional formed concrete. Labour costs of the order of \$US 0.5-5 per hour benefit masonry and concrete dams. Masonry dams requiring more labour and less cement and plant have the edge over concrete where labour costs are below \$US 1 or 2.

Dans les pays industrialisés, en dehors des ouvrages annexes, les barrages en béton classique seront souvent plus coûteux que les barrages en terre lorsque les débits de crue sont modérés. Dès que les barrages deviennent importants, le BCR semble avoir un grand avenir pour les forts débits de crue ou lorsque la fondation est médiocre ou lorsque le volume de l'ouvrage dépasse 10 000 m³ ; mais le développement de tels ouvrages est lié à l'imagination dans l'étude de projets bien adaptés au site et aux matériaux disponibles.

4.4. BARRAGES-VOÛTES

Dans la plupart des pays, peu de barrages-voûtes de moins de 30 m de hauteur ont été construits depuis 20 ans; aussi a-t-on parfois l'impression que les voûtes ont peu d'avenir pour les hauteurs modérées. Il y a de bonnes raisons pour penser qu'il n'en est rien.

Depuis une quarantaine d'années, la Chine a construit 500 grands barrages-voûtes en maçonnerie de moins de 30 m et continue à en construire davantage que de barrages-poids. C'est la preuve que dans un pays où il existe une main-d'œuvre qualifiée et peu coûteuse, cette solution peut être tout à fait compétitive.

Cependant, la construction d'un barrage-voûte impose trois conditions :

- une roche de bonne qualité et une forme de vallée favorable,
- une bonne expérience du projeteur et de l'entrepreneur, en particulier pour les voûtes en maçonnerie. L'importance de l'expérience peut expliquer qu'à conditions physiques et économiques voisines certains pays font beaucoup de voûtes et d'autres n'en font jamais,
- des conditions économiques favorables, c'est-à-dire des coûts de main-d'œuvre entre 0,5 et 5 US\$/heure.

Par ailleurs, les ouvrages en maçonnerie ou béton présentent un grand avantage dans les pays à forte crue ; il y a donc un grand avenir pour les barrages-poids et voûtes en maçonnerie ou béton dans les pays en développement. Pour les hauteurs inférieures à une quinzaine de mètres, les barrages-voûtes sont rarement compétitifs par rapport aux barrages-poids. Pour les hauteurs comprises entre 20 et 30 m, le barrage-voûte peut être une bonne option économique ; mais il est essentiel de veiller à la qualité du projet et de l'exécution car la rupture brutale d'un barrage-voûte comme celle d'un barrage-poids peut être très dangereuse pour la population en aval.

Pour ces hauteurs, l'intérêt économique d'une forme complexe est faible et des ouvrages cylindriques seront souvent plus intéressants avec la possibilité de constituer la voûte par deux ou trois anneaux cylindriques d'épaisseurs différentes ; les barrages-voûtes ne sont économiques par rapport aux barrages-poids que si leur longueur ne dépasse pas quatre à cinq fois leur hauteur maximale. Les barrages-voûtes de moins de 30 m sont donc généralement des ouvrages de 1 000 à 5 000 m³ ; les cadences de réalisation de l'ordre de 50 m³/jour nécessitent de faibles moyens mécaniques et permettent d'utiliser des matériaux de provenance éloignée du site.

In the industrialised countries, leaving aside spillways and similar control structures, conventional concrete dams will often be more expensive than earthfill dams for moderate design floods. For higher dams however, RCC appears to have a great future for large floods when dam volume exceeds 10 000 m³, but the development of such dams is governed by imagination in producing innovative site-specific designs making the best use of available materials.

4.4 ARCH DAMS

Most countries have built few <30m arch dams in the last 20 years, and there is an impression that arch dams have little future at moderate heights. But there are good reasons for believing otherwise.

In the last forty years, China has built more than 500 large masonry arch dams less than 30m high and is still building more arch than gravity dams. This is proof that in a country with cheap skilled labour, this may be a thoroughly competitive alternative.

However, there are three requirements for building an arch dam:

- Good quality rock and suitable valley shape.
- Experienced designer and contractor, especially with masonry arches. The importance of this point may explain why different countries with similar physical and economic conditions may build many or no arch dams.
- Favourable economic conditions, i.e. labour costs between \$US 0.5 and \$US 5 per hour.

More generally, masonry and concrete dams offer considerable advantages in countries with large river floods ; there is therefore a bright future for masonry and concrete gravity and arch dams in the developing countries. Up to about fifteen metres, arch dams are rarely competitive with gravity dams. In the range 20-30m, the arch dam may be a good economic alternative; but proper design and construction is important because sudden failure of an arch dam, like that of a gravity dam, may be very dangerous for the public downstream.

At these heights, there is little cost advantage in complex shapes and cylindrical arches will frequently be best, with the possibility of forming an arch by stacking two or three cylindrical segments of different thicknesses ; arch dams are only cheaper than gravity dams if their length is not more than four or five times their maximum height. Arch dams less than 30 m high are therefore generally 1 000 - 5 000 m³ structures ; construction rates of around 50 m³ per day need little mechanical plant and materials from remote sources can be used.

4.4.1. Voûtes en béton

Cette solution peut présenter de l'intérêt dans quelques cas dans les pays industrialisés, mais surtout dans les pays à moyen ou faible coût de main-d'œuvre et qui n'ont pas d'expérience de la maçonnerie. La qualité du béton peut être inférieure à celle de très grands ouvrages. Il est donc prudent de ne pas chercher à trop amincir l'ouvrage, en se limitant à des contraintes de compression modérées. Les voûtes extrêmement minces, parfois réalisées dans les pays industrialisés il y a quelques décennies, ne sont vraisemblablement pas les solutions d'avenir.

4.4.2. Voûtes en maçonnerie

C'est l'expérience chinoise qui est de loin la plus importante. Beaucoup de voûtes comportent une étanchéité amont mince en béton coulé ou projeté. De nombreux détails, comme d'ailleurs pour les barrages-poids en maçonnerie, figurent dans l'ouvrage «Dam Construction by the Chinese People» diffusé par la CIGB.

4.5. BARRAGES EN TERRE

En grande majorité, les barrages futurs de 10 à 30 m seront des barrages en terre, en particulier pour les petits bassins versants ou en l'absence de fondation rocheuse. Mais l'évolution des conditions économiques conduira probablement d'ici quelques années à la mécanisation au moins partielle des chantiers dans tous les pays, sauf pour de très petits ouvrages.

Le coût du déversoir, souvent important, sera analysé dans le chapitre suivant.

Le coût de la maîtrise de la rivière pendant les travaux est souvent faible, les travaux en rivière pouvant être réalisés entre deux saisons de crue avec une dérivation de très faible débit. La submersion lors de la construction est peu probable et souvent de faible conséquence. Pour les ouvrages dont la rupture en construction pourrait créer des risques graves en aval, on peut adopter l'un des deux dispositifs suivants en cas de retard des travaux avant la saison des crues :

- on peut arrêter le barrage au niveau de la rivière pour assurer sans dommage le passage de la crue,
- si on craint une submersion, on peut la localiser dans une zone où le barrage fait moins de 10 m de hauteur pour réduire le débit après rupture.

Le coût du barrage lui-même comporte cinq éléments :

- 1/ corps du barrage,
- 2/ drainage et filtres,
- 3/ protection du talus amont,
- 4/ protection du talus aval,
- 5/ excavation et traitement de la fondation.

4.4.1. Concrete Arch Dams

A < 30 m concrete arch dam may be attractive in a few cases in the industrialised world but more so in countries having moderate to low labour costs and no experience in masonry. Concrete quality may be lower than for large structures. It is therefore wise to avoid seeking an excessively thin design and to opt for moderate compressive stresses. The very thin arches that were sometimes built in the industrialised countries a few decades ago are probably not the best options for the future.

4.4.2. Masonry Arch Dams

China has by far the most experience in masonry arch dams. Many have a thin cast or sprayed concrete watertight facing. Many details on arch and masonry gravity dams can be found in "Dam Construction by the Chinese People" available from ICOLD.

4.5. EARTH DAMS

The great majority of tomorrow's dams between 10m and 30m high will be earth embankments, especially those on small catchments or where a good rock foundation is not available. But economic changes will probably lead to at least partial mechanisation of the construction work in the near future in all countries, except for very small dams.

The often high cost of the spillway is examined in the next section.

The cost of river control during construction is often slight since work in the streambed can be done between flood seasons by diverting only a small flow. Overtopping during construction is unlikely and often unimportant. If failure during construction may cause any serious danger, one or other of the following arrangements can be adopted if work falls behind schedule before the onset of the flood season :

- Stop fill at river level to discharge the flood without damage.
- If overtopping is feared, it can be localised where the dam is less than 10 m high, to reduce the failure outflow rate.

There are five items in the cost of the dam proper :

- 1/ Body of dam
- 2/ Drains and filters
- 3/ Upstream face protection
- 4/ Downstream face protection
- 5/ Foundation excavation and treatment.

4.5.1. Corps du barrage

Il représente souvent de l'ordre de la moitié du prix total du barrage. Sa constitution dépend essentiellement des matériaux disponibles localement. On peut classer les barrages un peu arbitrairement en deux catégories :

- barrages homogènes, surtout utilisés pour les hauteurs inférieures à 20 m, le remblai étanche constituant l'essentiel du barrage,
- barrages zonés, la partie étanche représentant 5 à 50% du volume total.

On ne développera pas ici les problèmes de stabilité, de choix et de contrôle des matériaux traités dans beaucoup de publications, et on se limitera à quelques commentaires pratiques concernant coût et sécurité.

- Un adoucissement des talus ou un élargissement du remblai coûtent relativement peu et peuvent améliorer beaucoup la sécurité.

- Un tracé droit est le plus économique en études, mais pas nécessairement en coût global ; un tracé courbe peut s'insérer mieux dans le paysage.

- Des raccordements progressifs sur les rives augmentent peu le volume des remblais, facilitant les accès, réduisant le risque des vagues, améliorant l'aspect.

- L'économie et le contrôle des travaux dépendent beaucoup d'une exécution rapide et facile des remblais mécanisés. Le projet (sections, ouvrages annexes) doit permettre un programme régulier et un accès commode, même si cela augmente le volume des remblais.

- Dans les recommandations sur le dimensionnement, en particulier sur la revanche, on attache souvent peu d'importance à la cohésion du matériau : or, un matériau à forte cohésion résiste beaucoup mieux à la submersion et même à l'érosion interne. De plus, en cas de rupture, celle-ci est plus progressive et le débit maximal atteint est plus faible.

- La disposition fréquente consistant à arrêter le noyau étanche au niveau de la retenue normale n'est pas à encourager.

- Un contrôle minimal de la qualité des remblais et un compactage correct sont essentiels et relativement peu coûteux. Ils favorisent généralement la bonne circulation des engins de terrassement. L'absence de compactage au contact de points singuliers a causé de nombreuses ruptures.

- L'arrêt des travaux doit être imposé en cas de fortes pluies ou de gel ; dans ce cas, la couche de surface doit être retraitée ou enlevée.

4.5.2. Drainage et filtres

Ces dispositifs étaient souvent négligés il y a quelques décennies; leur développement et la meilleure qualité des filtres ont réduit les accidents par érosion interne ; cependant, le coût peut en être élevé si l'on ne dispose pas de matériaux naturels adaptés ou si l'on applique strictement les spécifications établies pour des ouvrages de grande hauteur. L'utilisation de géotextiles avec les précautions nécessaires

4.5.1. Dam Body

Often represents around half the total dam cost. Components depend chiefly on materials available locally. Dams can be classified somewhat arbitrarily into:

- Homogeneous dams, often used for heights up to 20 m, where watertight fill forms most of the dam.

- Zoned dams, the watertight section representing 5 - 50% of the total fill.

Questions of stability, materials selection and quality control are discussed in many publications and will not be dealt with here; we shall make only a few practical remarks on cost and safety.

- The extra cost of flatter face slopes or a wider profile is relatively slight and may greatly enhance safety.

- A straight dam is cheaper to design but not necessarily in total cost; a curved alignment may fit more neatly into the landscape.

- Flaring the dam into the abutments requires little extra fill, improves access, reduces the wave hazard and improves appearance.

- Construction economics and works control are largely dependent on speedy, convenient mechanised fill placement. The design (cross sections, appurtenant works) must provide for convenient access, even at the cost of increased fill volume.

- Design guidelines, especially on freeboard allowance, frequently attach little importance to materials cohesion; yet a very cohesive material is much better able to withstand overtopping and even internal erosion. In addition, failure is more gradual and the peak outflow is less.

- The frequent decision to top out the watertight core at normal reservoir level should not be encouraged.

- Some degree of fill quality control and proper compaction is vital and relatively cheap. It also usually helps facilitate plant movements. Inadequate compaction at singularities has been the cause of many failures.

- Work must stop during heavy rain or freezing weather, and the top layer must subsequently be properly prepared or removed.

4.5.2. Drains and Filters

Drainage was often a neglected item a few decades ago but it has since reduced accidents from internal erosion due to the improved design of filters ; however, it may add considerably to cost if there are no suitable materials available or if specifications originally drafted for high dams are followed strictly. Geotextiles, with the necessary precautions, should become increasingly popular for many dams provided

devrait se développer de façon considérable pour un grand nombre de ces ouvrages, à condition que les projets soient bien adaptés à des conditions réalistes de mise en place.

Pour beaucoup de remblais homogènes, deux solutions semblent économiquement intéressantes :

- drains en sable naturel, verticaux ou inclinés suivant les conditions d'exécution,
- drains horizontaux ou inclinés, en géotextiles.

Il est essentiel de s'assurer que les drains débouchent bien à l'aval.

4.5.3. Protection du talus amont

La protection amont n'est généralement destinée qu'aux vagues.

De nombreuses recommandations correspondantes figurent dans le Bulletin N° 91 de la CIGB «Barrages en remblai. Protection du talus amont», mais s'appliquent surtout aux grandes retenues.

On soulignera d'abord trois observations préliminaires.

- si l'entretien des protections est parfois coûteux, il n'y a pas d'exemple de rupture de barrage par l'effet des vagues,
- la plupart des barrages de moins de 30 m sont à seuil libre et le parement amont du remblai sur les 2 ou 3 m supérieurs n'est dans l'eau que quelques heures par siècle.
- la hauteur des vagues significatives ou maximales varie sensiblement comme la vitesse du vent et la racine carrée du fetch dans la direction du vent.

Pour beaucoup de barrages stockant moins de 10 hm³, le fetch est inférieur à 1 kilomètre et souvent à 500 m, les vents forts ne sont pas toujours dans l'axe de la vallée et les vagues significatives sont souvent inférieures à 0,50 m.

Lorsque les vagues significatives sont de l'ordre de 0,50 m et plus, on ne peut éviter un revêtement (sauf éventuellement dans les parties du barrage qui ne sont presque jamais exposées à l'effet des vagues). Les revêtements les plus courants et d'une bonne efficacité comprennent notamment :

- le riprap mis en place mécaniquement ou manuellement en fonction des conditions économiques,
- des blocs de béton préfabriqués de faible épaisseur, constituant un revêtement souple et s'opposant au passage des matériaux du remblai (de très nombreux dispositifs existent),
- le béton compacté ou le sol-ciment.

Tous ces systèmes peuvent être bien adaptés aux différentes hauteurs de vagues, mais ont tous pour inconvénient d'être coûteux ; leur prix au m², rapporté à la superficie verticale du barrage, est de l'ordre du prix de 10 à 20 m³ de remblai de corps du remblai. Il est donc tentant, lorsque la hauteur des vagues maximales est inférieure à 0,50 m, d'éviter le revêtement en élargissant le remblai de quelques mètres ou en

the designs are based on realistic placement conditions.

Two arrangements appear attractive, in cost terms, for many homogeneous embankments :

- Natural sand chimney or wall drains, vertical or inclined to suit construction requirements.

- Inclined geotextile drains.

Drains must always be provided with efficient outlets at the downstream end.

4.5.3. Upstream Face Protection

The upstream face protection is usually against wave action alone.

Guidelines can be found in ICOLD Bulletin 91 “Embankment Dams. Upstream Slope Protection” but apply mainly to large reservoirs.

Three preliminary points must first be stressed.

- If maintenance of the protection is sometimes expensive, there have been no cases of dam failure caused by waves.

- Most <30m dams have ungated spillways and the top 2 - 3m of the upstream dam face is only under water for a few hours per century.

- The height of significant or major waves varies with wind speed and the square root of the windward fetch.

At dams of less than 10 hm³ storage capacity, the fetch is usually less than 1km and often less than 500 m, strong winds do not always blow straight along the valley and significant waves are often less than 0.50 m high.

When significant waves are around 0.50 m and more, there is no alternative to a facing (except perhaps at parts of the embankment which are almost never in contact with waves). The most common and efficient facings include :

- Riprap, hand-placed or dumped as dictated by cost.

- Thin prefabricated concrete blocks forming a flexible facing trapping the fill material behind it. There are very many different designs.

- RCC or soil-cement facing.

These systems can be adapted to suit different wave heights but all have the drawback of high cost. Their price per square metre versus vertical dam area is of the same order of magnitude as 10-20 m³ dam fill. When maximum wave height is less than 0.50 m therefore, it is tempting to dispense with a facing by thickening the dam a few metres and/or flattening the slopes (to 5 to 1 for example) slightly above and

adoucissant le talus (à 5 pour 1 par exemple) dans la zone de la retenue normale, quitte à placer un revêtement après quelques années s'il s'avérait nécessaire. On peut également supprimer le revêtement dans la partie supérieure qui n'est exposée que quelques heures par siècle, ou le constituer à cet endroit par un revêtement végétal. L'emploi de géotextiles ancrés dans les zones exposées est également envisageable. Mais il sera difficile de se passer de revêtement si le talus amoût est constitué de matériaux fins peu cohérents.

Soulignons enfin que les points singuliers (raccords sur les berges ou sur des ouvrages) sont beaucoup plus exposés à l'effet des vagues que les parties courantes.

4.5.4. Protection du talus aval

Cette protection peut, en dehors d'un caractère ornemental (et parfois d'une protection contre les terriers d'animaux), avoir deux buts :

- éviter le ravinement par de fortes pluies,
- permettre un certain déversement sur le remblai.

C'est ce dernier objectif qui est abordé ci-dessous. D'une manière un peu arbitraire, on peut distinguer deux types de revêtement :

a/ Les revêtements pour des déversements de quelques heures, d'un débit spécifique ne dépassant pas $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. En fait, un remblai argileux bien compacté, un talus avec couverture végétale éventuellement renforcée d'un géotextile, un revêtement en petits éléments de béton préfabriqués permettent de résister à ce type de déversement; ils ne permettent pas de faire beaucoup mieux car des débits supérieurs conduisent à des vitesses fortes en partie basse et un défaut local est alors suffisant pour causer la rupture. Ces revêtements peu coûteux sont donc surtout intéressants sur les petits bassins versants en complément d'un déversoir classique. Ils sont d'autant plus efficaces que le profil en travers de la crête et du talus aval ne comporte pas de changements brusques de niveau ou de pente. De nombreuses études et réalisations ont eu lieu en Grande-Bretagne.

b/ Les revêtements permettant des débits spécifiques de longue durée, de plus de $10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Ils comprennent :

- des revêtements classiques en béton armé, les déversoirs placés sur remblai étant de plus en plus admis pour des hauteurs modérées, mais on cherche souvent à limiter la largeur à une quinzaine de mètres pour éviter les joints.
- le béton compacté au rouleau sur 2 ou 3 m d'épaisseur horizontale,
- des revêtements minces (15 à 20 cm) en béton très armé, sans joints, *ce qui pourrait être une solution d'avenir* : l'exemple des autoroutes en béton armé est très instructif,
- les revêtement bitumineux,
- la maçonnerie à joints au mastic bitumineux ou mortier de ciment (pour les vitesses inférieures à 10-15 m/s, c'est-à-dire pour des hauteurs d'une dizaine de mètres),

below Full Supply Level, even if this means facing the dam a few years later if necessary. The facing can also be dispensed with near the crest which is only affected for a few hours per century, or this area can be grassed. Anchored geotextiles in the exposed areas is also a possibility. But there is little chance of dispensing with a facing if the upstream face is fine cohesionless material.

Lastly, it should be stressed that singularities (at abutments or concrete structures) are much more vulnerable to wave action than other parts.

4.5.4. Downstream Face Protection

Aside from questions of appearance (and sometimes protection from animals), protection to the downstream face can serve two main purposes :

- prevent ravelling from heavy rain,
- enable the dam to overspill to some extent without damage.

It is the second of these which is dealt with below. Facings can be divided somewhat arbitrarily into two classes:

a/ Facings permitting a few hours' overspilling at specific discharges of not more than 1 m³/s/m. In fact, a properly compacted clay fill, a grassed face (possibly with geotextile reinforcement) and a facing of small prefabricated concrete slabs can successfully withstand such overspilling; but not much more, because larger flows cause high water velocities at the toe and there might always be some localised flaw capable of leading to failure. These inexpensive facings are therefore attractive chiefly on small catchments to supplement a conventional spillway. Efficiency is improved if there are no sudden changes in line or level on the crest or downstream slope. A number of relevant studies and dam linings have been realized in UK.

b/ Facings permitting sustained overspilling at specific discharges of more than 10 m³/s/m. They are :

- Standard reinforced concrete facings, concrete spillways sited on the dam being increasingly considered acceptable for moderate heights, but there is a tendency to keep spillway width to less than around fifteen metres to avoid joints.
- Roller compacted concrete over a horizontal width of 2 m or 3 m.
- Thin (15-20cm), densely-reinforced, jointless concrete, *which may have a bright future.* Reinforced concrete motorway pavements are very instructive in this respect.
- Bituminous facings.
- Masonry jointed with bitumen or cement mortar (for velocities up to 10-15 m/s, i.e. for heights of around ten metres).

- pour les barrages en enrochement, l'utilisation d'enrochement armé (voir Bulletin 89 de la CIGB "Enrochement armé et remblai armé pour barrages").

Le coût relativement élevé de ces différentes solutions les rend généralement peu économiques pour des débits spécifiques de quelques $m^3/s/m$; pour des débits spécifiques plus élevés et donc pour des débits totaux de plusieurs centaines de m^3/s , on leur préfère souvent un déversoir rigide. L'emploi des déversoirs importants sur remblai correspond donc actuellement le plus souvent à l'impossibilité d'un déversoir classique ou à un déversement exceptionnel en complément d'un déversoir classique, mais cette situation peut évoluer avec les progrès dans la qualité des remblais.

Par ailleurs, les déversoirs sur remblais sont peu adaptés à l'emploi de vannes classiques, mais peuvent inclure des flashboards, hausses fusibles ou vannes gonflables, réduisant ainsi la perte de stockage des seuils libres.

Il y a probablement de l'avenir pour les déversoirs placés sur les barrages en enrochement à masque, mais surtout pour les barrages hauts.

4.5.5. Excavation et traitement de la fondation

Leur importance est extrêmement variable suivant la nature du terrain et la taille du barrage, mais leur coût représente souvent un plus faible pourcentage du coût total que pour un barrage de grande hauteur car on recherche moins une fondation rocheuse. Il est d'ailleurs à noter que les ruptures dues aux fondations de barrages en remblai de moins de 30 m sont relativement rares. Trois précautions doivent être observées dans tous les cas :

- s'assurer que la zone la plus étanche dans la fondation se trouve bien sous l'étanchéité de la digue,
- limiter les débits de fuite et en observer soigneusement l'évolution,
- placer dans le tiers aval de la fondation des dispositifs de filtres et drains permettant d'éviter les renards.

Pour beaucoup de barrages de moins de 30 m, les dépenses relativement faibles que l'on peut consacrer à la reconnaissance et au traitement des fondations ne permettent pas d'exclure totalement le risque de renard. Une observation régulière, en particulier à la mise en eau et en début d'exploitation, est donc indispensable, peu coûteuse et efficace si elle est correctement organisée. La mesure précise des débits de fuite et de la turbidité de l'eau correspondante en est un élément fondamental.

Ouvrages de prise d'eau et de vidange

Pour beaucoup de petits barrages, ce poste représente une part importante du coût (5 à 10%), et le choix des dispositifs et leur dimensionnement peuvent varier beaucoup suivant le projeteur. On peut souvent faire des économies sans nuire à la sécurité.

Une vidange spéciale n'est pas toujours nécessaire. En effet, beaucoup de barrages sont vidés presque tous les ans en exploitation normale. L'intérêt de pouvoir baisser la retenue rapidement ne justifie pas toujours le coût d'une vidange profonde

- Reinforced rockfill on rockfill dams (ICOLD Bulletin 89 “Reinforced Rockfill and Reinforced Fill for Dams”).

The relatively high cost of all these systems usually makes them unsuitable for specific discharges of a few $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$; and for high discharges totalling a few hundred m^3/s , a rigid spillway is frequently preferred. Today, a large spillway on the dam therefore usually means that there is no suitable site for a conventional spillway or that it is a back-up to a conventional spillway, but the situation may change with improvements in fill quality.

Spillways on dam fill are unsuitable for gates but may have flashboards, fusegates or inflatable weirs to reduce storage capacity loss inherent in uncontrolled spillways.

There is probably a good future for spillways on faced rockfill dams, but faced rockfill dams are usually more appropriate to heights above 30 m.

4.5.5. Foundation Excavation and Treatment

The extent of foundation work is extremely variable with different types of ground and dam heights, but the cost is frequently a smaller percentage of total cost than for a high dam because there is less need to find rock foundation. It can be remarked that failures of <30m embankment dams attributable to the foundation are relatively rare. Three precautions must be taken in all cases :

- Ensure that the most impervious zone in the foundation lies beneath the water-tight part of the embankment.
- Control and keep careful record of leakage.
- Provide filters and drains in the downstream third of the dam profile to prevent piping.

The relatively small amounts of funds that can be allocated to foundation investigation and treatment at many <30m dams makes it impossible to exclude all possibility of piping. Regular inspection, especially during and just after first filling, is therefore a vital but inexpensive and effective precaution if properly organised. Precise measurement of leakage (nature and volume) is very important.

Intake and Bottom Outlets

At many small dams, this item represents a large proportion (5 - 10 %) of cost and designs differ greatly from one designer to another. It is often possible to make savings without sacrificing safety.

A special bottom outlet is not always necessary, as many dams are emptied nearly every year under normal conditions of operation. The benefits from being able to draw down the reservoir quickly do not always justify the cost of a low-level outlet

et il suffit souvent d'intégrer à la base du seuil déversant un tuyau peu coûteux permettant la vidange rapide de la tranche supérieure en cas de nécessité.

Les pays industrialisés adoptent souvent une conduite en charge, en acier ou béton armé (ou PVC pour les petits diamètres), avec vanne aval et parfois vanne de garde amont.

D'autres pays comme la Chine utilisent souvent une galerie sous remblai à écoulement libre, en maçonnerie, de l'ordre de 0,80 m de diamètre, c'est-à-dire visitable, alimentée par une galerie également en maçonnerie placée sur le parement amont. Cette dernière galerie comporte à intervalles réguliers des ouvertures obturées ou ouvertes manuellement. Cette solution économique crée moins de risque qu'une conduite en pression sous remblai.

De nombreux accidents ont eu lieu à cause des conduites de prise ou de vidange, soit par rupture de ces conduites en charge, soit par percolation dans le remblai le long de la conduite. Il est essentiel pour éviter ce dernier risque de soigner le compactage ou de placer les conduites dans la fondation et les bétonner. C'est un des points les plus importants à surveiller à l'exécution.

4.6. MAÎTRISE DES CRUES

Ce problème est traité pour l'ensemble des barrages par un autre Bulletin préparé par le Comité du Coût des Barrages (Bulletin 108). On traite ici des problèmes spécifiques des barrages de moins de 30 m.

Pour la plupart des barrages de moins de 30 m, la maîtrise des crues pendant la construction est un problème peu important, mais le contrôle des crues en service est un élément essentiel de coût et sécurité ; en effet, il s'agit généralement d'ouvrages situés sur des bassins versants inférieurs à une centaine de km² et le débit de la crue extrême peut atteindre 1 000 fois le débit moyen et parfois 100 fois celui de la crue annuelle. Dans le futur, la plupart de ces barrages seront construits dans des zones de pluies intenses où la maîtrise des crues représentera en moyenne plus de la moitié du coût total et des risques de rupture.

Sur les bassins versants inférieurs à 100 km² (et dans bien des pays sur les bassins plus importants), on utilise rarement des déversoirs vannés : en effet, la montée des crues en quelques heures s'adapte mal à l'intervention humaine et les vannes automatiques, assez bien acceptées il y a quelques décennies, sont maintenant critiquées pour leur risque de non-fonctionnement ou d'ouverture intempestive ou trop rapide; ces vannes présentent aussi le risque de restituer en aval un débit de pointe très supérieur au débit entrant. Presque tous les barrages de moins de 30 m ont donc des déversoirs à seuil libre, plus sûrs, d'un coût direct plus faible mais d'un coût indirect élevé. Pour un barrage d'une vingtaine de mètres de hauteur totale, la profondeur maximale du réservoir est d'une quinzaine de mètres et la profondeur moyenne de l'ordre de 5 m : une lame déversante de 1,50 à 3 m correspond à une augmentation du volume du barrage de 20 à 50% ou à une réduction du volume utile du même ordre.

Le dimensionnement des déversoirs est donc un problème essentiel, mais il est

and it is often sufficient to provide an inexpensive pipe at the bottom of the spillway sill to draw down the upper part of the reservoir if necessary.

The industrialised countries frequently use a steel or concrete (PVC for small sizes) pipe with a control valve at the downstream end and, sometimes, a guard valve at the upstream end.

Other countries like China often use a masonry culvert under the dam fill, designed to run partially full, about 0.80 m in diameter (i.e. large enough for a man to enter), fed from another masonry gallery on the upstream face, with regularly spaced inlets that can be opened and closed by hand. This economical arrangement involves fewer risks than a pipe culvert designed to run full.

Many accidents have occurred because of culverts, either from rupture from the inside pressure, or from seepage through the fill along the culvert. It is important to guard against this risk by careful compaction, or by trenching and concreting the pipes into the foundation. This is one of the most important points to be supervised during construction.

4.6. FLOOD CONTROL

Flood control at dams in general is dealt with in another Bulletin from the Committee on Cost of Dams (Bulletin 108). Only flood control problems specific to < 30 m dams are discussed in the following.

Flood control during construction of most < 30 m dams is an unimportant problem, but it is a vital factor in cost and safety when the dam is operational; such dams usually control catchments of less than one hundred square kilometres and extreme flood discharges may be up to 1 000 times larger than average river flow and sometimes 100 times larger than the annual flood. In the future, they will be built in areas of intense rainfall where flood control may on average represent more than half the total cost and failure risk.

On catchments smaller than 100 km² (as well as larger catchments in many countries), gated spillways are rare because the rise time of only a few hours is too short for human reaction and automatic gates, considered quite acceptable a few decades ago, are now criticised because of the risk of jamming or unwanted or too-rapid opening; automatic gates are also liable to release peaks far in excess of incoming streamflow. Nearly all < 30 m dams therefore have safer uncontrolled spillways whose direct cost is lower but whose indirect cost is high. At dams with a total height of around twenty metres, the maximum depth of the reservoir is around fifteen metres and the mean depth, around 5m; a 1.50 - 3 m head on the sill means increasing the dam volume by 20 - 50 % or reducing live capacity by the same order of magnitude.

Spillway design is therefore a vital factor but capacity is often set from regula-

souvent fixé par des critères réglementaires ou des méthodes traditionnelles qui sous-évaluent certains risques et/ou conduisent souvent à des dépenses importantes injustifiées.

L'optimisation des ouvrages futurs passe par :

- une évaluation des crues extrêmes, sans précision illusoire, mais homogène pour les barrages d'une même région climatique,
- une définition claire du degré de sécurité souhaité (c'est-à-dire de la probabilité de rupture acceptée),
- la recherche de la solution la plus économique qui correspond à cet objectif.

4.6.1. Évaluation des crues extrêmes

Pour les bassins versants de moins de 100 km², l'évaluation d'une crue décennale essentiellement liée aux pluies est beaucoup plus précise que celle d'une crue de 200 ans qui dépend de façon complexe des pluies et de conditions locales sur lesquelles on a peu de données précises et fiables. La formule ci-dessous permet une indication sommaire mais homogène pour les barrages d'une même région climatique.

On dimensionne *en fait* les barrages pour une probabilité annuelle *réelle* de rupture par crue comprise entre 10⁻³ et 10⁻⁵. En effet, même pour une crue de projet de 100 ou 200 ans, la revanche réduit beaucoup la probabilité réelle de rupture souvent inférieure à 10⁻³; et lorsque l'on dimensionne pour la crue maximale probable, on n'est pas sûr qu'elle corresponde à une probabilité réelle inférieure à 10⁻⁵. En évaluant la crue de probabilité 10⁻⁴ on peut en déduire la crue de probabilité 10⁻³ (de 30 à 40% inférieure) et la crue de probabilité 10⁻⁵ (de 30 à 40% plus élevée).

Il existe de nombreuses formules régionales pour estimer les crues de bassins versants de taille réduite; elles ont évolué dans le temps et continueront à évoluer. Beaucoup de formules anciennes sont erronées parce qu'elles extrapolent arbitrairement des crues connues avec peu de précision; les crues extrêmes dépendent en fait essentiellement de l'intensité des pluies pour lesquelles on a maintenant beaucoup de relevés précis. En l'absence de formules existantes fiables, on peut proposer la formule suivante d'application facile et basée sur des éléments bien connus.

$$Q_{10\,000} = K_r (p_l/p_r)^2 \times S^{0,75}$$

$Q_{10\,000}$	=	débit de pointe de la crue décennale (en m ³ /s)
K_r	=	coefficient régional pouvant varier d'environ 5 m ³ /s/km ² (Europe du Nord) à 50 m ³ /s/km ² (Asie du Sud-Est)
p_l	=	hauteur de pluie annuelle locale
p_r	=	hauteur de pluie annuelle régionale moyenne
S	=	superficie du bassin versant en km ²

tion criteria or traditional methods which underestimate certain risks and often lead to substantial unjustified expense.

Optimising future dams will involve :

- Estimating extreme floods in a manner that does not pretend to any unobtainable level of accuracy but is consistent for all dams in the same climatic region.
- Clearly stating the desired level of safety (i.e. accepted failure probability).
- Finding the least cost design meeting this safety target.

4.6.1. Extreme Flood Estimate

On catchments of less than 100 km², estimating the 10 000-year flood which essentially reflects the depth of rainfall can be done much more accurately than for a 200-year flood which is a complex outcome of rainfall depth and physiography for which precise reliable data is lacking. The formula below yields a rough but consistent indication for all dams in the same climatic region.

Dams are designed *in fact* for a *true* annual flood-related failure probability between 10⁻³ and 10⁻⁵. Even for a design flood of 100 or 200 years recurrence, the freeboard may bring down the true failure probability to less than 10⁻³, and when designing for the probable maximum flood, there is no certainty that it represents a true probability of less than 10⁻⁵. By estimating the flood of 10⁻⁴ probability, one can derive the flood of 10⁻³ probability (30-40% smaller) and the flood of 10⁻⁵ probability (30 - 40 % larger).

There are many regional formulae for estimating small catchment floods, they are getting better and will continue to do so. Many old formulae are in error because they arbitrarily extrapolate imperfectly-known floods ; extreme floods are chiefly dependent on storm intensity, for which there is now abundant accurate data. In the absence of reliable formulae, the following relationship based on well-known items is easy to use :

$$Q_{10\,000} = K_r (p_l/p_r)^2 \times S^{0.75}$$

- $Q_{10\,000}$ = 10 000 - year flood peak (in m³/s)
 K_r = regional coefficient ranging from 5 m³/s/km² approx. in Northern Europe to 50 m³/s/km² in South-East Asia
 p_l = local annual rainfall
 p_r = average regional annual rainfall
 S = catchment area in km².

On peut compléter cette évaluation par trois corrections simples :

- majorer de 10 à 15% pour les bassins versants de forme concentrée à deux ou trois cours d'eau, et réduire de 10 à 15% pour les bassins allongés comportant un seul cours d'eau;
- majorer de 10 à 15% pour des bassins versants de pente beaucoup plus forte que la moyenne régionale, baisser de 10 à 15% pour les zones de faible pente;
- majorer ou minorer de 10 à 15% suivant la végétation.

Cette formule permet une évaluation rapide et *homogène* pour les différents barrages d'une région. Le coefficient régional K_r peut être évalué d'après les données de pluies régionales et contrôlé par les relevés de crues extrêmes connues de la région.

Cette formule est pessimiste pour les régions à pluies peu intenses, lorsque la végétation peut y absorber une part importante de la pluie extrême (en Europe du Nord, par exemple).

Pour les bassins versants à pluies intenses, le volume de la crue est proche du volume de pluies extrêmes tombées en quelques heures. Pour une région donnée, ce volume est sensiblement proportionnel à $S \times (p_i/p_r)$

Dans l'évaluation du débit de l'évacuateur, on néglige souvent l'influence de l'amortissement dû au stockage dans la tranche déversante ou on le surestime parfois par l'utilisation d'hydrogrammes triangulaires. En fait, on peut, même pour une pré-étude, évaluer l'importance de l'écrêtement de la crue dans la tranche déversante. La formule ci-dessous donne une approximation raisonnable de la réduction relative r ($r = [Q - q] / Q$, Q est le débit maximal entrant et q le débit maximal évacué) du débit de pointe de la crue en fonction du rapport α qui est le quotient du volume stocké dans la tranche déversante par le volume total de la crue (ref. Communication C 11 du 17ème Congrès CIGB de Vienne, par B.H. Sinske).

Pour $\alpha < 0,15$, r est négligeable

Pour $\alpha > 0,15$, $r = 1,2 (\alpha - 0,15)$

La réduction de débit r n'est donc significative que lorsque l'on stocke plus de 20% du volume de la crue ($\alpha > 0,20$) Comme les hauteurs de lame déversante des déversoirs sont généralement comprises entre 5 et 20 fois les hauteurs de pluies extrêmes en quelques heures, l'écrêtement des crues est généralement négligeable lorsque la surface du réservoir est inférieure à 1% de la surface du bassin versant ; il peut être très important, lorsque la surface du réservoir dépasse 5% de la surface du bassin versant ; c'est souvent le cas pour des barrages de moins de 30 m stockant une grande partie des apports annuels.

Beaucoup de pays dimensionnent les déversoirs pour une crue de projet de 100 à 500 ans mais avec une marge de sécurité importante liée au stockage et à la revanche. Cette solution, qui est justifiée pour des ouvrages vannés, paraît mal adaptée aux ouvrages non vannés. Elle définit mal la probabilité réelle de rupture ; le choix des solutions et l'optimisation du dimensionnement ne sont pas faits pour la crue extrême, le profil du seuil déversant est optimisé pour une hauteur d'eau très inférieure à la hauteur limite.

The estimate can be supplemented with three simple corrections :

- 10 - 15% increase for compact catchments with two or three rivers, 10 - 15% reduction for elongated catchments with only one river.
- 10 - 15% increase for catchments with much steeper gradients than the regional average, 10 - 15% reduction for flatter areas.
- 10 - 15% increase or reduction for plant cover.

The formula provides quick *mutually-consistent* estimates for all the dams in a region. The regional coefficient K_r can be estimated from regional rainfall data and cross-checked against recorded extreme floods in the region.

The formula overestimates streamflow in regions with less intense rainfall and where plant cover can intercept a major proportion of the extreme rainfall (e.g. in Northern Europe).

On catchments subject to intense storms, the flood volume approximates the extreme rainfall volume falling in a few hours. The flood volume in a given region is roughly proportional to $S(p_f/p_r)$.

In selecting spillway capacity, the designer frequently overlooks the effect of flood surcharge storage or sometimes overestimates it by using triangular hydrographs. Even at the preliminary design stage, it is possible to estimate the reduction in the flood peak due to surcharge storage in the overspilling nappe. The formula below gives a reasonable estimate of the relative reduction r ($r = [Q-q]/Q$ in which Q and q are peak inflow and peak outflow respectively) in flood peak as a function of α , which is flood surcharge storage divided by the total flood volume (ref. Communication C11, 17th ICOLD Congress, Vienna, 1991, by B.H. Sinske).

For $\alpha < 0.15$, r is negligible

For $\alpha > 0.15$, $r = 1.2 (\alpha - 0.15)$.

Therefore, there is only a significant reduction r in discharge when storing more than 20 % of the flood ($\alpha > 0.2$). Since the maximum depth of water on overspill sills is generally 5 to 20 times greater than the depth of extreme rainfall falling in a few hours, the attenuating effect of the reservoir is usually negligible if the reservoir area is less than 1 % of the catchment area ; it may be very substantial if the reservoir area is more than 5 % of catchment area ; this is frequently the case with < 30 m dams storing a large proportion of annual inflow.

Many countries design spillway capacity for a 100 - to 500 - year design flood but with a large safety margin in storage and freeboard. This is quite justifiable for gated dams, but seems unsuitable for uncontrolled spillways. It gives no precise estimate of the true failure probability ; spillway type and size are not selected for the extreme flood, the sill shape is optimised for a much lower head than the maximum head.

On complète parfois cette étude par l'examen d'une crue de sécurité (safety check flood) avec marge réduite ou de la crue entraînant probablement la rupture (Imminent Failure Flood). Cette crue de sécurité ou de rupture devrait servir de base au dimensionnement ; la crue de projet, de caractère administratif et permettant surtout de définir les zones amont inondées par les crues de probabilité moyenne, peut être choisie ensuite sans représenter la sécurité réelle.

4.6.2. Définition du degré de sécurité

Le choix doit tenir compte non seulement de la situation en aval, mais aussi de l'importance et de la vitesse de montée de la crue de rupture. Ceci peut inciter à être beaucoup plus prudent pour les ouvrages en béton ou en remblai non cohérent que pour les ouvrages en remblai cohérent.

On peut difficilement admettre une probabilité annuelle réelle de rupture de 10^{-2} , bien que cela soit proche de l'optimum économique si le risque aval est nul. En effet, on n'est jamais sûr que le risque aval restera nul, et la rupture trop fréquente d'ouvrages, même mineurs, est peu acceptable par l'opinion publique. On peut donc classer les ouvrages en trois catégories suivant la probabilité annuelle *réelle* de rupture admise :

1/ *Probabilité de l'ordre de 10^{-3} ou $0,5 \times 10^{-3}$* , ce qui correspond souvent à une crue de projet de 100 ans, avec revanche.

Ce choix est applicable à beaucoup d'ouvrages entraînant peu de risques en aval, mais peut aussi, dans beaucoup de pays à pluies intenses, s'appliquer à quelques barrages en remblai pour lesquels la crue résultant de la rupture ne dépasse guère le débit de la crue millennale. Ce cas, plus fréquent qu'on ne le pense, correspond à des ouvrages dont la surface du réservoir est inférieure à 1/1000 de la surface du bassin versant. Pour ces ouvrages, l'économie correspondant à ce choix est d'autant plus justifiée que le coût de la maîtrise des crues est une part très élevée de leur investissement : cette approche n'est usuelle que dans certains pays (États-Unis, Afrique du Sud,...), alors qu'elle serait souvent justifiée.

2/ *Probabilité réelle de l'ordre de 10^{-4}* , ce qui correspond souvent à une crue de projet d'environ 10^{-3} . C'est justifié sur le plan économique pour beaucoup d'ouvrages en remblai cohérent (même avec des risques en aval) surtout si on prévoit un système d'alerte couvrant aussi bien les crues centennale ou millennale que la crue décennale.

C'est probablement trop risqué pour les ouvrages en béton ou maçonnerie en amont de zones très habitées.

3/ *Probabilité réelle égale ou inférieure à 10^{-5}* , ce qui correspond plus ou moins à la crue maximale probable (PMF) ; c'est la tendance dans les pays industrialisés dès que quelques dizaines d'habitants sont présents à l'aval des ouvrages. En fait, cette tendance est globalement coûteuse : en effet, la plupart des pays industrialisés fixent actuellement des normes pour les crues à prendre en compte plus contraignantes que celles prises il y a quelques décennies. Or, sur 10 000 barrages de ces pays inscrits dans le Registre Mondial, construits depuis 1950 et représentant 300 000 années-

These studies are sometimes supplemented with an examination of the safety check flood with a reduced margin or the Imminent Failure Flood. Dimensioning should be based on the safety check flood or Imminent Failure Flood ; the design flood, a regulatory tool serving mainly to find the upstream areas affected by floods of moderate recurrence interval, can be chosen afterwards without representing true safety.

4.6.2. Statement of Safety Level

As well as the downstream situation, the decision must also consider the failure flood rise time and size. This may prompt much more prudence for concrete and cohesionless fill dams than for embankments of cohesive material.

One can hardly accept a true yearly failure probability of 10^{-2} , even though this is near the economic optimum with zero downstream hazard, since one is never sure that the downstream hazard will always remain zero and over-frequent dam failures, even minor ones, are hardly acceptable to public opinion. Dams can therefore be classified into three categories on the basis of the *true* annual failure probability adopted :

1/ *Probability of the order of 10^{-3} or $0.5 \cdot 10^{-3}$* , often representing a 100-year design flood with freeboard.

This is applicable to many dams causing little hazard downstream, but in many countries with intense storms may also apply to some embankment dams for which the flood released by failure is hardly more than the 1 000-year streamflow. This case, more frequent than is thought, involves dams where the reservoir area is less than 1/1000th of the catchment area. At such dams, the savings allowed by this decision are all the more justified in that the cost of flood control represents a substantial proportion of the capital cost: this approach is only common in certain countries (USA, South Africa, etc.) although it would often be justified.

2/ *True probability of the order of 10^{-4}* . This is often the case with a design flood of around 10^{-3} . It is justified in cost terms for many cohesive embankment dams (even if there is a downstream hazard) especially if there is a warning system covering 100 - and 1 000 - year floods as well as the 10 000 - year flood.

It probably involves too much risk for concrete or masonry dams upstream of densely populated areas.

3/ *True probability equal to or less than 10^{-5}* , more or less representing the probable maximum flood ; this is the tendency in the industrialised countries whenever there is a population of a few dozen persons living downstream. In fact, this tendency is very costly: in overall terms most industrialised countries usually set stricter design rules for flood estimates than a few decades ago. Yet of the 10 000 dams built since 1950 in these countries recorded in the World Register, representing 300 000 dam-years, there have only been three failures from overtopping (due to gate jam-

barrages, il n'y a eu que 3 ruptures par submersion (dus au non-fonctionnement des vannes ou à la rupture d'un barrage en amont). Ce sur-dimensionnement actuel systématique paraît donc inutile dans beaucoup de cas.

Par ailleurs, la prise en compte de la crue maximale probable donne souvent un sentiment de sécurité injustifié pour les ouvrages situés dans des zones très habitées; en effet, un risque de submersion de probabilité 10^{-5} peut provenir de bien d'autres causes que la crue de probabilité 10^{-5} :

- non-fonctionnement des vannes,
- obstruction naturelle ou artificielle d'un déversoir libre,
- rupture d'un barrage amont naturel ou artificiel,
- seiche liée à un séisme,
- glissement de terrain dans la retenue (dû, par exemple, à un séisme),
- sous-estimation du débit de probabilité 10^{-5} ,
- changement de climat à court ou moyen terme, ou évolution de la végétation, ou déforestation,
- sabotage, etc.

Comme le niveau atteint dans ces différents cas peut être très supérieur au niveau de la crue maximale probable, les seules solutions réalistes pour atteindre le degré de sécurité recherché sont des ouvrages permettant une surcote considérable, tels que :

- barrages-poids, à condition de bien adapter le profil à de très fortes surcotes et d'avoir une bonne fondation,
- barrages symétriques en béton compacté au rouleau ou remblai dur, même sur fondation médiocre,
- barrages-voûtes, mais sous réserve de bonnes conditions naturelles et de réalisation,
- peut-être barrages en enrochement à masque en béton armé, si le parement aval est également revêtu en béton armé (en complément d'un déversoir classique).

4.6.3. Risques dus aux crues n'entraînant pas la rupture

Les défauts d'opération de vannes commandées ou automatiques peuvent entraîner, en aval, des débits de pointe ou des vitesses de montée de crue beaucoup plus dangereuses que la crue entrante.

Pour un réservoir non vanné qui stocke une partie de la crue avant de déverser, la vitesse de montée de crue en aval peut être beaucoup plus élevée que celle de la crue entrante.

Ces risques, souvent sous-estimés, seront dans le futur plus importants que les risques dus aux ruptures : ils devraient être mieux pris en compte dans la conception, l'adaptation ou la gestion.

ming or failure of another dam farther upstream). Today's systematic overdesign therefore appears unjustified in many cases.

Furthermore, the probable maximum flood approach frequently gives a false sense of security for dams in densely populated areas, since a probability of overtopping of 10^{-5} can come from causes other than the 10^{-5} probability flood, such as

- gate jamming,
- natural or artificial obstructions on ungated spillways,
- failure of a natural or man-made dam farther upstream,
- earthquake-induced wave,
- landslide into the reservoir (earthquake induced or not),
- underestimated streamflow of 10^{-5} probability,
- short and long term climate changes or changes in catchment area forests or plants,
- wilful damage, etc.

Since in such cases water level may rise much higher than during the probable maximum flood, the only realistic means of attaining the desired level of safety are dams capable of withstanding much higher water levels, such as :

- gravity dams, provided the profile is designed for very high reservoir water levels and the foundation is good,
- symmetrical-profile RCC and hardfill dams, even on poor foundations,
- arch dams, subject to good site conditions and construction,
- perhaps rockfill dams with reinforced concrete facings if the downstream slope is also faced with reinforced concrete (in addition to a conventional spillway).

4.6.3. Risks from Sub-Failure Floods

Faulty operation of automatic or standard gates may release floods whose peak discharge or rise time is more dangerous than the incoming flood.

The rate of rise of the flood released from an ungated reservoir storing part of the incoming flood below the sill may be much faster than for the incoming flood.

These frequently underestimated risks will in future be more important than risks from failure : they should be examined more closely in the design, modification or management of dams.

4.6.4. Optimisation économique

Dans le cas de la maîtrise des crues, l'économie intervient dans quatre domaines.

a/ Choix du degré de sécurité

Diviser par dix la probabilité de rupture admissible revient à peu près à augmenter de 40-50% l'importance de la crue prise en compte, c'est-à-dire de l'ordre de 20-25% le prix de la maîtrise des crues ; comme celui-ci peut représenter jusqu'à 50% de l'investissement total, diviser par dix la probabilité de rupture par les crues revient dans beaucoup de cas à augmenter l'investissement total de l'ordre de 10%. Ceci est surtout vrai pour les barrages en remblai de taille modérée.

b/ Écrêtement de la crue

On peut réduire substantiellement le débit sortant si l'on stocke au-dessus du seuil déversant plus de 30% du volume de la crue ; c'est en fait souvent le cas pour beaucoup de barrages d'irrigation de moins de 30 m qui stockent une grande partie des apports annuels. En effet, le volume de la crue décennale est souvent compris entre la moitié de l'apport annuel (climats tempérés) et deux à trois fois l'apport annuel (zones arides). Si un réservoir stocke les apports annuels sur une profondeur d'eau moyenne de 5 m, le volume d'eau sur quelques mètres entre le seuil déversant et la crête du barrage représente souvent une part très importante de la crue décennale et l'on peut en tenir compte pour réduire le débit maximal à déverser. Il y a cependant des limites :

- il est rarement souhaitable de réduire le débit du déversoir à moins de 30% du débit de pointe entrant car à la décrue un débit substantiel peut se maintenir assez longtemps ;
- un niveau maximal fixé en amont peut conduire de toute façon à réduire le plus possible la hauteur de lame déversante.

Et la sédimentation peut progressivement réduire cette marge de sécurité.

c/ Structure du déversoir

L'économie peut venir naturellement de la coupe transversale (Annexe II) et du type de revêtement du déversoir comme on l'a vu précédemment. On peut aussi utiliser une rive rocheuse pour réaliser un déversoir non revêtu ou partiellement revêtu, capable de supporter des crues rares de durée relativement courte.

d/ Équipement du déversoir

Enfin, des économies considérables peuvent souvent s'obtenir en réduisant le plus possible, pour un débit spécifique donné, la dénivellée entre retenue normale et niveau des plus hautes eaux.

Dans le cas de vannes classiques, il y a souvent coïncidence théorique entre la retenue normale et les plus hautes eaux, mais ce dernier niveau est à majorer dans

4.6.4. Economic Optimisation

In flood control, cost is involved in four areas.

a/ Selected Level of Safety

Reducing the acceptable failure probability by a factor of ten means roughly using a 50 per cent larger design flood, thereby increasing the cost of flood control by around 25 %; since flood control may represent up to 50 % of the total investment, a tenfold reduction of the flood-related failure probability may mean increasing capital cost by 10 %. This is particularly true for fill dams of moderate height.

b/ Flood Attenuation

Outflow can be substantially reduced by storing, above the sill level, more than 30 % of the flood volume; this does in fact happen at many < 30 m irrigation dams, which store a large proportion of annual inflow. The 10 000-year flood volume often represents between half (in temperate climates) and twice or three times (in arid areas) the annual inflow. If a reservoir stores annual inflow with a mean lake depth 5 m, the volume of water stored in the few metres from spillway sill to dam crest often represents a very large proportion of the 10 000-year flood and can make a contribution to reducing the maximum outflow rate. There are however two limits :

- It is rarely desirable to reduce spillway discharge beyond 30 per cent of peak inflow because high outflows might be sustained for considerable time after the flood subsides.
 - An imposed maximum upstream water level may be an incentive to keeping the head on the sill as low as possible.
- And long term siltation may reduce this margin of safety.

c/ Spillway Structure

Savings can naturally be made on spillway cross section and lining (Appendix II), as already discussed. A rock abutment can be used for siting an unlined or partially-lined spillway capable of withstanding extreme floods of relatively short duration.

d/ Spillway Equipment

Considerable savings may be made by narrowing the difference between Full Supply Level and Maximum Water Level for a given specific discharge.

Where conventional gates are fitted, FSL and MWL frequently coincide in theory, but in standard practice, the maximum water level is set higher to allow for gates

l'hypothèse classique d'une partie des vannes bloquées ; par exemple, si 20% des vannes sont bloquées, le débit des autres vannes augmente de 25% et le niveau d'eau est majoré de 15% de la hauteur de la vanne. Dans certains cas, le niveau des plus hautes eaux est supérieur au niveau de la retenue normale fixé par la crête des vannes.

Pour un seuil libre classique, le débit spécifique en $m^3/s/m$ est à peu près égal à $2 H \sqrt{H}$ (H hauteur déversante en m); cette valeur est faible et d'autres solutions existantes, intermédiaires entre vannes et seuil libre, pourraient être plus utilisées dans le futur :

Eléments démontables et fusibles (flashboards, sacs de sable, madriers, etc.)

Si dans la pratique ceux-ci sont très utilisés pour de petits ouvrages, ils sont rarement prévus à l'origine. Les Bureaux d'études ou responsables de la sécurité sont assez réticents à leur emploi en raison de l'imprécision sur la cote de destruction et l'hydrogramme aval correspondant, de la vulnérabilité aux vagues et surtout *des modifications éventuelles en cours d'exploitation*. Leur étanchéité est parfois médiocre; leur emploi pourrait cependant être encouragé pour des ouvrages de taille modérée et pour des hauteurs de bouchure inférieures à 1 mètre :

- en imposant l'étude et le contrôle par un ingénieur qualifié, ou
- en préconisant des méthodes de contrôle simples, par exemple enlèvement obligatoire pendant une période précise de l'année et arasement à une cote maximale le reste du temps.

Cette solution serait préférable à la solution actuelle qui consiste à ne rien contrôler sur beaucoup de barrages de taille modérée dont la rupture peut parfois être dangereuse.

Seuils labyrinthes fixes

Depuis quelques décennies, plusieurs dizaines d'ouvrages ont utilisé des labyrinthes fixes, le plus souvent pour des débits de 100 à 1 000 m^3/s , et pour 15 000 m^3/s au barrage de Ute aux États-Unis. Beaucoup de ces labyrinthes ont des formes semblables. Ils sont constitués de murs verticaux en béton armé, de hauteur constante, ayant un tracé en plan trapézoïdal. Beaucoup d'indications se trouvent dans les rapports R15 et R24 de la Question 59 du Congrès de la CIGB de Lausanne.

Bien que l'on puisse faire varier de nombreux paramètres, les considérations techniques et économiques conduisent en général aux caractéristiques suivantes :

Rapport : longueur développée du labyrinthe/longueur du seuil : compris entre 2 et 4

Rapport : hauteur maximale de lame déversante/hauteur des murs : compris entre 0,45 et 0,70

Rapport : empattement du déversoir dans le sens du courant/hauteur de la lame déversante : de l'ordre de 5

- débits usuels pour la crue de projet : 5 à 15 $m^3/s/m$,
- le débit écoulé est généralement le double de celui d'un seuil libre Craeger

jamming shut; for example, if 20% of the gates are inoperative, discharge through the remaining gates increases by 25% and water level rises 15% of gate height. MWL may be higher than FSL set by the top edges of the gates.

With a conventional ungated sill, the specific discharge (in m^3/s per metre sill length) is roughly $2H\sqrt{H}$ (where H is the head on the sill in metres). This value is small, and there are alternatives intermediate between the gated and ungated options which might be used more in the future :

Flashboards, sandbags, and other control systems that can be removed or washed away

While in practice they are in use on many small dams, they are rarely included in the original design. Designers and safety officers are fairly reticent about them because the water level that will wash them away and corresponding outflow hydrograph are not precisely known, they are vulnerable to waves and, most importantly, *they can too easily be modified over the years*. They may not be very watertight but their use might be encouraged at dams of moderate height to impound a depth of water up to 1m provided that :

- they are designed and supervised by a qualified engineer, or
- there are simple checking procedures such as making it a rule to remove them at a precise time of year and never making them higher than a precise level.

This would be preferable to the present situation where nothing is checked on many dams of moderate height which might sometimes be dangerous if they were to fail.

Permanent Labyrinth Sills

Over the last few decades, some tens of dams have made use of permanent labyrinth sills, usually for discharges of 100-1 000 m^3/s , and even for 15 000 m^3/s at Ute dam in the USA. Many have similar shapes. They consist of vertical reinforced concrete walls of constant height, of trapezoidal shape in plan view. Details can be found in papers R15 and R24 to Question 59 at the ICOLD Congress in Lausanne.

Although many parameters can be varied, engineering and cost considerations frequently produce the following characteristics :

Ratio between labyrinth developed length and sill width : between 2 and 4

Ratio between maximum water head and wall-height : 0.45 to 0.70

Ratio between sill width (in upstream/downstream direction) and spilling head : of the order of 5

- Usual specific discharge : 5-15 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
- Discharge rates usually double those of a standard profile sill of the same length

pour une même longueur de seuil et une même hauteur de lame. Pour les dimensions courantes, il est à peu près égal à $Q \# 3 \times H \sqrt{P}$ (Q débit spécifique en $m^3/s/m$, H hauteur de lame d'eau en m, P hauteur du labyrinthe en m). Il est possible d'obtenir de meilleures conditions d'écoulement avec des murs plus longs ou plus profonds, mais on s'éloigne alors de l'optimum économique, un gain de débit/ m^2 de 10% entraînant un surcoût de 20%.

Les quantités d'ouvrages nécessaires pour le labyrinthe de Ute de $15\,000\,m^3/s$ étaient de $20\,000\,m^3$ de béton armé, $20\,000\,m^2$ de coffrage, 3 000 tonnes d'acier. Pour les déversoirs moins importants, les quantités de béton et d'acier par m^3/s sont plus faibles, les quantités de coffrages plus fortes.

Cette solution qui présente l'avantage d'une grande fiabilité ne s'est pas beaucoup développée pour les raisons suivantes :

- le coût de l'étude et éventuellement d'un modèle réduit la pénalise pour les petits déversoirs, mais il serait possible de les standardiser pour les dimensions courantes.
- l'empiètement des labyrinthes fixes permet difficilement de les placer sur un barrage-voûte et conduit à élargir la crête d'un barrage-poids, (ce qui n'est pas nécessairement prohibitif); l'emprise de l'ouvrage en m^2 est en effet proche du débit de crue (en m^3/s).
- les problèmes de vibration ou de reprise d'effort thermique peuvent être facilement résolus.
- le gain de coefficient hydraulique par rapport à un seuil libre est plus faible pour la crue de sécurité ou de rupture que pour la crue de projet. En effet, le débit sur un labyrinthe augmente comme la hauteur de lame et non comme sa puissance 1,5.. L'optimisation doit donc se faire pour la crue de sûreté et non la crue de projet.

Cette solution permet de diviser par deux la longueur du déversoir ou de réduire de 40% la hauteur de lame déversante d'un seuil classique. Elle ne nécessite pas d'entretien, mais son emploi dans un climat très froid peut poser des problèmes de pérennité.

Hausses gravitaires submersibles et fusibles

Décrites au chapitre sur les barrages existants (3.1.3.d), réalisées en béton armé ou en acier, elles se comportent comme un labyrinthe fixe pour des crues inférieures à la crue de 50 ou 100 ans ; les crues supérieures entraînent, suivant leur débit, le basculement d'un ou plusieurs éléments pour de faibles augmentations du niveau d'eau. Comme la hauteur des éléments est de l'ordre du double de la hauteur déversante au basculement, la nouvelle hauteur de lame d'eau est triple de la hauteur initiale ; le débit spécifique maximal, pour une différence donnée entre retenue normale et plus hautes eaux, est donc proche de $3\sqrt{3}$, soit cinq fois le débit d'un seuil libre classique.

Cette solution, relativement récente, a été utilisée pour des débits spécifiques de 3 à $50\,m^3/s/m$ et des débits totaux de $20\,m^3/s$ à $30\,000\,m^3/s$. Elle permet de réduire de près de 80% la longueur d'un déversoir ou de 70% la hauteur de la lame d'eau d'un seuil classique, ou de gagner sur les deux points; mais elle entraîne tous les 100 ans

and head. With usual dimensions, they are roughly $Q = 3 \times H \sqrt{P}$ (in which Q is specific discharge in $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$, H is the head on the sill in metres, P is labyrinth height in metres). Better flow conditions are obtainable with longer or higher walls, but cost performance is less, a 10 per cent increase in discharge per square metre costing an extra 20 %.

Materials quantities for the 15 000 m^3/s Ute labyrinth were 20 000 m^3 reinforced concrete, 20 000 m^2 formwork, 3 000 tonnes steel. Smaller spillways use less concrete and steel per unit discharge, but more formwork.

Although the labyrinth is reliable, it is not extensively used because :

- It is penalised for small spillways by design and (if needed) model costs, although it could be standardised for common dimensions.

- Its base width makes it difficult to fit on arch dams and requires gravity dam crests to be thickened (although this is not necessarily prohibitive) ; its base area in square metres is roughly equivalent to flood discharge in cumecs.

- There are problems with vibration and temperature load transfer, but they can be easily overcome.

- The better flow coefficient as compared with a straight sill is less for the safety check and failure floods than for the design flood. Labyrinth discharge increases proportionally to the head on the sill, not as the power 1.5. The labyrinth must therefore be optimised for the safety check flood rather than the design flood.

A labyrinth halves spillway width or reduces the head of the spillage by 40 % as compared with a straight sill. It needs no maintenance but there may be problems with durability in cold climates.

Gravity Fusegates

Fusegates (described in section 3.1.3.d in connection with existing dams) made of reinforced concrete or steel act like a permanent labyrinth sill up to the 50-year or 100-year flood, larger floods causing one or more units to overturn (the number depends on the size of the flood) with only a small rise in water level. Since the height of the units is roughly twice the depth of the nappe when they topple, the resulting head is three times the initial head. Thus, for a given difference between Full Supply Level and Maximum Water Level, the maximum specific discharge is $3 \sqrt{3}$ or five times the discharge from a standard straight sill.

This relatively new alternative has been used for specific discharges of 3 to 50 $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ and total discharges of 20 m^3/s to 30 000 m^3/s . Compared with an equivalent straight sill, it reduces sill length by 80 % or the head on the sill by 70 %, or any combination of the two ; but it does involve the loss, every 100 years, of some units

la perte d'éléments et une perte de stockage qu'il n'est pas toujours possible de compenser avant l'étiage suivant.

Association de vannes classiques avec des digues fusibles ou des hausses fusibles non déversantes

Cette solution peut être intéressante pour de très forts débits (plusieurs milliers de m³/s), les vannes classiques faisant passer, par exemple, la crue de 100 ou 500 ans, des digues fusibles ou hausses fusibles prenant le relais pour les crues plus importantes ou en cas de défaillance des vannes lorsque le niveau d'eau s'élève à 1 ou 2 m au-dessus de la retenue normale. Le choix entre digues fusibles et hausses fusibles peut dépendre de considérations économiques, topographiques, de la précision recherchée, de l'exposition aux vagues,...

Les débits spécifiques usuels en m³/s/m permis par les différentes solutions sont comparés ci-dessous en fonction de la dénivelée h admise entre retenue normale et plus hautes eaux.

Débits spécifiques en m³/s/m

<i>h</i> : dénivelée entre RN et PHE	0,50m	1m	2m	3m	4m	5m	6m
Seuil libre classique	0,7	2	5,5	10	16	23	30
Seuil labyrinthe fixe	1,5	4	11	20	32	46	
Hausses gravitaires fusibles	4	10	27	50	80		
Vannes classiques avec digues fusibles ou hausses fusibles		>20	>50	>100			
Vannes classiques avec 20% de vannes bloquées		40	100				

L'ensemble des dispositions ci-dessus offre une gamme de possibilités permettant des gains considérables sur la longueur du déversoir, la hauteur, donc le volume du barrage, ou sur le volume utile du réservoir et sur les surfaces inondables en amont. Par ailleurs, le coût plus faible qui en résulte pour une augmentation du débit maximal permet d'être plus prudent sur le choix du degré de sécurité.

Pour les barrages en remblai, les dispositions décrites ci-dessus pour l'équipement des déversoirs peuvent être plus intéressantes que les solutions classiques, notamment plus économiques que les seuils longitudinaux disposés sur les rives qui conditionnent souvent l'implantation du barrage. Mais les comparaisons globales doivent se faire suffisamment tôt pour tirer l'optimum de chaque option.

Beaucoup de barrages en remblai comprennent des zones longues de faible hauteur : il peut être très intéressant d'y localiser la rupture en cas de déversement, par exemple en y arasant 0,50 m plus bas quelques dizaines de mètres de la digue. Par contre, il faut éviter tout déversement au contact digue-déversoir, zone très sensible au déversement.

and water storage which cannot always be made good until the following dry season.

Combination of standard gates with fuse plugs or non-overspill fusegates

This combination may be attractive for very large discharges (several thousand m³/s) with for example the standard gates discharging the 100 - or 500-year flood and the fuse plug or fusegates taking over for larger floods or in the event of gate malfunction when reservoir level rises 1-2 m above Full Supply Level. The choice between fuse plugs and fusegates may be governed by cost, topography, desired level of precision, potential wave action, etc.

The Table compares the usual specific discharges attainable with the alternatives discussed in the foregoing versus the difference (h) between Full Supply Level and Maximum Water Level.

Specific Discharge (m³/s/m)

h (difference FSL- MWL)	0.5m	1m	2m	3m	4m	5m	6m
Standard ungated sill	0.7	2	5.5	10	16	23	30
Permanent labyrinth sill	1.5	4	11	20	32	46	
Fusegates	4	10	27	50	80		
Conventional gates with fuse plug or fusegates		>20	>50	>100			
Conventional gates with 20% gates jammed shut		40	100				

The above arrangements offer a range of possibilities for substantial savings on sill length, dam height and thereby dam volume, or on live reservoir capacity and upstream flooding. In addition, the resulting lower cost of increasing maximum discharge capacity leaves room for greater caution on the choice of safety level.

With embankment dams, the spillway arrangements described may be more attractive than conventional spillways and particularly more economical than side channel spillways, which may govern the siting of the dam. But overall comparisons should be made early enough to draw the maximum benefit from each option.

Many embankment dams have long low-height sections where it might be attractive to locate the breach if the dam is overtopped, say, by topping out this part of the dam 0.50 m lower over a distance of few dozen metres. But overtopping must be strictly avoided at the highly sensitive dam/spillway interface.

4.7. CONTRÔLE DES PROJETS ET DE LA RÉALISATION

Si tous les barrages de plus de 30 m de hauteur nécessitent un contrôle poussé de la conception et de l'exécution, la nécessité de ce contrôle n'est pas systématique pour les barrages de 10 à 30 m.

En effet, en moyenne sur une centaine de barrages de 10 à 30 m, 1% stocke plus de 10 hm³, 5% stockent 1 hm³, la moitié stocke de 0,1 à 1 hm³, les autres stockent quelques dizaines de milliers de m³. Comme le coût d'investissement pour la plupart de ces ouvrages est proportionnel au volume stocké, beaucoup d'ouvrages ont un montant d'investissement faible, de l'ordre de 100 000 US\$ et leur coût peut varier beaucoup en fonction du contrôle imposé et des précautions prises.

Par ailleurs, le risque associé à la rupture d'un barrage varie en fonction du volume stocké, du matériau utilisé, mais surtout en fonction de l'occupation de la vallée immédiatement en aval. La rupture d'un barrage stockant 100 000 m³ peut parfois être plus dangereuse que celle d'un barrage stockant 10 hm³.

Il est donc difficile d'assurer globalement la sécurité souhaitable sans majorer de façon injustifiée le coût de beaucoup d'ouvrages de taille modeste au point d'en empêcher la construction. Par ailleurs, une règle applicable à un pays l'est rarement à un autre pays à cause des conditions physiques et juridiques et des traditions.

Cependant, il est peut-être possible de suggérer une classification des barrages de moins de 30 m en trois catégories :

1/ Barrages de plus de 20 m ou stockant plus de 10 hm³

Ces ouvrages seraient en principe soumis à un contrôle important et devraient être étudiés par un Bureau d'études expérimenté. Leur rupture entraîne des débits en aval de plusieurs milliers de m³/s, souvent sur des cours d'eau peu importants.

2/ Les ouvrages stockant entre 100 000 m³ et 10 hm³

Pour ces ouvrages, on pourrait appliquer la méthode utilisée en Grande-Bretagne (où peu de réservoirs dépassent 10 hm³) d'un ingénieur responsable de la sécurité choisi sur une liste agréée.

3/ Les ouvrages stockant moins de 100 000 m³

Certains seraient classés en catégorie 2 si la vallée comporte des zones habitées ou des ouvrages particuliers (voies ferrées, par exemple) à proximité du barrage.

Pour les autres ouvrages, dont beaucoup sont de faible valeur, le Maître d'Ouvrage serait simplement obligé de s'informer des précautions usuelles recommandées. En effet, beaucoup de petits ouvrages sont mal réalisés, non pas par recherche de l'économie maximale mais simplement par méconnaissance totale des précautions élémentaires. On peut, en majorant faiblement le coût d'un ouvrage très économique, diviser par dix sa probabilité réelle de rupture.

4.7. DESIGN AND CONSTRUCTION CONTROL

All dams more than 30m high need thorough design and construction controls, but this is not always the case with those 10 - 30 m high.

In average terms, out of one hundred dams 10 - 30 m high, 1 % impound more than 10 hm³, 5% impound 1 hm³, half impound 0.1-1 hm³, and the remainder impound a few tens of thousand cubic metres. Since capital cost of most is proportional to reservoir capacity, many are cheap structures, costing around \$US 100 000 and it can vary widely depending on controls and safeguards.

The dam failure hazard varies with reservoir capacity, constructional materials and most importantly with occupation of the valley immediately downstream. Failure of a dam impounding 100 000 m³ may be more dangerous than failure of a dam storing 10 hm³.

It is therefore difficult to attain the desirable degree of overall safety by fixed rules without unjustifiably pushing up the cost of many dams of modest size to a point where they cannot be built. Furthermore, a rule applicable in one country is rarely sound in another by reason of the different physical and legal conditions and traditions.

Nevertheless, we might perhaps suggest a classification of dams less than 30 m high, as follows :

1/ Dams more than 20 m high or impounding more than 10 hm³

Should in principle be subject to strict controls, should be designed by experienced engineers. Failure releases several thousand cumecs, often into small river channels.

2/ Dams impounding 100 000 m³ to 10 hm³

Possible application of method used in Great Britain (where few reservoirs are larger), with an individual engineer selected from an approved list in charge of safety of each dam.

3/ Dams impounding less than 100 000 m³

Some might classify under category 2 if the valley has populated areas or special structures (e.g. railways) near the dam.

For the remainder, many of which are inexpensive structures, the owner should simply be required to take note of the usual recommended minimum safeguards. Many small dams are poorly built, not to keep costs minimal, but simply through ignorance of elementary precautions. The true failure probability can be reduced by a factor of ten for a slight increase in the cost of a low-cost dam.

On oublie par ailleurs souvent que le risque en aval n'est jamais nul et peut s'accroître beaucoup dans les décennies à venir surtout dans les pays à fort accroissement démographique.

4.8. AUSCULTATION - SURVEILLANCE - DISPOSITIFS D'ALERTE

1/ Auscultation

Beaucoup de dispositifs d'auscultation prévus pour les barrages de grande hauteur sont mal adaptés aux barrages de moins de 30 m. Par ailleurs, les montants d'investissement et les risques faibles justifient souvent des investissements réduits en auscultation.

Il existe cependant des dispositifs robustes, efficaces et peu coûteux qui devraient s'appliquer à la plupart des ouvrages :

- repères topographiques permettant d'identifier les tassements anormaux,
- dispositifs de mesure précise des fuites, dont l'installation n'est pas toujours aisée,
- piézomètres pour lesquels la robustesse et l'économie ont plus d'importance que la précision.

Ces dispositifs ont essentiellement pour but de prévoir à l'avance les risques de renard pour les barrages en remblai et les risques de sous-pression pour les ouvrages en béton ou maçonnerie.

2/ Surveillance

Quel que soit l'ouvrage, la surveillance doit être particulièrement active lors de la mise en eau jusqu'à sa cote maximale et dans les mois qui suivent. Une surveillance visuelle bien organisée, à intervalles réguliers, peut être peu coûteuse et très efficace.

3/ Dispositifs d'alerte

Ils peuvent être efficaces et d'un coût tout à fait acceptable s'ils sont bien adaptés aux risques essentiels, c'est-à-dire :

– risque de renard (barrages en remblai) ou problème de fondation (ouvrages rigides). 80% des accidents correspondants ont lieu à la première mise en eau ou peu après celle-ci. Il est donc envisageable, pour beaucoup d'ouvrages, de limiter les dispositifs d'alerte correspondants à cette période.

– accidents dus aux crues exceptionnelles pour lesquelles on doit tenir compte des deux données essentielles suivantes :

- le risque correspondant est limité à 15 ou 30 jours par an signalés en général 24 heures d'avance par les informations météorologiques,

It is often forgotten that the downstream hazard is never nil and may grow considerably in future years, especially in countries with high population growth rates.

4.8. INSTRUMENTATION, INSPECTION AND WARNING SYSTEMS

1/ Instrumentation

Many instruments designed for high dams are unsuited to < 30 m dams. The low capital cost and risk often argue in favour of a reduced instrumentation budget.

There do however exist robust, efficient, cheap devices which should be used on most dams :

- survey targets for identifying abnormal settlement,
- accurate leakage measuring devices but their installation and use are not always easy,
- piezometers, for which robustness and low cost are more important than precision.

These devices are mainly required to give advance warning of potential piping at embankment dams and uplift at concrete and masonry dams.

2/ Inspection

All dams should be watched carefully when they are being filled for the first time up to the highest water level and in the following months. Properly organised, regular inspection is inexpensive and effective.

3/ Warning Systems

Warning systems may be efficient at entirely acceptable costs if they are designed with reference to the major dangers, i.e.:

– Piping at embankment dams or foundation problems at rigid dams. Eighty per cent of such accidents happen during or just after first filling. At many dams therefore, one can consider restricting the warning systems to this period only.

– Accidents due to extreme floods, involving the following two vital points:

- The risk is confined to around fifteen to thirty days per year, usually with 24 hours' notice from weather forecasts.

- les dommages et les victimes que peut causer une crue centennale ou millennale n'entraînant pas la rupture représentent souvent une part importante des dommages et victimes que causerait la rupture; le risque correspondant, vu sa fréquence, mérite autant d'attention que le risque de rupture.

Dans beaucoup de cas, on peut donc concevoir des systèmes peu coûteux, limités à une quinzaine de jours par an, mais pour l'ensemble des crues et pas seulement pour les crues entraînant la rupture; ceci paraît d'autant plus justifié que beaucoup de barrages écrêtent ou stockent la crue décennale et les populations en aval s'estiment à tort totalement protégées par le barrage. Et, pour des défauts d'exploitation ou des données structurelles, beaucoup de barrages peuvent restituer des crues plus dangereuses que la crue entrante, en augmentant le débit de pointe ou la vitesse de montée.

- Injury and damage from a 100- or 1 000-year flood not destroying the dam may represent a substantial proportion of the damage that would be caused by failure, and this risk, in view of its frequency, merits as much attention as the failure risk

In many cases, one can envisage low-cost systems for only fifteen days annually, but for all floods, not only those causing failure ; this appears all the more justified in that many dams delay or stop the ten-year flood and the downstream population wrongly considers itself completely protected. And, because of faulty operation or structural data, many dams may release floods that are more dangerous than the incoming flood, by increasing the peak or accelerating the rise time.

RÉSUMÉ ET CONCLUSION

En 1995, il y a dans le monde, très approximativement :

- 10 000 barrages de plus de 30 m,
- 20 000 barrages de 15 à 30 m,
- plus de 100 000 barrages de 10 à 15 m; ceux-ci le plus souvent stockent quelques centaines de milliers de m³, mais 10 à 15 000 stockent plus de 1 million de m³ et sont donc classés "grands barrages".

Les barrages de 10 à 30 m sont généralement situés sur des bassins versants de 1 à 50 km² avec des déversoirs à seuil libre de 20 à 500 m³/s; mais certains ouvrages sont très importants, stockent des dizaines ou des centaines de millions de m³ et ont des déversoirs de plus de 10 000 m³/s.

Environ 10% des barrages de 10 à 30 m sont en maçonnerie ou en béton, les autres sont généralement des barrages en terre à étanchéité argileuse.

Alors que 75% des barrages de plus de 60 m ont été construits dans les pays industrialisés, 75% des barrages de moins de 30 m ont été réalisés dans les pays en développement, avec très peu de moyens financiers et matériels (remblais à base de main-d'œuvre et maçonnerie) et des dispositions très variées suivant les régions.

AMÉLIORATIONS DE LA SÉCURITÉ ET DE L'EFFICACITÉ DES BARRAGES EXISTANTS

Plus de la moitié des victimes de toutes les ruptures de barrages résulte de la destruction par les crues de barrages de moins de 30 m et ce risque pour les barrages existants est le risque majeur des barrages dans les décennies futures. Les pays en développement où se trouvent 75% de ces ouvrages dans des zones très peuplées, avec des débits de crue spécifiques élevés, concentrent plus de 90% de ce risque.

Il est possible en quelques années et pour un faible coût de diviser ce risque par dix:

- en identifiant par des méthodes simples les quelques % de barrages où se situe l'essentiel des risques,
- en améliorant très rapidement la sécurité de ces barrages sans chercher la perfection,
- en développant des systèmes d'alerte pour prévenir les populations aval de l'ensemble des risques liés à toutes les crues exceptionnelles (entraînant ou non la rupture).

Par ailleurs, il est possible, à faible coût, d'augmenter le volume stocké par beaucoup de réservoirs existants ou d'optimiser leur gestion; le potentiel de gain correspondant est considérable.

SUMMARY AND CONCLUSION

In 1995, for the world as a whole, there were very approximately :

- 10 000 dams more than 30 m high,
- 20 000 dams 15 m to 30 m high
- more than 100 000 dams 10 m to 15 m high, most impounding a few hundred thousand cubic metres of water, but 10 000 - 15 000 storing more than one million cubic metres and classifying as 'large' dams.

Dams in the range 10-30 m mostly lie on catchments of 1-50 km² area and have ungated spillways of 20-500 m³/s capacity, although some are very large structures whose reservoirs are reckoned in tens or hundreds of million cubic metres with spillway capacities in excess of 10 000 m³/s.

Around ten per cent of 10-30 m dams are masonry or concrete, the remainder mostly being earth embankments relying on clay for watertightness.

While 75 per cent of dams more than 60 m high are in the industrialised countries, 75 per cent of those below 30 m have been built in the developing countries with little money or machinery (labour-intensive embankments and masonry) whose dispositions vary in different regions.

IMPROVING SAFETY AND EFFICIENCY AT EXISTING DAMS

More than half of all deaths from dam failures have been caused by floods destroying dams less than 30 m high, and for dams existing today, this will remain the major risk in the coming years. The developing countries having 75 per cent of all < 30 m dams in densely populated areas, with high specific discharges, account for more than 90 per cent of this risk.

The risk could be reduced by a factor of ten at little cost within a few years :

- by using simple methods to identify the few per cent of dams where most of the risk is concentrated,
- by very quickly improving safety without seeking perfection,
- by developing warning systems notifying downstream populations of risks associated with exceptional floods (whether or not they cause failure).

It is also possible, at low cost, to increase storage at many existing dams and optimise their utilisation, and the potential gain is considerable.

BARRAGES FUTURS

L'analyse des ruptures passées et de leurs conséquences devrait conduire à une profonde remise en cause de beaucoup d'idées reçues de critères usuels et de méthodes classiques de dimensionnement.

Les barrages futurs de 10 à 30 m seront pour la plupart en remblai, leur réalisation se mécanisant progressivement dans les pays en développement; mais l'évolution économique et technique, la baisse du prix du ciment, la prise en compte de crues plus importantes devraient accroître dans les décennies à venir la part des barrages en maçonnerie, béton ou béton compacté au rouleau.

Des progrès très importants sont possibles sur les coûts, la sécurité ou la performance; ils pourront porter notamment sur la protection et le drainage des barrages en remblai, sur la conception des barrages-poids, le dimensionnement et l'équipement des déversoirs, la gestion des crues pour minimiser le risque aval, les systèmes d'alerte, etc.

Enfin, beaucoup de barrages de moins de 30 m en remblai représentent un investissement modeste mais peuvent avoir un fort impact sur l'environnement. Pour un faible surcoût, ils pourraient et devraient être systématiquement conçus comme un puissant moyen d'améliorer le paysage en s'y intégrant au lieu de l'agresser.

FUTURE DAMS

Analysis of earlier failures and their consequences should prompt an **in-depth** review of many accepted ideas, standard criteria and conventional design methods.

Future dams in the 10-30 m range will mostly be embankments, construction becoming steadily more mechanised in the developing countries; but changing economics and technology, cheaper cement, and the need to consider larger floods should increase the proportion of masonry, concrete and RCC dams in the coming decades.

Considerable progress is possible in the cost, safety and performance; in, for example, embankment dam drainage and protection, gravity dam design, spillway design and equipment, flood management to minimise downstream hazard, warning systems, etc.

Lastly, many < 30 m dams represent a modest investment but may have considerable environmental impact. By investing a little more, they could and should be systematically designed as a powerful means of improving the landscape by blending into it rather than changing its character.

ANNEXES

- Annexe I – Classement des ruptures recensées (hors Chine et URSS)
- Annexe II – Stabilité des barrages-poids submergés
- Annexe III – Commentaires sur les “petits barrages” en remblai futurs
- Annexe IV – Optimisation économique des déversoirs : choix de la crue de rupture

APPENDICES

- Appendix I – Classification of reported failures (excl. China and USSR)
- Appendix II – Stability of overtopped gravity dams
- Appendix III – Future “small” embankment dams
- Appendix IV – Economic optimisation of spillways : selection of imminent failure flood

Annexe 1

CLASSEMENT DES RUPTURES RECENSÉES (hors Chine et URSS)

1. Présentation

On a classé séparément :

- par catégorie: poids, voûte, contreforts et voûtes multiples, remblai.
- par cause de rupture; pour les remblais : submersion en construction, au cours de la mise en eau, en service (par submersion ou érosion interne).
- par hauteur (plus ou moins de 30 m).
- par dates de rupture et de construction (avant et après 1930).

On a également indiqué le volume stocké, la longueur du barrage, le nombre de victimes lorsqu'il est connu.

2. Ruptures

La plupart des ruptures recensées ont été tirées du Bulletin 99 de la CIGB «Ruptures de barrages - Analyse statistique». Mais une vingtaine de ruptures figurant dans ce Bulletin n'ont pas été classées faute de précisions ou parce que ne correspondant pas aux causes classées ici, et une quinzaine de ruptures classées ici ne figuraient pas dans le Bulletin 99 (marquées X).

Il manque probablement un nombre important de ruptures d'ouvrages de taille modérée; c'est ainsi que très peu de ruptures de grands barrages de 10 à 15 m ont été recensées alors qu'ils représentent près de 20% des grands barrages. De même, on n'a guère de recensement sur les 700 barrages japonais construits avant 1930 ou sur les milliers de barrages des pays non industrialisés stockant moins de 10 hm³. Ces trois ensembles représentent un tiers en nombre des grands barrages et 5% des ruptures recensées; il est donc possible que 50 à 100 ruptures de grands barrages n'aient pas été recensées.

3. Barrages construits indiqués dans les Tableaux

Les nombres de barrages construits de plus de 30 m de hauteur sont fiables.

Pour les barrages de moins de 30 m, il y a une grande incertitude sur le nombre de barrages construits, notamment entre 10 et 15 m, surtout pour les barrages en remblai. Les chiffres cités dans les Tableaux (2 000 avant 1930, 7 000 après) sont des estimations correspondant aux barrages de 15 à 30 m et ne prennent pas en compte les barrages de 10 à 15 m dont les ruptures ne paraissent pas en général avoir été recensées.

Appendix I

CLASSIFICATION OF REPORTED FAILURES (excl. China & USSR)

1. Presentation

Reported failures are classified under the following headings :

- Dam category : gravity, arch, buttress and multiple arch, embankment
- Cause of failure ; for embankment dams: overtopping during construction, first filling, operation (by overtopping or internal erosion)
- Height (higher/lower than 30 metres)
- Dates of failure and construction (pre-/post-1930).

Reservoir capacity, dam length and number of lives lost are also shown where known.

2. Failures

Most reports of failures were taken from ICOLD Bulletin 99 "Dam Failures - Statistical Analysis". However, about twenty of the failures mentioned in the Bulletin were not classified, through lack of data or because they were not due to the herein classified causes, and 15 of the failures in this Appendix do not appear in Bulletin 99 (mark X).

Many failures of dams of moderate height have probably gone unreported ; very few failures of large dams 10-15m high have been reported, although they represent 20 per cent of all large dams. In addition, there are few reports on the 700 Japanese dams built before 1930 or the thousands of dams in the non-industrialised countries impounding less than 10 hm³. These three groups together represent one-third of all large dams and 5 per cent of reported failures, so that 50 to 100 large-dam failures might have gone unreported.

3. Dam Numbers in Tables

Figures for the number of >30m dams built are reliable.

For <30m dams, there is a large margin of uncertainty on the number built, mainly in the height range 10-15m, especially embankment types. The figures in the tables (2 000 pre-1930, 7 000 post-1930) are estimates for 15-30m dams and do not allow for 10-15m structures for which failures do not seem to be generally reported.

Gravity Dams (Concrete or Masonry) / Barrages-Poids (Béton ou Maçonnerie)									
400 built before 1930 : 11 failures 1 500 built after 1930 : 1 failure					400 construits avant 1930 : 11 ruptures 1 500 construits après 1930 : 1 rupture				
< 30 m									
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³)	Comments Commentaires	Number of Victims Nombre de Victimes	
<i>First filling failures / Ruptures au premier remplissage</i>									
>10hm ³									
Austin I	USA	1893	1893	18	330		M	?	
Bayless	USA	1911	1909	16	160	1.3	C	80	
Granadillar	Spain	1934	1930	22	170	0.1	M	8	
<i>Failures in operation / Ruptures en service</i>									
Sig	Algeria	1885	1858	21		3	U	M	10
Bouzey	France	1895	1880	22	520	7	M	M	100
Angels	USA	1895	-	15	120		M	M	1
Elmali	Turkey	1916	1893	23	298	1.7	F	M	?
Tigra	India	1917	1917	25	1340	124	F	M	1000
Elguiau (X)	GB	1925	1908	12	1000	4	C	C	10
Zerbino	Italy	1935	1924	16	70	10	F	C	100
Pagara	India	1943	1927	27	1440	100	F	M	?
Chikkahole	India	1972	1966	30	670	11	F	M	?

350 built before 1930 : 11 failures 1 500 built after 1930 : 0 failure		> 30 m		350 construits avant 1930 : 11 ruptures 1 500 construits après 1930 : 0 rupture				
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'Achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³)	Comments Commentaires	Number of Victims Nombre de Victimes
<i>First filling failures / Ruptures au premier remplissage</i> >10hm ³								
Puentes	Spain	1802	1791	69	291	13	M	600
Cheurfas	Algeria	1885	1884	42		17	M	10
Elwha River	USA	1912	1912	33	135	9	M	0
Kundli	India	1925	1924	45	160	1.3	M	?
St Francis	USA	1928	1926	62	213	47	C	450
<i>Failures in operation / Ruptures en service</i>								
Fergoug I	Algeria	1881	1871	33	300	30	F	200
Fergoug II	Algeria	1927	1885	43	300	30	F	0
Mohne (war) (X)	Germany	1943	1913	40		134	M	1200
Eder (war) (X)	Germany	1943	1914	48	400	200	M	100 ?
Xuriguera	Spain	1944	1902	42	165	1.1	F	7
Khadakwasla	India	1961	1879	33	1400	137	U	1000
C = Concrete / Béton U = Upstream dam failure / Rupture du barrage amont M = Masonry / Maçonnerie F = Failure due to flood / Rupture par crue								

Arches (First Filling Failure) / Voûtes (Ruptures au premier remplissage)									
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'Achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³)	Comments Commentaires	Existing Dams {	
								600 > 30m	300 < 30m
>10hm ³									
Vaughn Creek	USA	1926	1926	19	95	?			
Malpasset	France	1959	1954	66	222	47			420
Idbar	Yugoslavia	1960	1959	38	108	1.9			

No arch failed in operation /
Pas de rupture en service

Buttresses and Multiple Arches/ Contreforts et Voûtes Multiples									
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'Achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³)	Comments Commentaires	Existing Dams { Barrages existants {	
								200 > 30m	300 < 30m
<i>First filling failures / Ruptures au premier remplissage</i>									
Ashley	USA	1909	1908	18	133	0.1	B	-	-
Stony River	USA	1914	1913	16	330	7		-	-
Austin II	USA	1915	1915	20	388	21	B	8	
Gleno	Italy	1923	1923	35	225	5	MV	600	
Komoro	Japan	1928	1927	16	96	0.1	B	7	
Selford	Sweden	1944	1943	21	200	1.8	B	-	
Vega de Terra	Spain	1959	1955	33	270	7.3	B	140	
<i>Failures in operation / Ruptures en service</i>									
Rutte (X)	Italy	1965	1952	15		0.3		MV	-
Leguaseca	Spain	1987	1958	20	70	0.1		MV	7

B = Buttress / Contreforts

MV = Multi - Arch / Voûtes multiples

**Fill Dams /
Barrages en Remblai**

Failure under construction by overtopping
(Height and volume are those of the completed dam, not those at the failure time)
() gives the height at time of failure, if known

Rupture par submersion pendant la construction
(La hauteur et le volume correspondent au barrage terminé)
() donne la hauteur lors de la rupture

< 30 m

2000 built before 1930
7000 built after 1930

2000 construits avant 1930
7000 construits après 1930

<i>Name of Dam Nom du Barrage</i>	<i>Country Pays</i>	<i>Year of Failure Année de Rupture</i>	<i>Height Hauteur (m)</i>	<i>Length Longueur (m)</i>	<i>Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm³)</i>	<i>Fill Remblai</i>	<i>Number of Victims Nombre de Victimes</i>
Owen	USA	1915	17	247	>10hm ³ 60	E	
Blyderiver	South Africa	1924	21	340	2.2	E	
Paris (X)	USA	1939	17				
Cheoha Creek (X)	USA	1970	28		11		
Elansdrift	South Africa	1975	28	600	3.2	E	10

150 built before 1930 2800 built after 1930		> 30 m					150 construits avant 1930 2800 construits après 1930	
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) >10hm ³	Fill Remblai	Number of Victims Nombre de Victimes	
Waghad	India	1883	(32) 32		17	E		
Goose Creek	USA	1900	(20) 64	-		R		
Red Rock (X)	USA	1910	32		16			
Little Field (X)	USA	1929	(37) 37	91		R		
Puddingstone (X)	USA	1930	55		22			
Oros	Brazil	1961	(35) 54	620	730	E/R		
Panshet	India	1961	(49) 51	740	214	E	1000	
Hell Hole	USA	1964	(30) 125		2600	R	0	
Mac Cloud © (X)	USA	1964	70	200	43	E/R		
Sempor	Indonesia	1967	60	228	56	R	200	
Piedras	Spain	1968	40	620	60			
Odiel	Spain	1970	35	154	3.3	R		
Toa Vaca (X)	USA	1970	65	530	68			
Xonxa	South Africa	1974	(24) 48	300	158			
S. Tomas	Philippines	1976	43				80	
Hans Strydom (C)	South Africa	1980	(18) 57	525	150	R		
E = Earthfill / Terre		R = Rockfill / Enrochement		C = Cofferdam / Batardeau				

First Filling Failures of Fill Dams (by internal erosion) / Barrages en Remblai - Ruptures au premier remplissage (par érosion interne)										
2 000 built before 1930 7 000 built after 1930					2 000 construits avant 1930 7 000 construits après 1930					
< 30 m										
<i>Name of Dam Nom du Barrage</i>	<i>Country Pays</i>	<i>Year of Failure Année de Rupture</i>	<i>Year of Completion Année d'achèvement</i>	<i>Height Hauteur (m)</i>	<i>Length Longueur (m)</i>	<i>Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm³) >10hm³</i>	<i>Fill * Remblai *</i>	<i>Founda- tion Fonda- tion</i>	<i>Number of Victims Nombre de Victimes</i>	
Dale Dyke	GB	1864	1863	29	380	3.2	E	-	230	
Molteno	SA	1882	1881	15	800	0.2	E	-	0	
Mena	Chile	1885	1888	17	200	0.1	E	R	100	
Lake Francis	USA	1899	1899	15	300	0.8	E	R	-	
Bila Desna	Czecho	1916	1915	18	240	0.4			65	
Ema	Brazil	1940	1932	18	370	10	E	S/R		
Fred Burr	USA	1948	1947	16	100	0.6		S		
Lower Khajuri	India	1949	1949	16		43	E			
Battle River	Canada	1956	1956	14	550	15	E	S/R		
Little Deer Creek	USA	1963	1962	26	110	1.8	E	R	1	
Jennings Creek 3	USA	1963	1962	21	92	0.4	R	E		
Jennings Creek 16	USA	1964	1960	17	110	0.3	R	R		

Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) > 10hm ³	Fill * Remblai *	Foundation Fondation	Number of Victims Nombre de Victimes
Kedar Nala	India	1964	1964	20		17	E	-	
Sheep Creek	USA	1970	1969	18	330	1.4	E	S	
Manivali	India	1976	1975	18	-	4.8	E	-	
Mafeteng	Lesotho	1988	1988	23	500	?	E	R	
> 30 m									
150 built before 1930									
2800 built after 1930									
Apishapa	USA	1923	1920	35	178	24	E	S/R	
Corpus Christi	USA	1930	1930	31	1240	79	E	S	
Teton	USA	1976	1976	93	900	300	E	S/R	11

* Fill / Remblai :

E = Earthfill / Terre

R = Rockfill / Enrochement

Foundation / Fondation :

S = Soft / Meuble

R = Rock / Rocher

Failure in Operation of Fill Dams (by internal erosion) / Barrages en Remblai - Rupture en service (par érosion interne)											
2000 built before 1930 7000 built after 1930		< 30 m									{ 2000 construits avant 1930 7000 construits après 1930
<i>Name of Dam Nom du Barrage</i>	<i>Country Pays</i>	<i>Year of Failure Année de Rupture</i>	<i>Year of Completion Année d'achèvement</i>	<i>Height Hauteur (m)</i>	<i>Length Longueur (m)</i>	<i>Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm³) >10hm³</i>	<i>Fill * Remblai *</i>	<i>Founda- tion Fonda- tion</i>	<i>Number of Victims Nombre de Victimes</i>		
Bilberry	GB	1852	1845	20	90	0.3	E		80		
Cuba	USA	1868	1851	15		0.5					
Mill River	USA	1874	1865	13	180				140		
Utica	USA	1902	1873	21		?	E		0		
Avallon	USA	1904	1893	17	-	-	E/R				
Green Lick	USA	1904	1901	19	259	0.6	E/R		0		
Black Rock	USA	1909	1907	21	208	18	E/R	R			
Jumbo	USA	1910	1905	18	1200	29	E/R				
Hatchtown	USA	1914	1908	18	240	15	E		0		
Horse Creek	USA	1914	1912	17	5000	21	E/R		0		
Hebron I	USA	1914	1913	17	1120		E	S			
Lyman	USA	1915	1913	19	250	43	E	S	8		
Lake Toxaway	USA	1916	1902	19	120	13	E	R	0		
Leeuw Gamka	SA	1928	1920	15	540	10		-	0		
Castlewood	USA	1933	1890	28	183	4.3	E	R	2		

Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) >10hm ³	Fill * Remblai *	Founda- tion Fonda- tion	Number of Victims Nombre de Victimes
Lake Francis II	USA	1935	1901	24	400	2.3	E	R	
Anaconda	USA	1938	1898	22		0.2	E	S	0
Sinker Creek	USA	1943	1919	21	330	3.3	E	R	
Stockton	USA	1950	1950	28	100	0.5		-	
Toreson	USA	1953	1898	15	96	1.4	E		
Ahraura	India	1954	1954	26	650	61	E		
Pampulha	Brazil	1954	1941	18	350	18	E	S	0
Mill Creek	USA	1957	1889	20	84	0.3	E	R	
Alamo Arroyo	USA	1960	1960	21	-	6.6	E	S	
Hyogiri	Korea	1961	1940	15	110	0.2	E	R	139
Smart Syndicate	SA	1961	1912	28	2800	98	E	R	
Emery	USA	1966	1850	16	130	0.5	E	R	
Nanak Sagar	India	1967	1962	16	19 300	210	E		100
La Laguna	Mexico	1969	1912	17	675	4.3	E	S/R	0
Caulk Lake	USA	1973	1950	20	134	0.7	E	R	
Wheatland	USA	1973	1960	13	2000	11			
Hinds Lake	Canada	1982	1980	12	5200	7500	E	R	0
Kantale	Sri Lanka	1986	1869	27	2500	135	E	R	127
Quail Creek	USA	1988	1984	24	610	50	E		0

Failure in Operation of Fill Dams (by internal erosion) / Barrages en Remblai - Rupture en service (par érosion interne)										
> 30 m										
150 built before 1930					150 construits avant 1930					
2800 built after 1930					2800 construits après 1930					
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) >10hm ³	Fill * Remblai *	Founda- tion Fonda- tion	Number of Victims Nombre de Victimes	
English	USA	1883	1878	30	100	18	R	R		
Graham Lake	USA	1923	1922	34	335	200	E	S		
Baldwin Hills	USA	1963	1951	71	198	11	E	S	5	
Walter Bouldin	USA	1975	1967	50	2268		E		0	
Ghattara	Libya	1977	1972	38	217	5.5	E	S/R	0	
Ruahihi	New Zealand	1981	1981	32	67 000	31	R	S/R		
Embalse Aromos	Chile	1984	1979	42	220	60	E	S/R	0	

* Fill / Remblai
E = Earthfill / Terre
R = Rockfill / Entrochement

Foundation / Fondation
S = Soft / Meuble
R = Rock / Rocher

Fill Dams / Barrages en Remblai									
Failures in operation by overtopping / Ruptures en service par submersion									
> 30m									
150 built before 1930					150 construits avant 1930				
2 800 built after 1930					2 800 construits après 1930				
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) >10hm ³	Fill Remblai	Number of Victims Nombre de Victimes	
Torside	GB	1855	1854	31	270	6.7	E	S	
Walnut Grove	USA	1890	1888	33	120	11	R	129	
Sweetwater	USA	1916	1911	35	200	54	E		
Lower Otay	USA	1916	1901	46	170	52	R	30	
Graham Lake	USA	1923	1922	34	330	220			
Kaddam	India	1959	1957	40		215	E	G	
Rincon (X)	Paraguay	1959	1945	50	1 100	9 000			
Swift	USA	1964	1914	57	225	37	E/R	19	
Dantiwada	India	1973	1969	61	137	460	E		
Euclides da Cunha	Brazil	1977	1960	61	312	13	E	G	
Sales de Oliveira	Brazil	1977	1958	40	660	25	E	U	
Tous	Spain	1982	1980	77	780	50	R	G	20

E = Earthfill / Terre
 U = Failure of Upstream Dam / Rupture de barrage amont
 R = Rockfill / Enrochement
 G = Jamming of Gates / Non-fonctionnement des vannes
 S = Spillway defect / Défaillance du déversoir

Fill Dams / Barrages en Remblai									
Failures in operation by overtopping / Ruptures en service par submersion									
< 30m									
2 000 built before 1930					2 000 construits avant 1930				
7 000 built after 1930					7 000 construits après 1930				
Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'Achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) > 10hm ³	Fill Remblai	Number of Victims Nombre de Victimes	
Blackbrook I	GB	1799	1797	28	160	0.2	E		
Killington	GB	1836	1820	18	250	3.4	E		
Tabia	Algeria	1865		25					
Iruhaike	Japan	1868	1633	28	700	18	E	1 200	
South Fork	USA	1889	1852	21		18	E/R	2 200	
Johnstown	USA	1889	1842	22		19		G	
Chambers Lake	USA	1891	1885	15	213		E	S	
Lake Vera	USA	1905	1880	15	51		R		
Chambers Lake II	USA	1907	1885	15	240	10	E	S	
Wisconsin	USA	1911	1909	18	80	24	R	0	
Hebron II	USA	1914	1913	17	1120	x	E		
Lookout Shoals	USA	1916	1915	25	830	49	E		
Mammoth	USA	1917	1916	23		13	E	S 1	

Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'Achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) > 10hm ³	Fill Remblai	Number of Victims Nombre de Victimes
Oversholser	USA	1923	1920	16	247	18	R	
Oklahoma	USA	1923	1920	16	365	26		
Scott Falls	Canada	1923	1921	15	250	11	R	U
Mac Mahon	USA	1925	1924	17	137	0.1	E	
Dykstra	USA	1926	1903	15			R	
Balsam	USA	1929	1927	18	91	?	E	
Briseis	Australia	1929	1926	17	137	1	R	11
Wagner Creek	USA	1938	1912	15	98	0.7	E	1
Heiwaikē	Japan	1951	1949	22	82	0.2	E	100
Ashizawa	Japan	1956	1912	15			E	
Kaila	India	1959	1955	26	213	14	E	S
Kharagpur	India	1961	1956	24		55	E	
Ogayarindo	Japan	1963	1944	24	100	0.16	E	
Cazadero	USA	1965	1906	21	55	16	R	
Ovcar Banja	Yugoslav	1965	1952	27		3	E	G
Wesley E Seale	USA	1965	1958	25	1 804	374		G
Pardo	Argentina	1970	1949	15	60	0.1	R	25
Lake Barcroft	USA	1972	1913	21	62	3	E	0
Whitewater Brook	USA	1972	1949	19	137	0.5	E	

Name of Dam Nom du Barrage	Country Pays	Year of Failure Année de Rupture	Year of Completion Année d'Achèvement	Height Hauteur (m)	Length Longueur (m)	Volume of Reservoir Volume de Retenue (hm ³) > 10hm ³	Fill Remblai	Number of Victims Nombre de Victimes
Lower Idaho	USA	1976	1914	15	275			U
Bolan	Pakistan	1976	1960	19	530	89	E/R	20
Dhanibara	India	1976	1975	20		61	E	
La Paz	Mexico	1976		10	1 600	x		80
Machu	India	1979	1972	26	3 900	101	E	G 2 000
Gotvan	Iran	1980	1977	22	710	x		200
Dibbis (X)	Irak	1984	1966	17	650	50		
Noppikoski	Sweden	1985	1967	19	175		E	G 0
Spitskop	SA	1988	1975	17	760	61	E	0
Bagaud	Nigeria	1988	1970	20	2 100	22	E	
Tierpoort Dam (X)	S. Africa	1988	1923	20	116	33		
Mitti (X)	India	1988	1982	17	900	19	E	0
Belci	Romania	1991	1982	18	420	12	E	G 20

G : Gates Jamming / Non-fonctionnement des vannes

U : Upstream dam Failure / Rupture de barrage amont

S : Spillway defect / Défaillance du déversoir

E : Earthfill / Terre

R : Rockfill / Enrochement

Annexe II

STABILITÉ DES BARRAGES-POIDS SUBMERGÉS

La majorité des ruptures de barrages-poids de hauteur inférieure à 30 m est due à un accroissement de charge résultant des crues ; en effet, les barrages de faible hauteur sont souvent exposés à un accroissement relatif substantiel de la charge amont ou sont en fait des déversoirs et peuvent supporter des lames déversantes de 10 à 50% de leur hauteur. Il est intéressant de rechercher les profils les plus adaptés à de telles surcharges; comme on peut facilement et économiquement éviter une rupture interne, le risque principal correspond à la possibilité de glissement au contact de la fondation ou dans la fondation.

On compare ci-dessous, pour différentes sections et pour différents pourcentages de submersion, la valeur de $\text{tg } \varphi = \frac{\text{Total charges horizontales}}{\text{Total charges verticales}}$

La comparaison est faite pour des profils classiques Ia, Ib et Ic (parement amont vertical et fruit aval de 0,8) et des profils IIa, IIb et IIc plus symétriques, de volume, c'est-à-dire de coût, comparable. Les calculs, dont les résultats sont donnés dans le Tableau joint, supposent une lame déversante d'épaisseur h au-dessus du barrage, variant de 0 à 50% de la hauteur H de l'ouvrage; la densité du béton est prise égale à 2,3, la sous-pression varie linéairement de 0 en aval à 2/3 de la charge totale du réservoir en amont.

Le Tableau 1 donne la valeur de $\text{tg } \varphi$, le Tableau 2 représente l'efficacité des sections. On voit que les solutions symétriques donnent un grand avantage, à coût égal, en matière de $\text{tg } \varphi$; le gain de sécurité faible pour les petits déversements devient élevé pour les lames déversantes importantes. La prise en charge de sous-pressions différentes ou de densités plus importantes de l'eau en cas de crue ne modifie guère l'avantage des solutions symétriques qui sont également préférables quand la résistance mécanique du rocher est limitée.

A sécurité égale, les solutions symétriques permettent un gain de l'ordre de 20% par rapport aux solutions classiques.

Appendix II

STABILITY OF OVERTOPPED GRAVITY DAMS

Most failures of gravity dams less than 30m high are due to the increased load caused by floods. Low dams are frequently exposed to a substantial relative increase in the load on the upstream face or are in fact spillways and may have to carry a depth of spillage equivalent to 10-50% of their structural height. It is instructive to look at the best profiles for such loads ; since internal failure can be easily and economically avoided, the main risk comes from the possibility of sliding at the dam/foundation interface or within the foundation itself.

In the following, we compare the value of $\tan \phi = \text{total horizontal loads/total vertical loads}$, for different cross sections and percent depths of overtopping.

Comparisons are made for standard profiles Ia, Ib and Ic (vertical upstream face, downstream face battered 0.8) and more symmetrical profiles IIa, IIb and IIc, of comparable volume, i.e. cost. The calculations, for which results are tabulated, assume a head on the dam, i.e. an overspill nappe thickness h , ranging from 0 to 50% dam height H ; concrete density is taken as 2.3, uplift increases as a straight line from 0 downstream to two-thirds of the total hydrostatic load upstream.

Table 2 lists $\tan \phi$ values, Table 2 shows the efficiency of the dam sections. The symmetrical sections can be seen to have a great advantage, at equal cost, in terms of $\tan \phi$; while small for small spillage, the gain in safety against sliding becomes large with high heads on the crest. Varying uplift pressures or increasing floodwater density has little effect on the gain offered by symmetrical designs, which are also preferable when rock strength is limited.

For the same level of safety, the symmetrical alternatives offer a gain of the order of 20% over standard designs.

**Overtopped Gravity Dams
Barrages - Poids Submergés**

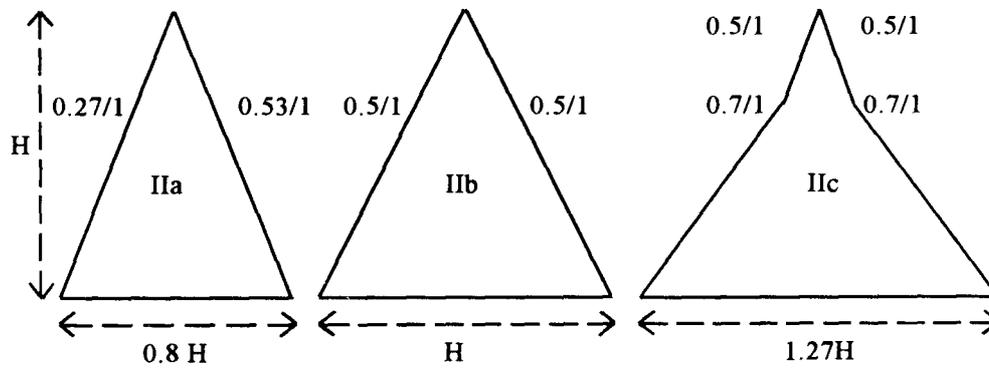
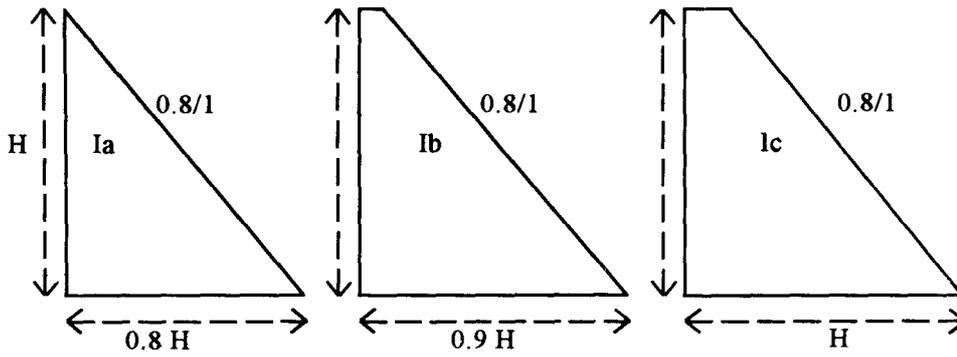


Table 1/Tableau 1

Values of $\tan \varphi$

Valeurs de $\tan \varphi$

	Concrete volume (H^2)	h/H					
	Volume de béton (H^2)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Ia	0.40 H^2	0.70	0.90	1.10	1.30	1.55	1.75
IIa	0.40 «	0.58	0.70	0.81	0.90	1.02	1.14
Ib	0.50 «	0.59	0.72	0.86	1.01	1.17	1.33
IIb	0.50 «	0.47	0.55	0.64	0.72	0.79	0.85
Ic	0.60 «	0.48	0.58	0.68	0.78	0.89	1.00
IIc	0.61 «	0.38	0.45	0.52	0.58	0.64	0.70

Table 2/Tableau 2

Efficiency of Sections

Efficacité des sections

Total Vertical Loads/Concrete Weight Ratio

Rapport : Total des efforts verticaux/Poids du béton

	Concrete volume (H^2)	h/H					
	Volume de béton (H^2)	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
Ia	0.40 H^2	0.70	0.67	0.64	0.61	0.58	0.56
IIa	0.40 «	0.86	0.86	0.87	0.87	0.88	0.88
Ib	0.50 «	0.74	0.72	0.70	0.68	0.66	0.65
IIb	0.50 «	0.93	0.95	0.97	0.98	1.00	1.01
Ic	0.60 «	0.77	0.76	0.75	0.74	0.73	0.72
IIc	0.61 «	0.93	0.94	0.96	0.97	0.98	1.00

Annexe III

COMMENTAIRES SUR LES « PETITS BARRAGES » EN REMBLAI FUTURS

Il existe dans le monde plus de 100 000 barrages en remblai stockant de 0,1 à 1 hm³, mais de hauteur totale inférieure à 15 m. Ces ouvrages ne sont donc pas pris en compte dans les registres ou les statistiques de la CIGB. En majorité, ces ouvrages, construits avant 1980, notamment en Asie, ont été réalisés très économiquement par des moyens locaux faisant peu appel à la mécanisation ou à l'emploi de ciment et d'acier (déversoirs en perrés maçonnés). La rupture de tels ouvrages, qui cause le plus souvent une crue artificielle de 200 à 500 m³/s, peut donc être dangereuse si elle est rapide ; en effet, les bassins versants sont souvent de quelques km² et les crues usuelles faibles et parfois écrêtées par le réservoir, ce qui conduit les populations en aval à une confiance qui peut être très injustifiée.

Des milliers de petits barrages de plus de 0,1 hm³ pourraient être construits annuellement dans les prochaines décennies, mais leur coût peut s'accroître de manière prohibitive pour trois raisons :

- L'augmentation progressive des salaires conduit à la mécanisation des chantiers dans presque tous les pays et à la disparition des chantiers manuels souvent très économiques.
- Une meilleure connaissance de l'hydrologie conduit à accroître la taille des déversoirs où le béton remplace progressivement les perrés maçonnés.
- Le souci de sécurité pousse à étendre aux petits barrages les spécifications usuelles pour les grands barrages.

Les suggestions ci-dessous -qui ne doivent naturellement pas être considérées comme des règles précises- ont pour but d'aider à concilier le degré de sécurité souhaitable avec la recherche d'économies permettant la réalisation. Ces suggestions tiennent le plus grand compte du type de barrage et de la nature du remblai, critères essentiels de risque et de précautions à prendre. On examine successivement trois types d'ouvrage.

1. Barrages homogènes en matériaux cohérents

Beaucoup de barrages en remblai existants sont homogènes, mais l'absence de connaissances en mécanique des sols ou la réalisation artisanale ont conduit parfois à une faible résistance mécanique du remblai. Dans le futur, l'analyse des emprunts, le suivi de la teneur en eau, l'efficacité du matériel de compactage donneront

Appendix III

FUTURE 'SMALL' EMBANKMENT DAMS

There are more than 100 000 embankment dams in the world with reservoir capacities of 0.1-1 hm³ but whose total height is less than 15m. These dams are therefore not reported in ICOLD registers or statistics. The majority of these dams, built before 1980, mainly in Asia, were built very economically with local resources with little mechanical plant, cement or steel (jointed masonry spillways). Failure, usually causing artificial flood of 200-500 m³/s, may be dangerous if it occurs rapidly : catchments frequently cover an area of a few square kilometres and common floods are small and sometimes attenuated by the reservoir, so that the downstream population feels a confidence that may be far from justified.

Thousands of small dams of more than 0.1 hm³ capacity may be built annually in the coming decades, but their cost may rise prohibitively for three reasons :

- Steadily rising wages encourage mechanisation of construction jobs in nearly all countries with the disappearance of often very economical manual construction.
- Better hydrological knowledge tends to increase the size of spillways, which are increasingly being built of concrete rather than jointed masonry.
- Safety concerns tend to cause standard large dam specifications to be extended to small dams.

The suggestions that follow - which must not of course be considered precise rules - are intended to help in reconciling a desirable level of safety with concern for cost savings, enabling dams to be built. They take full account of different types of dams and embankment fill, which are vital criteria affecting hazards and safeguards required. Three types of dam are considered.

1. Homogeneous Dams using Cohesive Material

Many existing embankment dams are homogeneous designs but ignorance of soil mechanics or unsophisticated construction may lead to poor fill mechanical properties. In future, proper analysis of borrow material, moisture control and compaction plant efficiency will generally produce dams with high cohesion ; furthermore, effi-

généralement à ces ouvrages une cohésion importante ; d'ailleurs, l'efficacité des chantiers mécanisés requiert le plus souvent une qualité minimale du remblai : les suggestions ci-dessous sont faites dans cette hypothèse.

Les barrages homogènes en matériaux cohérents présentent de grands avantages en matière de sécurité :

- La probabilité de rupture à la submersion est faible pour les bassins versants de quelques km² ou dizaines de km², car la digue supporte un déversement de 0,50 m de lame d'eau pendant quelques heures, soit souvent de l'ordre de 100 m³/s en plus du débit du déversoir (majoré pour tenir compte de la revanche), et en cas de rupture pour une crue entrante de quelques centaines de m³/s, le débit aval dû à la rupture n'est souvent pas beaucoup plus élevé que le débit entrant car la largeur de la brèche reste faible.

- Si la fondation est aussi en matériau argileux, le risque de rupture par séisme est faible.

Dans ces conditions, il semble possible de faire les recommandations suivantes :

a/ Crue de projet et déversoir

Déverser sur la digue à partir de la crue millennale conduira à une probabilité annuelle réelle de rupture inférieure à 10⁻⁴ et à une crue de projet voisine de la crue centennale ; cependant, si la vallée est très peuplée près du barrage, on pourra choisir la crue millennale comme crue de projet, la probabilité annuelle de rupture devenant de l'ordre de 10⁻⁵. Par contre, si le risque aval est faible, il n'est pas déraisonnable de prendre pour crue de projet la crue décennale et de déverser pour la crue centennale.

Parmi les solutions de déversoir, on peut envisager :

- Si une rive est rocheuse, un déversoir peu ou pas revêtu, taillé dans le rocher.
- Un déversoir par puits et galerie en béton armé de quelques mètres carrés, situé sous le terrain actuel : cette solution peut inclure prise et vidange, et facilite la dérivation pendant les travaux. Elle peut être très intéressante si le coût de main-d'œuvre est faible, la dépense en fournitures et matériel étant assez réduite (10 000 à 50 000 US\$) mais l'obstruction par les corps flottants est un risque important qui doit être pris en compte soigneusement.

- Un déversoir sur digue, soit en béton armé classique, soit constitué par une dalle mince (0,15 à 0,20 m) continue, très armée (1% par sens).

L'utilisation de flashboards (hausses) peut être conseillée, tout au moins pour les débits inférieurs à 50 m³/s.

b/ Vidange

La nécessité d'une vidange est peut-être moins impérative qu'on ne le dit souvent; c'est coûteux, parfois dangereux, souvent inutile si le remplissage se fait lors d'une crue. Doubler la prise d'eau de faible section et/ou placer une vidange à la base d'un seuil déversant peuvent être des solutions peu coûteuses.

ciency in mechanised construction usually requires some minimum fill quality : the following suggestions are based on this assumption.

Cohesive homogeneous dams have great advantages in terms of safety :

- The probability of failure by overtopping is low for catchment area of a few or a few tens of km², because the dam can successfully withstand spilling a 0.50 m nappe for a few hours, i.e. frequently of the order of 100 m³/s more than the spillway discharge (increased to allow for freeboard height), and in the event of failure with an incoming flood of a few hundred cumecs, the outflow due to the failure is often not much higher than inflow as the width of the failure breach is limited.
- If the foundation is also clayey material, there is little risk of failure from earthquake.

On this basis, it is felt that the following recommendations are appropriate :

a/ Design Flood and Spillway

Overtopping by the 1 000-year flood and above means a true annual failure probability of less than 10⁻⁴ and a design flood close to the 100-year flood ; however, if the valley is densely populated near the dam, the 1 000-year flood might be taken as the design flood and the annual failure probability is then around 10⁻⁵. On the other hand, if there is little downstream hazard, it is not unreasonable to take a 10-year design flood with the dam being overtopped by the 100-year flood.

The possibilities available for the spillway might be :

- With rock abutments, spillway cut in the rock with little or no lining.
- Reinforced concrete shaft and tunnel spillway of a few square metres section through the foundation. This arrangement may include intake and bottom outlet and is convenient for river control during construction. It may be very attractive if labour costs are low since expenditure on materials and equipment is moderate (\$US 10 000-50 000), but design and maintenance should take great care of risks due to floating debris.
- Spillway on the dam, either conventional reinforced concrete or a heavily reinforced (1% both ways) thin (0.15-0.20m) slab.

It might be advisable to use flashboards, at least for less than 50 m³/s.

b/ Bottom Outlet

There is perhaps less need for a bottom outlet than often supposed ; it is costly, sometimes dangerous, frequently useless if the reservoir is filled during a flood. Duplicating a small intake and/or placing a low level sluice at the base of an overspill may be inexpensive arrangements.

c/ Protection antivagues

Les réservoirs correspondants ont une surface de l'ordre de 0,1 km²; le fetch est voisin de 300 m, la hauteur de vague significative de 0,30 à 0,40 m.

On peut souvent éviter un revêtement coûteux en adoucissant le talus amont (~ 5/1) au voisinage du niveau de la retenue normale, quitte à revêtir si nécessaire après quelques années. Des points particuliers pourraient nécessiter cependant un revêtement : raccord sur déversoir, raccord sur les berges s'il représente un changement de direction brutal.

d/ Drainage

Celui-ci peut être assuré, soit par un drain cheminée ou incliné en sable naturel, soit par des géotextiles horizontaux ou inclinés. Les dispositions doivent permettre une exécution facile des remblais et des drains, sans risque de défaut majeur (drains ne débouchant pas à l'aval ou colmatés, ...).

e/ Remblai principal

C'est l'élément clé en matière de coût et de sécurité :

- En matière de coût, il faut chercher à réduire les coûts unitaires plus que les quantités, en prévoyant de bonnes conditions de circulation et un programme d'exécution assez court et régulier (un à trois mois en étiage pour quelques dizaines de milliers de m³); un supplément de distance pour obtenir un meilleur emprunt n'est pas forcément très coûteux.
- En matière de sécurité, les reconnaissances (notamment par tranchées), essais et contrôle peuvent permettre sans dépenses très élevées d'obtenir un matériau de composition et teneur en eau satisfaisantes. Le compactage correct de la masse du remblai et des points singuliers est la clé de la sécurité, avec l'étanchéité de la fondation.

2. Barrages à étanchéité amont

Lorsqu'on ne trouve pas de matériaux argileux au voisinage du barrage, ou si on les trouve en faible quantité, on réalise le barrage en remblai non cohérent ; l'étanchéité est alors souvent assurée, soit par une géomembrane ou un masque sur le parement amont, soit par un noyau mince incliné amont qui peut être en surface ou séparé de la retenue par quelques mètres de remblai ordinaire.

Ces solutions peuvent présenter un avantage sur le plan de l'économie, d'autant qu'on peut raidir un peu le talus aval, mais *elles sont beaucoup moins sûres que les digues homogènes en remblai cohérent*. En effet :

- Elles sont détruites par un déversement même faible, et certaines digues à noyau mince arrêté quelques mètres sous la crête ont même été détruites par érosion interne de la crête avant déversement.

c/ Wave Protection

The reservoirs at such dams cover an area of around 0.1 km², with a fetch of about 300m and significant wave heights of 0.30-0.40m.

It is frequently possible to avoid the need for an expensive facing by flattening the upstream face (~ 5/1) around Full Supply Level, even if this may mean facing it after a few years. A proper facing may however be necessary at singularities such as the junction with the spillway, or with the abutments if there is any sharp change in direction.

d/ Drainage

Drainage can be provided by a chimney drain, or sloping drain from natural sand, or by horizontal or inclined geotextile. Arrangements must provide for convenient construction of the fill and drains without danger of any serious flaws (such as the drain having no downstream outfall, etc.).

e/ Main Fill

This is the key factor in cost and safety.

- Keeping down costs should focus on reducing unit costs rather than quantities by providing for easy trafficability and a relatively short but steady construction schedule (one to three months in the dry season for a few tens of thousand cubic metres). Extra haul distance to obtain better borrow material is not necessarily very expensive.

- To improve safety, proper site-investigation (especially, exploratory trenches) and testing may enable a material of satisfactory composition and moisture content to be obtained without high costs. Proper compaction of the bulk fill and at singularities is the key to safety as well as waterproofing of the foundation.

2. Faced Embankment Dams

If there is too little or no clay material available near the site, the dam is built of cohesionless material ; watertightness is frequently provided by a geomembrane or other facing on the upstream face, or by a thin sloping upstream core which may be exposed or separated from the reservoir by a few metres of ordinary fill.

Such designs may have benefits in terms of cost savings, especially as the downstream face can be steepened slightly, but *they are much less safe than homogeneous dams of cohesive material*, because :

- They are destroyed by even moderate overtopping, and some such dams in which the thin core is topped out a few metres below the crest have even been destroyed by internal erosion in the crest before they spilled.

- En cas de rupture, la brèche peut être très large et le débit élevé, et cette brèche peut se produire en quelques minutes, portant rapidement le débit aval de quelques m^3/s ou quelques dizaines de m^3/s à un débit de plus de $500 m^3/s$. *Cette propriété conduit d'ailleurs à donner la préférence à ce type d'ouvrage pour la réalisation de digues fusibles.*

Pour réduire la probabilité de rupture, il est donc nécessaire d'être très vigilant sur la fiabilité de l'étanchéité et la qualité du filtre sous noyau, et de monter l'étanchéité presque jusqu'à la crête. Un revêtement en terre végétale de la crête et du parement aval, ainsi que l'entretien du revêtement herbeux au moins en saison des pluies, peut éviter la destruction par déversement de courte durée et de très faible débit ($\sim 0,2 m^3/s/m$). Il est surtout nécessaire de largement dimensionner l'évacuateur pour éviter le déversement, ce qui conduit généralement à surélever la crête du barrage, augmentant alors son volume de 20 à 30%. Mais la rupture éventuelle reste importante et rapide, et l'utilisation de tels ouvrages n'est pas recommandable en amont de zones habitées proches, sans dispositifs efficaces de surveillance et d'alerte.

Les digues à noyau mince vertical semblent entraîner des ruptures un peu moins importantes et rapides que les digues à noyau incliné.

Lorsque le remblai est réalisé en enrochement avec étanchéité amont, la digue peut supporter quelque temps un déversement par une lame de 0,50 à 1 m, ce qui a l'avantage d'alerter les populations en aval, mais, lorsque la brèche se forme, elle peut atteindre en peu de temps une largeur importante et un débit voisin de celui d'une digue en matériaux fins : cette rupture rapide est facilitée par la raideur du talus aval et par l'emploi, pour les petits barrages, d'enrochement de faible dimension. La confiance un peu subjective accordée aux barrages en enrochement de faible hauteur n'est donc pas nécessairement justifiée.

Dans certaines régions, on trouve des matériaux (loess, silts,...) permettant d'obtenir une étanchéité suffisante, mais ayant une faible cohésion : leur emploi peut être économique, mais, même si les talus sont doux, les risques liés à l'érosion interne, au déversement et aux séismes sont importants.

3. Barrages à noyau épais

Par manque de matériaux argileux ou recherche d'économies, on constitue parfois le barrage par un noyau central épais avec recharges en remblai non cohérent, ou on réalise la moitié amont en remblai cohérent et l'aval en remblai ordinaire.

L'importance du massif cohérent présente l'avantage de limiter, en cas de rupture, l'importance et la vitesse de formation de la brèche, mais on doit monter l'étanchéité jusqu'au voisinage de la crête et éviter le déversement; pour obtenir une sécurité voisine de celle d'une digue homogène en matériau cohérent, on est donc amené à réaliser un déversoir plus important et souvent à surélever le niveau de la crête.

- If failure occurs, the breach may be very wide with high discharge, and the breach may appear in a few minutes, quickly increasing the outflow from a few or a few dozen cumecs to more than 500 m³/s. *This feature in fact makes this type of design the preferred choice for fuse plugs.*

Reducing the failure probability means being very vigilant about the reliability of the watertight element and quality of the filter under the core, and continuing the watertight facing up to the crest and in foundation. A layer of topsoil at the crest and on the downstream face and proper maintenance of the grassed area at least in the wet season may be a safeguard against destruction from very slight spilling (~0.2 m³/s/m) for a short time. But the main thing is ample spillway capacity to prevent overtopping, which usually means raising the dam crest, which increases fill volume by 20-30%. But if failure still occurs, it will be serious and rapid, and faced embankment dams above nearby populated areas may need warning systems.

Dams with thin vertical core appear to suffer failures that are somewhat less severe and rapid than dams with sloping cores.

Faced rockfill dams can withstand a 0.5-1m head of spillage for a short time, which has the advantage of alerting the downstream population, but when a breach does form, it can in a short time become very wide with a discharge similar to that from an earth dam. Rapid failure is encouraged by the steeper downstream face, and by the smaller rock sizes used at small dams. The somewhat subjective confidence inspired by small rockfill dams is therefore not necessarily justified.

In some regions, there are materials like loess, silts, etc. which can provide adequate impermeability but have little cohesion : they may be cheap to use but, even with flat dam slopes, risks due to piping, overtopping and earthquake cannot be avoided easily.

3. Thick-core dams

Lack of clay material or the search for economy may lead to building the dam as a thick central core flanked by cohesionless shoulder fill, or the upstream half in cohesive material and the rest in ordinary material.

The size of the body of cohesive material has the advantage of limiting the size and rate of growth of the breach in the event of failure, but the watertight material must be continued up to near the crest and the dam must never be overtopped ; to obtain a level of safety similar to that of a cohesive homogeneous dam, it is therefore necessary to have a larger spillway and frequently a higher crest level.

CONCLUSIONS

Pour les petits barrages (moins de 15 m, stockant moins de 1 hm³), si l'on dispose de remblais argileux cohérents en qualité suffisante et si leur prix unitaire ne dépasse pas deux fois le prix unitaire de remblai non cohérent, une digue homogène en matériau cohérent est souvent la solution la moins chère et la plus sûre. La mécanisation des chantiers, qui réduit le coût des transports et permet des emprunts assez éloignés, nécessite des formes de digues simples et impose une qualité minimale du remblai, favorise ce choix.

Certains commentaires ci-dessus peuvent s'appliquer aussi à des « grands barrages » de moins de 20 m, stockant moins de 10 hm³.

CONCLUSIONS

If there are sufficient quantities of cohesive clayey material available at unit prices not exceeding twice the unit price of cohesionless material, a homogeneous embankment of cohesive material is frequently the cheapest and safest solution. By reducing haul costs so that quite remote borrows can be used, benefiting from simple dam shapes, and imposing a minimum fill quality, mechanised construction militates in favour of this alternative.

Some of the above remarks may also apply to 'large' dams less than 20 metres high impounding less than 10 hm³.

Annexe IV

OPTIMISATION ÉCONOMIQUE DES DÉVERSOIRS : CHOIX DE LA CRUE DE RUPTURE (IMMINENT FAILURE FLOOD : IFF) (*)

Les déversoirs de grands barrages sont généralement dimensionnés, parfois réglementairement, avec une prudence croissant en fonction de la taille des barrages et de l'importance des risques en aval. Ces critères diffèrent suivant les pays. Ils tiennent souvent peu compte de l'optimisation économique et, lorsqu'une telle optimisation est étudiée, elle s'applique souvent à la crue de projet qui est parfois très inférieure à la crue entraînant réellement la rupture : ce qui conduit à surdimensionner largement les déversoirs, surtout s'ils ne sont pas vannés.

Au contraire, les calculs ci-dessous sont purement économiques et sans a priori réglementaire; ils ont pour but de déterminer la période de retour optimale T de la crue entraînant probablement la rupture (et non celle de la crue de projet) et la valeur de l'investissement correspondant. T correspond à la valeur minimale de la somme du coût de construction P_T (fonction de T) et de la valeur actualisée V des dommages dus à la rupture, compte tenu de la probabilité de cette rupture.

Ces calculs sont basés sur des hypothèses réalistes mais simplifiées, permettant de présenter clairement les résultats valables pour les cas les plus courants.

Si on appelle P_T le coût de construction correspondant à une probabilité annuelle de rupture de $1/T$, ce coût peut généralement se mettre sous la forme :

$$P_T = P_{100} (A + k L_n T/100)$$

On peut en effet admettre le plus souvent que les débits au delà de la crue centennale varient en fonction logarithmique de la période de retour et que, entre la crue centennale et la crue de probabilité 10^{-5} , la variation de coût est sensiblement proportionnelle à la variation de débit.

La valeur de k dépend du type d'ouvrage et est plus importante en général pour un barrage en remblai que pour un barrage en béton. Admettre que, lorsqu'on passe d'une crue de rupture centennale à une crue de probabilité 10^{-5} , le coût d'un barrage en remblai augmente de 50% paraît une hypothèse raisonnable ($k L_n 1000 = 0,5$ et $k \neq 0,073$). Pour un barrage en béton, l'augmentation de coût est plus faible, par exemple 20%, et la valeur de k est alors voisine de 0,029.

(*) Rédigé par A. Ait Alla (France)

Appendix IV

ECONOMIC OPTIMISATION OF SPILLWAYS : SELECTION OF IMMINENT FAILURE FLOOD (*)

Spillway capacity at large dams is generally selected, sometimes according to regulatory requirements, with increasing caution commensurate with the size of the dam and the level of downstream hazard. Criteria differ in different countries. They often make little reference to economic optimisation and when this issue is examined, it is frequently applied to a design flood that may be much smaller than the flood actually causing failure: which means greatly oversize spillways, especially when they are ungated.

On the other hand, the following calculations are based purely on economics without any regulatory constraints ; they aim at determining the optimum recurrence interval T of the Imminent Failure Flood (not the design flood) and corresponding construction cost. T corresponds to the smallest value of construction cost P_T (function of T) plus discounted value V of damage caused by failure with reference to the failure probability.

The calculations are based on realistic but simplified assumptions so that results can be presented clearly and be valid for the most common situations.

If P_T is the construction cost corresponding to an annual failure probability of $1/T$, the cost can generally be written :

$$P_T = P_{100} (A + k L_n T/100)$$

It can be assumed that streamflows in excess of the hundred-year flood usually vary as the logarithm of the recurrence interval and that, between the hundred-year flood and the flood with a probability of 10^{-5} , the change in cost is roughly proportional to the change in streamflow.

The value of k is dependent on dam type, and usually higher for an embankment dam than for a concrete dam. It appears reasonable to assume that the cost of an embankment dam rises by 50% between the hundred-year IFF and a flood with a probability of 10^{-5} ($k L_n 1000 = 0.5$ and $k \approx 0.073$). For a concrete dam, the cost increase is less, for example 20%, and the value of k is then close to 0.029.

(*) Prepared by A. Ait Alla (France)

• Pour une utilisation de 100 ans, un taux d'intérêt réel de α et un montant total des dommages en valeur d'origine égal à D , la valeur V , actualisée à la période de construction, des dommages probables est égale à :

$$V = \beta \times D \times 1/T$$

$$\beta = \sum_{1 \text{ à } 100} [1/(1 + \alpha)^m]$$

β varie en fait assez peu et est égal à :

$$44,1 \quad \text{pour } \alpha = 2\%,$$

$$20,8 \quad \text{pour } \alpha = 5\%,$$

$$13,5 \quad \text{pour } \alpha = 8\%.$$

Les tableaux et courbes ci-dessous correspondent à $\alpha = 5\%$.

• Le coût total est égal à $P_T + V$, soit :

$$P_{100} (1 + k L_n T/100) + \beta D \times 1/T$$

et sa valeur minimale correspond à sa dérivée nulle, c'est-à-dire à

$$P_{100} \times k \times 1/T - \beta \times D \times 1/T^2 = 0$$

$$\text{soit } T = D/P_{100} \times \beta/k \tag{1}$$

$$\text{et la valeur correspondante de } P = P_{100} [1 + k L_n (\beta D/100 k P_{100})] \tag{2}$$

Les valeurs de T et de P sont données dans les tableaux ci-dessous pour $\alpha = 5\%$, $k_1 = 0,073$ et $k_2 = 0,029$ et pour diverses valeurs de D/P_{100} (1,2,5,10,50,100). Il est facile de calculer les mêmes résultats pour d'autres valeurs de k ou α .

$$k_1 = 0,073 \text{ (barrages en remblai)}$$

D/P_{100}	1	2	5	10	50	100
T (années)	288	576	1 440	2 880	14 400	28 800
P/P_{100}	1,08	1,13	1,19	1,24	1,36	1,41

$$k_2 = 0,029 \text{ (barrages en béton)}$$

D/P_{100}	1	2	5	10	50	100
T (années)	720	1 440	3 600	7 200	36 000	72 000
P/P_{100}	1,06	1,08	1,10	1,12	1,17	1,19

Ces tableaux conduisent à trois conclusions, logiques sur le plan économique, mais qui semblent remettre en question des critères usuels.

1/ Les valeurs de k et β étant fixées pour un type d'ouvrage, la valeur optimale de T ne dépend pas du coût P_{100} de construction et du coût des dommages D , mais seulement du rapport D/P_{100} : T est proportionnel à ce rapport. Ce qui signifie qu'un petit barrage situé en amont d'un village devrait être dimensionné pour une période T beaucoup plus grande qu'un barrage dont le coût est dix fois plus élevé causant deux fois plus de dommages en cas de rupture.

• Taking an operational lifespan of 100 years, true interest rate α , and total cost of damage at original values D , then the value V of the probable damage discounted to the time of construction is

$$V = \beta \times D \times 1/T$$

$$\beta = \sum_{1 \text{ to } 100} [1/(1 + \alpha)^m]$$

β varies in fact only slightly and is equal to

44.1 for $\alpha = 2\%$

20.8 for $\alpha = 5\%$

13.5 for $\alpha = 8\%$

The following tables and graphs are written for $\alpha = 5\%$.

• Total cost is $P_T + V$, i.e.

$$P_{100} (1 + k L_n T/100) + \beta D \times 1/T$$

and its minimum corresponds to its zero derivative, i.e.

$$P_{100} \times k \times 1/T - \beta \times D \times 1/T^2 = 0$$

$$\text{so } T = D/P_{100} \times \beta/k \tag{1}$$

$$\text{and the corresponding value of } P \text{ is } P = P_{100} [1 + k L_n (\beta D/100 k P_{100})] \tag{2}$$

Values of T and P are tabulated below for $\alpha = 5\%$, $k_1 = 0.073$, $k_2 = 0.029$ and various values of D/P_{100} (1, 2, 5, 10, 50, 100). The same results are easily calculated for other values of k and α .

$k_1 = 0.073$ (embankment dams)

D/P_{100}	1	2	5	10	50	100
T (years)	288	576	1 440	2 880	14 400	28 800
P/P_{100}	1.08	1.13	1.19	1.24	1.36	1.41

$k_2 = 0.029$ (concrete dams)

D/P_{100}	1	2	5	10	50	100
T (years)	720	1 440	3 600	7 200	36 000	72 000
P/P_{100}	1.06	1.08	1.10	1.12	1.17	1.19

These tables led to three conclusions that are logical in terms of economics but appear to controvert the usual criteria.

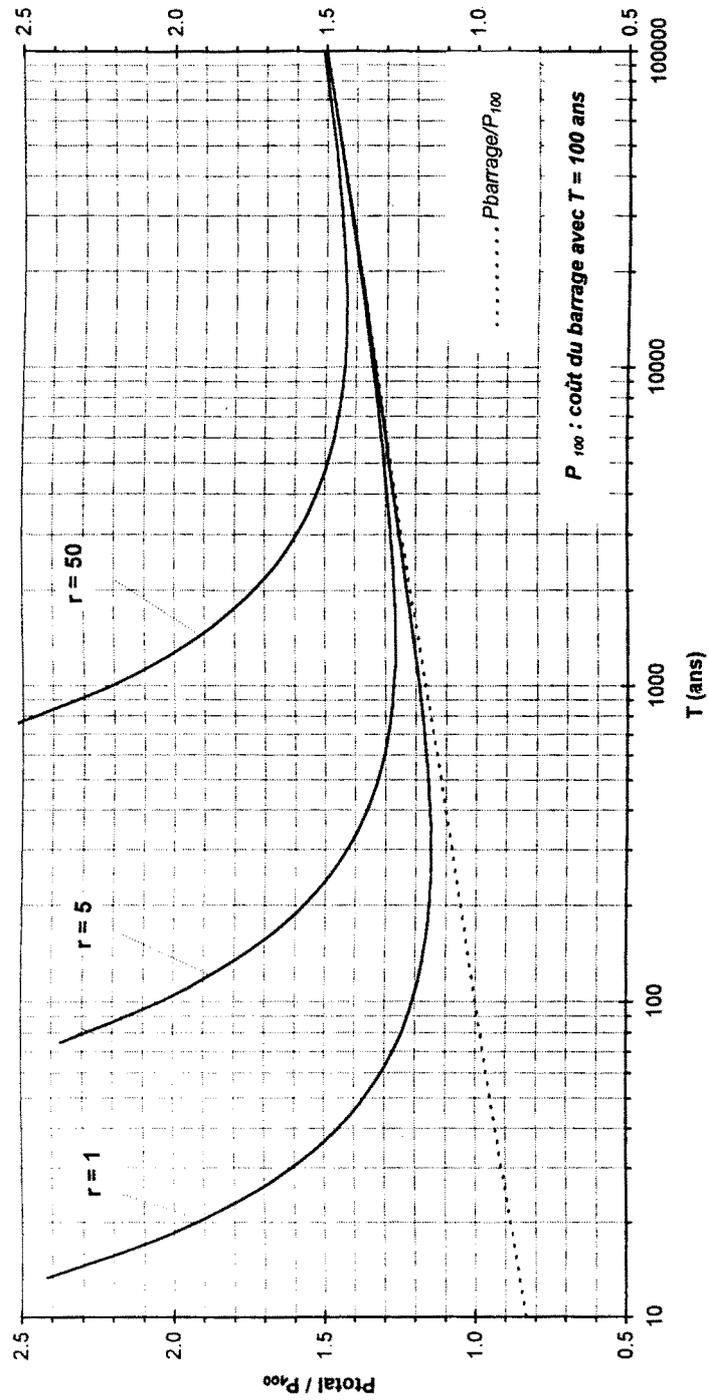
1/ With values of k and β fixed for any type of dam, the optimum value of T is not dependent on construction cost P_{100} plus cost of damage D , only on the ratio D/P_{100} . T is proportional to this ratio. This means that a small dam upstream of a village should be designed for a much longer interval T than a dam costing ten times more causing twice as much damage if it fails.

**Coût du barrage + valeur actualisée
des dommages probables causés par une rupture**

Coût barrage ($T = 10^5$)/Coût barrage ($T = 100$) = 1,5

$D / P_{100} = 1, 5 \text{ et } 50$

Taux d'intérêt réel : $\alpha = 5 \%$

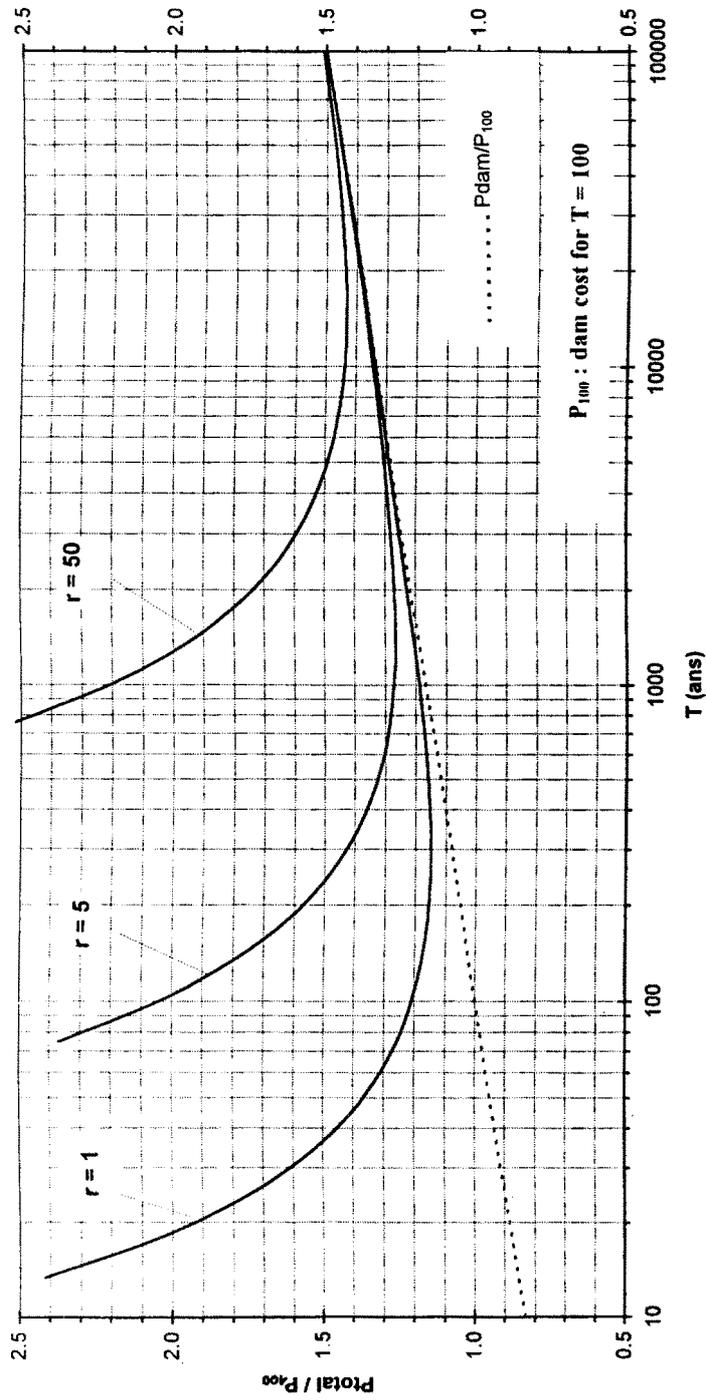


**Dam cost + discounted cost
of probable failure damage**

Dam cost ($T = 10^5$)/Dam cost ($T = 100$) = 1.5

$D/P_{100} = 1, 5$ and 50

Interest rate - Inflation rate : $\alpha = 5\%$



2/ Pour un même site, un barrage en béton, susceptible de rupture brutale, peut causer beaucoup plus de dommages (et de victimes) qu'un barrage en remblai cohérent et sa valeur de k est plus faible. La période optimale T étant proportionnelle à D/k , un barrage en béton devrait, pour un même réservoir, être dimensionné pour une période de crue de rupture cinq à dix fois supérieure à celle d'un barrage en remblai. Les critères usuels en matière de crue de projet sont très différents.

3/ Pour des valeurs usuelles de α , k et D/P_{100} (par exemple, D/P_{100} de l'ordre de 2 pour un barrage en remblai et 10 pour un barrage en béton), la période optimale T de la crue de rupture est voisine de 500 ans pour un barrage en remblai (ce qui correspond généralement à une crue de projet très inférieure à la crue centennale) et de l'ordre de 7 000 ans pour un barrage en béton (crue de projet inférieure à la crue de 1 000 ans). Pour les barrages en remblai, l'optimum économique est beaucoup plus proche des critères utilisés en Chine, tout au moins pour les barrages petits et moyens, que des critères des pays industrialisés où la crue de projet est souvent supérieure à la crue millennale.

Cependant, le choix de T peut être assez subjectif suivant les décideurs. En effet:

- Les courbes ci-dessus montrent que la valeur du coût total varie peu lorsqu'on multiplie ou divise par deux la valeur optimale T , ce qui correspond à des variations de $\pm 5\%$ sur le coût d'investissement. Un maître d'ouvrage privé peut choisir un investissement assez faible et une administration se placer du côté de la sécurité.

- L'évaluation des dommages peut être limitée aux coûts directs, mais une Collectivité peut y ajouter les majorations de coût qu'une rupture entraîne sur les autres barrages existants ou futurs. Par ailleurs, il est fréquent que la valeur des dommages augmente avec le temps en raison d'une population plus importante dans la vallée.

- Si l'on admet d'affecter un coût aux pertes de vies humaines, l'évaluation correspondante peut varier beaucoup suivant le coût unitaire choisi, l'estimation du nombre des victimes, et surtout l'existence ou non d'un système d'alerte efficace.

- Enfin, l'évaluation des crues de probabilité 10^{-2} à 10^{-5} restera toujours assez imprécise et subjective.

Pour toutes ces raisons, les calculs économiques ont surtout de l'intérêt pour les barrages petits ou moyens ; pour les grands ouvrages, ils ne peuvent servir qu'à donner des repères et des points de comparaison réalistes, les choix finaux étant naturellement subjectifs et politiques, variables d'ailleurs suivant les pays et les processus de décision.

OBSERVATIONS

Il est possible, en matière de séismes, de faire une étude d'optimisation analogue à celle des crues. De telles études peuvent également s'effectuer pour les problèmes de stabilité, mais plus difficilement en matière d'érosion interne, sauf peut-être pour les petits ouvrages répétitifs pour lesquels on possède des statistiques de rupture.

2/ For any given site, a concrete dam liable to sudden failure may cause much more damage (and loss of life) than an embankment dam of cohesive material and its k value is lower. Since the optimum interval T is proportional to D/k , a concrete dam should (for a given reservoir capacity) be designed for an IFF recurrence interval that is five to ten times longer than for an embankment dam. The usual design flood criteria are very different.

3/ For common values of α , k and D/P_{100} (e.g. D/P_{100} of the order of 2 for an embankment dam and 10 for a concrete dam), the optimum IFF recurrence interval T is around 500 years for an embankment dam (generally representing a design flood of around the 100-year flood) and of the order of 7 000 years for a concrete dam (design flood of the order of 1 000 years). For embankment dams, the economic optimum is much closer to the criteria used in China, at least for small and moderate structures, than criteria in the industrialised countries where the design flood is often greater than the 1 000-year flood.

However, the choice of T may be quite subjective among different decision-makers:

- The accompanying graphs show little change in total cost when the optimum T is doubled or halved, representing changes of $\pm 5\%$ on investment cost. A private owner may opt for a low capital cost while a regulatory authority leans on the side of safety.

- Damage estimates may be confined to direct costs but a local community may include the extra cost caused by a failure for other existing and future dams. In fact, the value of damage frequently increases with time as the population grows in the valley.

- If it is decided to put a cost on human life, the estimate may vary greatly with the unit value selected, estimated number of victims and, most importantly, whether or not there is a public warning system.

- Lastly, estimating floods with a probability of 10^{-2} to 10^{-5} will always be a substantially imprecise and subjective issue.

For all these reasons, economic estimates are useful mainly for small to moderate dams; for large dams, they can only serve to provide realistic points of comparison, the ultimate choice naturally being subjective and political, and in fact variable in different countries and with different decision-making processes.

REMARKS

An optimisation study is possible for earthquakes in the same way as for floods. Such studies are also possible for stability problems, but not so easily for internal erosion, except perhaps for small repetitive-design dams for which failure statistics are available.

REFERENCES

- ICOLD, World Register of Dams/CIGB, Registre Mondial des Barrages, 1973, 1976, 1979, 1984, 1988
- ICOLD Congresses/Congrès CIGB
 - . New Delhi : Q 50/R 50, Q 49/R 31
 - . Lausanne : Q 59/R 15, 24
 - . San Francisco : Q 63/R 8, 15, 30, 35, 36, 37, 40, 60, 88
 - . Durban : Q 68/R 41, 79 et Q 71/R 29
- ICOLD Bulletins/Bulletins CIGB
 - . 48 : River Control during Dam Construction/
Maîtrise de la rivière pendant la construction du barrage
 - . 73 : Savings in Dam Construction - Comments and Proposals/
Économies dans la construction des barrages - Réflexions et suggestions
 - . 82 : Selection of Design Flood - Current Methods/
Choix de la crue de projet - Méthodes actuelles
 - . 83 : Cost Impact on Future Dam Design - Analysis and Proposals/
Évolution des barrages. Influence des coûts - Analyses et suggestions
 - . 93 : Ageing of Dams and Appurtenant Works - Review and Recommendations/
Vieillesse des barrages et ouvrages annexes - Synthèse et recommandations
 - . 99 : Dam Failures - Statistical Analysis/
Ruptures de barrages - Analyse statistique
- Lessons from Dam Incidents/Leçons tirées des accidents de barrages, ICOLD/CIGB, 1974
- International Workshop on Dam Safety Evaluation/Séminaire sur l'Évaluation de la Sécurité des Barrages, Swiss National Committee on Large Dams, Grindelwald (Switzerland), 1993 (vol 4, p 17 to 41)
 - Dam Failures by Overtopping, DDSF, Vienna
 - Dam Construction by the Chinese People, Chinese Committee on Large Dams, 1979
 - Large Dams in China, 1987
 - International Symposium on Earthquakes and Dams, Beijing, 1987
 - The Characteristics of Torrential Rain and Flood in China, 1992
 - Register of Large Indian Dams

- Unusual Storm Events, New Delhi, 1993
- Dams in Europe and USSR, ICOLD-Water Power and Dam Construction, 1990
- Floods and Reservoir Safety, ICE, London, 1989
- Reservoir Safety and the Environment, Exeter, 1994
- CIRIA (UK), Report 116
- Lessons from Dams Incidents, US, 1975
- Modification of Dams to Accomodate Major Floods, USCOLD, 1992
- Goubet, A., Risques associés aux barrages, La Houille Blanche, n° 8, 1979
- Lebreton, A., Ruptures et accidents graves des barrages, La Houille Blanche, n° 6, 1985
- Technique des barrages en aménagement rural, Ministère de l'Agriculture, Service de l'Hydraulique, Paris, 1977
- Colloque Technique «Maintenance des vieux barrages : accidents, évaluation de la sécurité, réhabilitation», Comité Français des Grands Barrages, Chambéry, 1993
- Colloque Technique sur les petits barrages, Comité Français des Grands Barrages - Association Française pour l'Étude des Irrigations et du Drainage, Bordeaux, 1993
- Crues et Inondations, Société Hydrotechnique de France, 1994
- Design Flood Determination by the Gradex Method - Application to Small Catchments : Method SPEED (SOGREAH)/Détermination de la crue de projet par la méthode du Gradex - Application à de petits bassins versants : Méthode SPEED (SOGREAH), Comité Français des Grands Barrages
- Safety Evaluation of Dams, South African National Committee on Large Dams
- Schnitter, N., Dams - The Useful Pyramids

Typeset & Printed at :
NEW UNITED PROCESS
A-26, Naraina Industrial Area, New Delhi - 110 028 (INDIA)
Phones: 91-11-570 9125, 570 9084; Fax: 91-11-329 8470

Dépôt légal : décembre 1997
ISSN 0534-8293

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>