

The cover illustration is reproduced from Fig. 3, on page 32.

Euclides da Cunha dam (Brazil)

- 1) Estimated 10 000-year flood ($Q_p = 3\,100\text{ m}^3/\text{s}$)
- 2) Largest observed flood ($Q_p = 2\,000\text{ m}^3/\text{s}$).

L'illustration de couverture reproduit la Fig. 3 du Bulletin (page 32).

Barrage Euclides da Cunha dam (Brésil)

- 1) Crue décennale estimée ($Q_p = 3\,100\text{ m}^3/\text{s}$)*
- 2) Plus grande crue observée ($Q_p = 2\,000\text{ m}^3/\text{s}$).*

SELECTION OF DESIGN FLOOD

Current methods

CHOIX DE LA CRUE DE PROJET

Méthodes actuelles

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

AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:

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

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

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

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

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

NOTICE – DISCLAIMER :

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

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

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

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

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

COMMITTEE ON DESIGN FLOOD
COMITÉ DE LA CRUE DE PROJET
(1986-1992)

Chairman/Président

France/France M. A. CARLIER

Members/Membres

Argentina/Argentine G. A. DEVOTO

Australia/Australie K. A. MURLEY

Brazil/Brésil N. L. DE S. PINTO

China/Chine J. PAN

Colombia/Colombie C. OSPINA

India/Inde K. MADHAVAN (1)
S. N. B. DESAI (2)

Ireland/Irlande M. O. FIVES

Italy/Italie S. DALL'OGGIO

Japan/Japon K. HORI (3)
H. NAKAGAWA (4)

Korea/Corée J. H. SONU

Norway/Norvège N. R. SAELTHUN

South Africa/Afrique du Sud C. P. R. ROBERTS

Spain/Espagne L. BERGA CASAFONT

USA/États-Unis F. G. DE FAZIO

USSR/URSS V. M. SEMENKOV

(1) Until March 1989/jusqu'à mars 1989.

(2) Since March 1989/à partir de mars 1989.

(3) Until August 1990/jusqu'à août 1990.

(4) Since August 1990/à partir d'août 1990.

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. EXEMPLES D'ACCIDENTS
3. DIFFÉRENTES MÉTHODES
D'ESTIMATION DES CRUES
4. CHOIX DE LA CRUE
DE PROJET
5. CONCLUSIONS
6. RÉFÉRENCES

ANNEXES

CONTENTS

FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. CASE HISTORIES
OF ACCIDENTS
3. VARIOUS METHODS USED
FOR THE CALCULATION OF
FLOODS
4. SELECTION OF DESIGN
FLOOD
5. CONCLUSIONS
6. REFERENCES

APPENDICES

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	11
1. INTRODUCTION	12
2. EXEMPLES D'ACCIDENTS	18
2.1. Briseis (Australie)	18
2.2. Euclides da Cunha (Brésil)	26
2.3. Gibson (États-Unis)	34
2.4. Machhu II (Inde)	44
2.5. Noppikoski (Suède)	50
2.6. Sella Zerbino (Italie)	62
2.7. South Fork (États-Unis)	70
2.8. Spitskop (Afrique du Sud)	78
3. DIFFÉRENTES MÉTHODES D'ESTIMATION DES CRUES	88
3.1. Méthodes basées principalement sur la connaissance des débits	88
3.1.1. Méthodes historiques	88
3.1.2. Formules empiriques et formules régionales	94
3.1.3. Courbes enveloppes	96
3.1.4. Ajustement des débits de crue à une loi statistique	98
3.2. Méthodes basées principalement sur la connaissance des pluies	112
3.2.1. Analyse des pluies : méthode de la PMP et analyse statistique des pluies	112
3.2.2. Passage de la pluie brute à la pluie nette et méthodes de transfert pluies-débits	124
3.3. Choix d'une méthode d'estimation des crues	142
3.3.1. Introduction	142
3.3.2. Facteurs influençant le choix de la méthode d'estimation des crues	144
3.3.3. Méthodes d'estimation des crues - Analyse critique	148
3.3.4. Conclusions	154
4. CHOIX DE LA CRUE DE PROJET	158
4.1. Principes généraux	158
4.2. Fiabilité des données	160
4.3. Risques à l'aval - Analyse économique	162
4.3.1. Risques à l'aval	162
4.3.2. Analyse économique	162
4.3.3. Sécurité et opinion publique	164
4.3.4. Applications	164

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	11
1. INTRODUCTION	13
2. CASE HISTORIES OF ACCIDENTS	19
2.1. Briseis (Australia)	19
2.2. Euclides da Cunha (Brazil)	27
2.3. Gibson (USA)	35
2.4. Machhu II (India)	45
2.5. Noppikoski (Sweden)	51
2.6. Sella Zerbino (Italy)	63
2.7. South Fork (USA)	71
2.8. Spitskop (South Africa)	79
3. VARIOUS METHODS USED FOR THE CALCULATION OF FLOODS	89
3.1. Methods based mainly on flow data	89
3.1.1. Historical methods	89
3.1.2. Empirical and regional formulas	95
3.1.3. Envelope curves	97
3.1.4. Flood frequency analysis	99
3.2. Methods based mainly on rainfall data	113
3.2.1. Rainfall analysis : PMP method and statistical analysis of rainfall ..	113
3.2.2. Loss models and transfer function models	125
3.3. Choice of flood estimation method	143
3.3.1. Introduction	143
3.3.2. Factors influencing choice of flood estimation method	145
3.3.3. Flood estimation methods - Critical analysis	149
3.3.4. Conclusions	155
4. SELECTION OF DESIGN FLOOD	159
4.1. General principles	159
4.2. Reliability of data	161
4.3. Downstream hazard - Economic analysis	163
4.3.1. Downstream hazard	163
4.3.2. Economic analysis	163
4.3.3. Safety and public opinion	165
4.3.4. Applications	165

4.4. Type de barrage	166
4.5. Type d'évacuateur	166
4.6. Importance de la revanche	168
4.7. Effet de laminage dans la retenue	168
4.8. Existence de réservoirs à l'amont et/ou à l'aval	170
4.9. Normes et règlements fixant la crue de projet	170
5. CONCLUSIONS	178
6. RÉFÉRENCES	184
ANNEXES	195
A. Méthodes utilisées pour le calcul des crues de projet dans les Iles Britanniques	196
B. Calculs de la crue de projet en Scandinavie	212
C. Mise en œuvre des méthodes de calcul de la crue maximale probable (PMF) aux États-Unis	218
D. Application de la méthode des courbes enveloppes en Afrique Australe	226

4.4. Dam type	167
4.5. Spillway type	167
4.6. Importance of freeboard	169
4.7. Storage for routing	169
4.8. Upstream/downstream reservoirs	171
4.9. Design flood standards and regulations	171
5. CONCLUSIONS	179
6. REFERENCES	184
APPENDICES	195
A. Methods used for calculation of design floods in the British Isles	197
B. Design flood calculations in Scandinavia	213
C. Development of Probable Maximum Floods procedures in the United States ..	219
D. Maximum flood peak envelope curves in Southern Africa	227

LISTE DES FIGURES ET PHOTOGRAPHIES

- Fig. 1. — Barrage Briseis.
- Fig. 2. — Vue en plan du barrage Euclides da Cunha avant sa rupture.
- Fig. 3. — Barrage Euclides da Cunha. Hydrogrammes de la crue de projet et de la crue observée.
- Fig. 4. — Le barrage Euclides da Cunha après sa reconstruction.
- Fig. 5. — Barrage Noppikoski. Disposition générale des ouvrages.
- Fig. 6. — Barrage Spitskop. Hydrogramme du niveau de la retenue pendant la crue du 18 au 23 février 1988.
- Fig. 7. — Courbes enveloppes de Francou-Rodier et classification des pointes de crues.
- Fig. 8. — Probabilité d'occurrence des débits. Rivière Pecos près de Comstock, Texas.
- Fig. 9. — Probabilité d'occurrence des débits. Plum Creek près de Louviers, Colorado.
- Fig. 10. — Méthode du gradex.
- Fig. 11. — Pointes de crues maximales mesurées et crues maximales régionales (RMF) dans la région $K_c = 4,6$.
- Photo 1. — Le barrage Briseis après sa rupture.
- Photo 2. — Le barrage Euclides da Cunha immédiatement après l'ouverture de la brèche.
- Photo 3. — Le barrage Euclides da Cunha après sa reconstruction.
- Photo 4. — Submersion du barrage Gibson par la plus grande crue observée de 1964.
- Photo 5. — Barrage Machhu II après sa rupture.
- Photo 6. — Barrage Machhu II après sa rupture.
- Photo 7. — Le barrage Noppikoski avant sa rupture.
- Photo 8. — Le barrage Noppikoski après sa rupture.
- Photo 9. — Barrage Noppikoski - Le nouveau barrage après reconstruction.
- Photo 10. — Barrage Sella Zerbino - Parement aval.
- Photo 11. — Vue générale du barrage South Fork avant sa rupture.
- Photo 12. — Le barrage South Fork après sa rupture.
- Photo 13. — Rupture du barrage South Fork.
- Photo 14. — Barrage Spitskop. Submersion le 23 février à 6 h 30.
- Photo 15. — Barrage Spitskop. Submersion le 24 février à 7 h 30.
- Photo 16. — Le barrage Spitskop après réparation.
- Photo 17. — Nilomètre du temple de Kom Ombo (Haute Égypte).
- Photo 18. — Échelle de crue de Xerta sur l'Èbre (Espagne).

LIST OF FIGURES AND PHOTOGRAPHS

- Fig. 1. — Briseis Dam.
- Fig. 2. — Plan of Euclides da Cunha before failure.
- Fig. 3. — Euclides da Cunha Dam. Designed and observed flood hydrographs.
- Fig. 4. — Euclides da Cunha Dam. Reconstructed dam.
- Fig. 5. — Noppikoski Dam. General arrangement of works.
- Fig. 6. — Spitskop Dam. Hydrograph of water in the reservoir during the flood from 18 to 23 February 1988.
- Fig. 7. — Francou-Rodier envelope curves and principle of flood peak classification.
- Fig. 8. — Discharge probability relationship. Pecos river near Comstock, Texas.
- Fig. 9. — Discharge probability relationship. Plum Creek near Louviers, Colorado.
- Fig. 10. — Gradex method.
- Fig. 11. — Highest recorded flood peaks and RMF in region $K_c = 4.6$.
- Photo 1. — Briseis Dam after failure.
- Photo 2. — Euclides da Cunha Dam just after breaching.
- Photo 3. — Euclides da Cunha Dam after reconstruction.
- Photo 4. — Gibson Dam being overtopped during 1964's largest recorded flood.
- Photo 5. — Machhu II Dam after failure.
- Photo 6. — Machhu II Dam after failure.
- Photo 7. — Noppikoski Dam before failure.
- Photo 8. — Noppikoski Dam after accident.
- Photo 9. — Noppikoski Dam - New dam after reconstruction.
- Photo 10. — Sella Zerbino Dam. Downstream face.
- Photo 11. — General view of South Fork Dam before failure.
- Photo 12. — South Fork Dam after failure.
- Photo 13. — Failure of South Fork Dam.
- Photo 14. — Spitskop Dam. Overtopping on February 23 at 06:30.
- Photo 15. — Spitskop Dam. Overtopping on February 24 at 07:30.
- Photo 16. — Repaired Spitskop Dam.
- Photo 17. — Nilometer of Kom Ombo Temple (Upper Egypt).
- Photo 18. — Staff-gauge of Xerta on the Ebro river (Spain).

...



AVANT-PROPOS

Depuis longtemps la crue de projet fait l'objet d'un débat important, difficile et passionné. En effet, de nombreuses ruptures de barrages sont imputables à une capacité insuffisante de l'évacuateur : 41 % ou 34 % des ruptures, suivant que l'on considère la totalité des barrages [117] (*) ou seulement ceux d'une hauteur supérieure à 15 m [74, 133]. De plus, la diversité et la complexité des facteurs qui déterminent les crues ont conduit à une grande variété de méthodes d'évaluation.

Le présent Bulletin en fait une analyse approfondie et — ce qui est plutôt nouveau — discute des limites de leur utilisation. Il s'adresse donc plus spécialement aux ingénieurs hydrologues et aux chefs de projet chargés de prendre la décision finale sur la crue de projet.

Ce travail est une œuvre collective à laquelle ont participé les principaux experts du monde entier. C'est aussi une œuvre contrastée dans laquelle les points de vue diffèrent, comme le montrent, en annexes, les approches adoptées dans différents pays.

L'expérience et le dévouement des membres du Comité et d'autres experts ont permis de mener à bien cette tâche. Qu'ils en soient vivement remerciés. Pour ma part, j'ai été heureux d'assurer la coordination des travaux et la mise en forme du document.

Michel A. Carlier
Président du Comité
de la Crue de Projet

FOREWORD

The problem of the evaluation of the design flood has been passionately debated for years : the subject is one of importance and fraught with difficulty. Many dam failures are due to insufficient spillway capacity : 41 percent or 34 percent depending whether we consider the total number of dams [117] (*) or those higher than 15 m [74, 133]. Also the diversity and complexity of factors governing flood formation and size have resulted in a variety of evaluation methods.

Many of these methods are reviewed in this Bulletin and, what is rather new, the limits of their applicability are discussed. The Bulletin is addressed more specifically to hydrologists and engineers ultimately responsible for the calculation of project design floods.

It is a collective work and the world's leading experts have contributed. It is also a lively work, presenting divergent opinions as can be seen, in Appendices, from the practices in different countries.

The experience and dedication of the Committee members and other volunteers have made this Bulletin possible. They deserve our greatest appreciation. As for myself, I was only too pleased to be in charge of the editing.

Michel A. Carlier
Chairman,
Committee on Design Flood

(*) Les chiffres entre crochets renvoient à la liste des références (Chapitre 6).
Numbers between brackets refer to references (Chapter 6).

1. INTRODUCTION

La crue de projet d'un grand barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisies de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion et de ses conséquences (*).

Le choix de cette crue constitue donc une des décisions importantes qui doivent être prises lors de l'étude du projet. Ce choix résulte, non seulement de l'influence des facteurs hydrologiques sur le projet lui-même, mais également du risque potentiel de rupture du barrage sur la vie des personnes et sur les pertes économiques résultant de cette rupture.

L'expression « crue de projet » se rapporte généralement à l'hydrogramme de la crue estimée au site du barrage, qui est pris en compte pour le calcul des dimensions des ouvrages évacuateurs après laminage de la crue dans la retenue; pour l'estimation de la crue de projet, il convient également de tenir compte des modifications du régime du cours d'eau résultant, le cas échéant, des réservoirs ou des retenues de barrages situés à l'amont et de l'utilisation des sols du bassin versant.

La crue de projet est généralement le résultat d'un jugement de l'Ingénieur appuyé sur les observations des écoulements (débits) et des précipitations, ou de l'application des lois hydrologiques aux phénomènes physiques observés et faisant l'objet d'une analyse adaptée à la situation particulière considérée. L'estimation des distributions des probabilités adoptées pour décrire le processus hydrologique sera d'autant meilleure que les données hydrologiques seront plus nombreuses.

On doit rappeler également qu'il existe un grand nombre de méthodes hydrologiques qui conduisent à des résultats différents pour l'estimation des crues de même probabilité apparente. Le choix de la méthode doit être adapté aux caractéristiques climatiques et régionales et aux données disponibles.

Le risque acceptable d'une rupture du barrage ayant des conséquences économiques et humaines doit être traduit sous forme d'une crue de projet de probabilité déterminée. Par exemple, lorsque la région est fortement urbanisée ou industrialisée et que la rupture du barrage serait susceptible d'entraîner des pertes de vies humaines et des dommages très importants, une crue de projet de très faible probabilité, calculée par différentes méthodes (analyse statistique, gradex, PMF, etc.) sera généralement justifiée. Toutefois, dans les régions rurales où la rupture du barrage aurait seulement pour conséquence l'inondation des cultures, il sera raisonnable de choisir une crue de projet se traduisant par une plus faible protection. Lorsque les situations se placent entre ces deux cas extrêmes, des crues de projet de différentes probabilités doivent être adaptées à chaque situation.

(*) On distingue parfois deux crues de référence vis-à-vis de la sécurité :

a) La « crue de projet » *stricto sensu* (design flood) qui est celle dont l'hydrogramme à l'entrée dans la retenue correspond à la capacité maximale des ouvrages d'évacuation, compte tenu du laminage dans la retenue et du maintien d'une revanche.

b) La « crue de sécurité » ou la « crue de sûreté » (safety check flood) au-delà de laquelle la sécurité du barrage n'est plus assurée. Pour cette crue, on considère pratiquement comme acceptable que la crête du barrage, les ouvrages d'évacuation et de dissipation d'énergie soient à la limite de la rupture mais présentent encore un fonctionnement sûr.

1. INTRODUCTION

The design flood (*) for a large dam is the flood of suitable probability and magnitude adopted to ensure safety of the dam in accordance with the appropriate *design safety standard* for the dam and the consequences of failure (**).

The adoption of the design flood standard is therefore one of the major decisions that must be made in the development of the dam project. This relates not only to the influence on the design itself with the associated hydrologic factors, but also to the potential risk to loss of life and economic losses associated with a dam failure.

The term “ design flood ” generally refers to the computed inflow hydrograph at the dam site as affected by the reservoir for the sizing of spillways and determining reservoir surcharge storage requirements. Changes in the natural regime of the river resulting from upstream reservoirs and land use should also be considered when appropriate.

The design flood is usually selected by using engineering judgment after consideration of all pertinent data, including the extent and reliability of rainfall and stream flow records. These may be computed from precipitation and flow records, or by application of hydrologic principles to measured physical factors or directly observed and analyzed to best apply to the particular situation. The longer the hydrological data records, the more reliable is the parameter estimation of the probability distributions used to simulate the hydrological processes.

It must also be remembered that there is a wide variety of hydrological methods with greatly differing results for computed floods of the same apparent flood probability. The selection of the flood estimation method must be appropriate to the climate, data and country.

The acceptable flood risk relevant to human and economic consequences of failure has to be translated into an appropriate annual exceedence probability for the design flood. For example where an area is heavily populated and/or developed industrially and the failure of the dam will result in loss of life and great property damage, a design flood of very low probability calculated by different methods (statistical analysis, gradex, PMF, ...) will usually be justified. However in agricultural areas where failure would result only in flooding of crops, a design for a much smaller degree of protection could be reasonable. When conditions lie between these extremes, varying design flood probabilities will apply for the relevant level of dam safety.

(*) The wording “ Inflow design flood ” is often used in the USA instead of “ Design flood ”.

(**) In some cases, two floods are considered in relation to safety :

a) The “ design flood ” strictly, representing the inflow which must be discharged under normal conditions with a safety margin provided by an accepted freeboard limit.

b) The “ safety check flood ”, beyond which the safety of the dam cannot be assured. It is considered acceptable practice for the crest structure, waterway and energy dissipator to be on the verge of failure, but to exhibit marginally safe performance characteristics for this flood condition.

Il est de règle qu'un certain risque doit être pris en considération dans le choix de la crue de projet quoique, pour les barrages dont la rupture aurait de très graves conséquences, un très faible niveau de risque sera généralement adopté. Une décision sur le niveau du risque acceptable dans chaque cas est de la plus grande importance et doit s'appuyer sur une étude détaillée des caractéristiques des crues, de leurs durées de retour, leurs possibilités d'occurrence, la nature des zones à protéger et les limites économiques.

Les critères de choix du débit des évacuateurs de crue ont été étudiés par la Federal Emergency Management Agency des États-Unis [150], le Comité national australien des Grands Barrages [7], l'Institution of Civil Engineers (Grande-Bretagne) [142], le British Columbia Hydro (Canada) [19], les Recommandations du Comité national sud-africain des Grands Barrages [4], l'Association américaine des Ingénieurs civils [5] et divers autres organismes gouvernementaux. Ces règles prennent en compte l'importance du risque, la taille du projet et le type de barrage; elles doivent être considérées seulement comme des guides utilisés pour choisir la crue de projet convenable.

Un intérêt croissant est porté à l'utilisation de l'analyse économique pour guider le choix de la crue de projet lorsque des vies humaines ne sont pas menacées. Au fur et à mesure qu'augmente la valeur choisie pour la crue de projet, le coût de l'investissement augmente également. Parallèlement, la probabilité des dégâts diminue. En prenant en compte ces deux éléments et en en faisant la somme, on en déduit une courbe du coût total en fonction du débit de la crue. Il en résulte l'ouvrage d'évacuation le plus économique mais, généralement, la partie la plus basse de la courbe du coût total est très plate ce qui montre que, pour une crue plus importante et un plus faible coût des dégâts, le coût total n'augmente que très peu.

Cette conception se rattache à l'analyse économique des risques (Economical Risk Analysis : ERA); cette méthodologie est encore largement utilisée au niveau mondial mais elle comporte plusieurs points délicats dont le plus important est de savoir si on doit faire intervenir dans le calcul le coût de la vie humaine et, dans l'affirmative, quelle valeur lui donner. Dans plusieurs pays on évite cette difficulté en exprimant plutôt le risque potentiel en termes de nombre de pertes de vies humaines. Sur ce point, il faut toutefois remarquer que, au niveau mondial, un grand nombre de barrages ne menacent pas la vie humaine et que, dans cette situation, l'analyse économique peut effectivement constituer un moyen efficace pour définir la crue de projet. Mais, dès qu'intervient le risque de pertes de vies humaines, en particulier s'il existe des grandes agglomérations pour lesquelles on recherchera la « sécurité absolue », l'analyse économique devient un idéal inaccessible.

En dépit de cet aspect du problème, une analyse de sensibilité peut être effectuée sur un certain nombre de paramètres dont le coût ne peut être facilement estimé. L'analyse de sensibilité peut être étendue aux paramètres hydrologiques dont certains sont difficiles à estimer ainsi qu'aux analyses météorologiques telles que la distribution spatiale et temporelle des averses. De telles études, associées à l'analyse du coût marginal et à la probabilité des débits de pointe, peuvent contribuer au choix d'une valeur de la crue de projet susceptible d'assurer la sécurité recherchée et tenant compte de l'ensemble des considérations d'ordre physique, technique, économique, social et de protection de l'environnement.

Il est intéressant de rappeler, comme cela a été résumé dans [17], que l'évacuateur de crue représente une faible proportion du coût total des barrages en béton,

As a rule, some risk must be considered in the selection of discharge capacity although for major high risk dams very small risk will usually be appropriate. A decision as to how much risk should be accepted in each case is of utmost importance and should be based on careful consideration of the characteristics of floods, return periods and potential for the basin, the class of area to be protected and economic limitations.

To date, criteria for selecting a spillway design flood have been developed by the US Federal Emergency Management Agency [150], the Australian National Committee on Large Dams [7], The Institution of Civil Engineers (Great Britain) [142], The British Columbia Hydro (Canada) [19], the South African National Committee on Large Dams Guidelines [4], the American Society of Civil Engineers [5], amongst other governmental agencies, to meet their particular requirements. These standards take into account the risk involved, the size of the project, the type of dam and should be considered only as useful guides to select a suitable design flood.

Increasing attention is being given to using economic analysis as another useful guide to assist in the selection of the design flood when human lives are not threatened. As the size of the design flood selected for study increases, the capital cost of the structure will also increase. At the same time, the probability of experiencing damage as result of dam failure will decrease. By taking both of these elements and adding the two, a total cost curve will result. The most economical spillway can be found from the minimum of this curve, but usually the lower part of the total cost curve is rather flat, indicating that for larger floods, and for lower risk, the incremental cost increase is very small.

These concepts relate to Economic Risk Analysis (ERA), a methodology that is being developed throughout the world but it involves many uncertainties in quantification. The most debatable point of ERA is to determine if the value of human lives lost should be included in the calculation and, if so, what value should be assigned. Many countries avoid placing an economical value on human life and rather express the hazard potential in terms of ranges of loss of human life. However, it must be pointed out that, from a worldwide view, a great number of dams do not threaten human lives, and, in such a situation, Economic Risk Analysis can be an effective means for determining the design flood. But when the loss of human lives is included, especially if there is a large town or city, for which “ absolute safety ” will be demanded, the economical analysis appears to be an unattainable ideal.

In spite of this aspect, sensitivity analysis may be carried out on a number of parameters that cannot readily be costed, including the hydrological parameters — some of them difficult to evaluate — and the meteorological analysis, such as the area and temporal distribution of the design storms. These studies, combined with the marginal analysis of cost and peak flow probabilities, can assist in the adoption of a safe design flood that is based on full consideration of the physical, technical, social, environmental and economical factors.

It is of interest to recall, as summarized in [17], that spillways account for a small proportion of the total cost in concrete dams, especially in the case of arch-dams

notamment des barrages-voûtes qui peuvent d'ailleurs résister à une submersion temporaire par une crue dépassant la capacité des ouvrages évacuateurs. A l'opposé, le coût relatif des évacuateurs de crue des barrages en remblai peut être très sensiblement plus important compte tenu, notamment, du fait que ce type de barrage ne peut pas résister à une submersion, sauf dans le cas particulier où le parement aval a été conçu spécialement, ce qui contribue à augmenter encore le coût de l'ouvrage. Toutefois, c'est le coût de l'ensemble de l'ouvrage qu'il convient de minimiser en tenant compte des autres éléments intervenant dans le choix de la crue de projet.

Les barrages sont construits pour améliorer les conditions de vie en diminuant les inondations, en permettant l'irrigation des cultures, en augmentant les ressources en eau pour l'alimentation et pour l'industrie, en favorisant la pratique des loisirs et en produisant de l'énergie. Ces avantages doivent être associés à la prise en compte du fait que les destructions résultant d'une crue exceptionnelle puissent entraîner des dégâts catastrophiques et d'importantes pertes de vies humaines. Pouvons-nous nous contenter, en toute tranquillité d'esprit, de très faibles probabilités de rupture qui sont extrêmement difficiles à estimer [17]?

Enfin, il faut rappeler que les événements météorologiques exceptionnels ne provoquent pas seulement des crues importantes mais sont la cause de destructions dans la région proche du barrage (liaisons téléphoniques et communications coupées, alimentation en énergie interrompue, vannes bloquées, usines ou équipements hors service, personnel occupé à des travaux de sauvetage, etc.), se traduisant par un climat d'alerte et de tension et une atmosphère de crise et de panique. Ces éléments doivent également être pris en compte par les Ingénieurs pour la conception du projet.

Après cette brève introduction, le chapitre suivant présente quelques exemples d'accidents de ruptures de barrages par submersion résultant d'une estimation insuffisante de la crue de projet et de la capacité des ouvrages d'évacuation ou du défaut de fonctionnement ou d'exploitation de ces ouvrages.

La partie principale du bulletin est ensuite consacrée à l'inventaire des différentes méthodes utilisées pour l'estimation des crues. Ces méthodes sont classées en considérant celles qui sont basées principalement sur la connaissance et l'analyse des débits, d'une part, et des pluies, d'autre part. La définition et l'utilisation des nombreuses méthodes existantes ont été rappelées très brièvement en renvoyant le lecteur aux ouvrages spécialisés pour consacrer l'essentiel de ce chapitre aux considérations portant sur les avantages, les inconvénients et les limites d'emploi des différentes méthodes.

A partir de la connaissance des crues de différentes probabilités, il convient ensuite de choisir celle qui sera adoptée pour le calcul du débit des ouvrages évacuateurs. Ce choix dépend de nombreux facteurs qui sont analysés dans le chapitre 4.

Le dernier chapitre dégage un certain nombre de recommandations qui constituent la conclusion.

which can withstand a temporary overtopping resulting from a flood exceeding the capacity of the spillways. On the other hand, the proportional cost of spillways for embankment dams may be very significantly higher, considering especially the fact that this type of dam cannot resist overtopping, except in the peculiar situation where the downstream face has been specially designed, which contributes to a further increase in the cost of the dam. However, the relative cost of the spillway to the type of dam is not as important as the need to select an appropriate inflow design flood for a project to obtain the least cost for the overall project.

Dams are built to enhance living conditions by reducing flood hazards, improving potable and industrial water supplies, providing irrigation water supply, enhancing fish and wildlife and producing hydroelectricity. These enhancements should be provided with the understanding that destruction during an exceptional flood will lead to catastrophic damage and major loss of life. Dare we lapse into a false sense of security accepting minute probabilities of failure which are extremely difficult to estimate [17]?

Finally, it must be recalled that extreme meteorological events not only produce exceptionally severe floods, but also emergency situations for the dam operators due to flood associated problems (such as loss of communications, jammed gates, power station and equipment outage, operators involved in rescue work, etc.) which create a crisis atmosphere. These operational considerations must also be taken into account by the Engineers when designing the project.

After this short Introduction, the following chapter presents some examples of dam overtopping accidents resulting from underestimation of the design flood and spillway capacity, or from faulty functioning or misoperation of these structures.

The major part of this Bulletin is then devoted to an inventory of the various methods used for flood estimation. These methods are classified into those relating to analysis of flows, on the one hand, and rainfall, on the other. The definition and use of the numerous existing methods have been very briefly outlined, with emphasis on the advantages, disadvantages and limitations in their use; reference is made to specialized literature for details of the methods.

From the knowledge of floods of various probabilities, a method must be chosen for estimation of the design flood for the spillway. This choice depends on many factors which are analysed in chapter 4.

The last chapter brings out a number of recommendations that make up the conclusions.

2. EXEMPLES D'ACCIDENTS

Ce chapitre décrit quelques accidents de submersion de barrages dans diverses parties du monde, résultant d'une mauvaise estimation de la crue de projet et/ou d'une mise en œuvre défectueuse ou d'un mauvais fonctionnement des ouvrages d'évacuation. Pour chaque exemple, on s'est efforcé de rassembler le maximum de données hydrologiques disponibles en vue d'expliquer l'accident.

- 2.1. - Barrage Briseis (Australie) 4 avril 1929.
- 2.2. - Barrage Euclides Da Cunha (Brésil) 19 janvier 1977.
- 2.3. - Barrage Gibson (États-Unis) 8 juin 1964.
- 2.4. - Barrage Machhu II (Inde) 11 août 1979.
- 2.5. - Barrage Noppikoski (Suède) 7 septembre 1985.
- 2.6. - Barrage Sella Zerbino (Italie) 13 août 1935.
- 2.7. - Barrage South Fork (États-Unis) 31 mai 1889.
- 2.8. - Barrage Spitskop (Afrique du Sud) 23 février 1988.

2.1. BARRAGE BRISEIS (Australie)

Le barrage Briseis a été construit de 1924 à 1928 sur la rivière Cascade, près de la ville de Derby, au confluent des rivières Ringarooma et Cascade, au Nord-Est de la province insulaire de Tasmanie (Australie).

Ce barrage en enrochement de granite et masque amont en béton avait été construit par la Compagnie minière « Briseis Tin and General Mining Co. Ltd. ». Il était utilisé pour la fourniture d'eau de lavage du minerai d'étain provenant de l'exploitation minière à ciel ouvert implantée sur la rivière Ringarooma, à Derby, 5 km à l'aval du barrage.

A. Caractéristiques principales du barrage (Fig. 1)

- Hauteur maximale au-dessus des fondations : 24 m.
- Hauteur maximale au-dessus du terrain naturel : 23 m.
- Longueur en crête : 137 m.
- Largeur en crête : 1,5 m.
- Volume du barrage : 28 400 m³.
- Volume de la retenue au niveau normal d'exploitation : 3,4 hm³.
- Superficie de la retenue : 0,44 km².

Le corps du barrage était constitué d'enrochements de granite de 3 à 8 tonnes présentant un indice des vides de 0,46 (porosité : 0,32) sur une fondation de granite massif.

- Fruit du parement aval : 1/1.
- Fruit du parement amont : variable de 1/1 à la base à 0,5/1 au sommet.

2. CASE HISTORIES OF ACCIDENTS

This chapter describes some dam overtopping accidents in various parts of the world resulting from underestimation of the design flood and/or operational problems with the outlet works and/or spillways. In each case history, care has been taken to document the hydrology in as much detail as available data allow, in order to explain the accident.

- 2.1. - Briseis Dam (Australia) April 4, 1929.
- 2.2. - Euclides Da Cunha Dam (Brazil) January 19, 1977.
- 2.3. - Gibson Dam (USA) June 8, 1964.
- 2.4. - Machhu II Dam (India) August 11, 1979.
- 2.5. - Noppikoski Dam (Sweden) September 7, 1985.
- 2.6. - Sella Zerbino Dam (Italy) August 13, 1935.
- 2.7. - South Fork Dam (USA) May 31, 1889.
- 2.8. - Spitskop Dam (South Africa) February 23, 1988.

2.1. BRISEIS DAM (Australia)

The Briseis (Cascade) Dam was built between 1924 and 1928 on the Cascade River near the town of Derby, where the Cascade River joins the Ringarooma River, in the north-east of the island state of Tasmania in Australia.

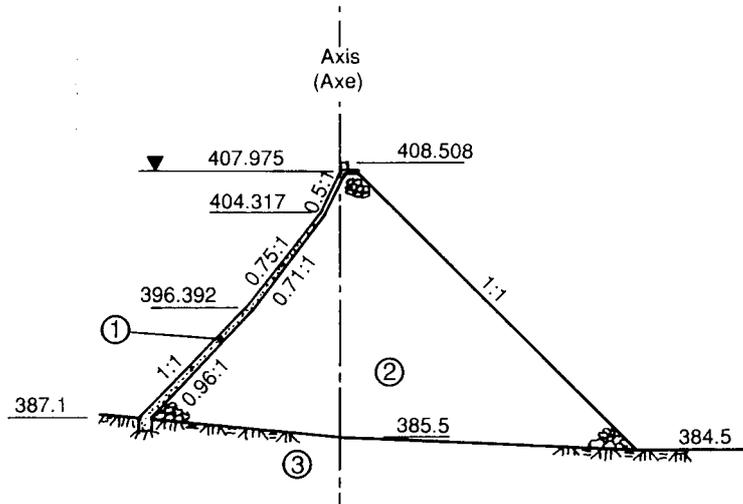
This dumped granite rockfill dam, with a concrete upstream face, was constructed by the Briseis Tin and General Mining Co. Ltd. The purpose was to provide sluicing water for the removal of overburden at the open cut tin mine in the Ringarooma River bed at Derby, 5 km downstream of dam.

A. Description of the dam (Fig. 1)

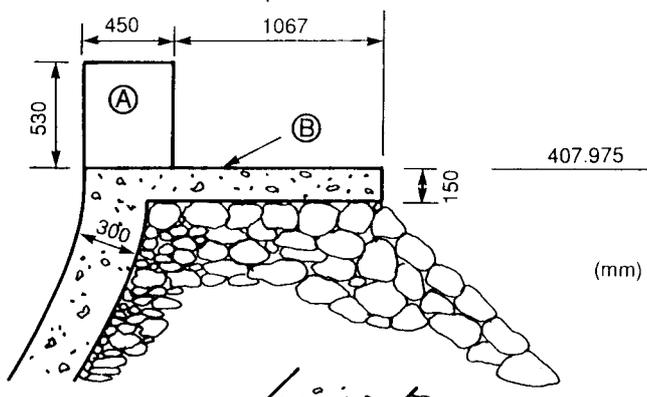
- Maximum height above foundation : 24 m.
- Maximum height above river bed : 23 m.
- Crest length : 137 m.
- Crest width : 1.5 m.
- Volume of material in the dam : 28 400 m³.
- Gross capacity of reservoir at NWL : 3.4 hm³.
- Reservoir area : 0.44 km².

The embankment was formed by granite boulders weighing from 3 to 8 tonnes, bulked to a void ratio of 0.46 (porosity 32 %) and constructed on a massive granite foundation.

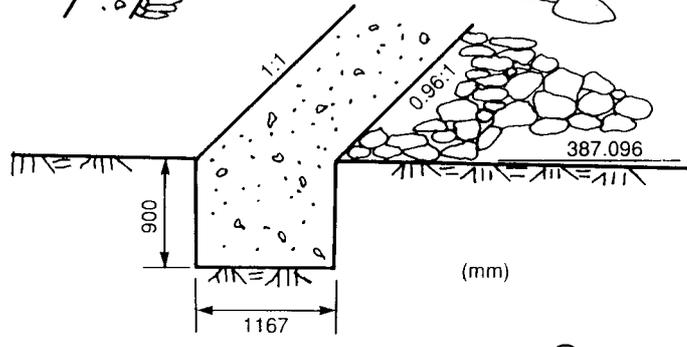
- Downstream slope : 1 : 1.
- Upstream slope : 1 : 1 at lower levels; 1 V : 0.75 H at intermediate levels; 1 V : 0.5 H at upper levels.



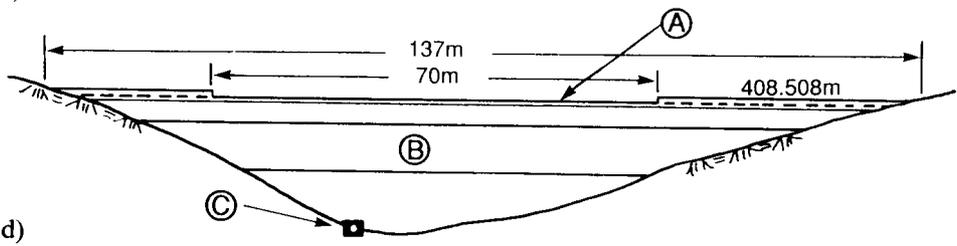
a)



b)



c)



d)

Fig. 1

Briseis Dam.

Barrage Briseis.

- (a) Maximum cross section.
- (1) Concrete face.
- (2) Dumped granite rockfill.
- (3) Granite foundation.
- (b) Crest details.
- (A) Parapet.
- (B) Spillway crest.
- (c) Upstream toe details.
- (d) Longitudinal profile.
- (A) Spillway.
- (B) Concrete face.
- (C) Outlet.

- (a) Coupe transversale de plus grande hauteur.*
- (1) Masque en béton.*
- (2) Enrochement de granite en vrac.*
- (3) Fondation de granite.*
- (b) Détail de la crête.*
- (A) Parapet.*
- (B) Seuil du déversoir.*
- (c) Détail du pied amont.*
- (d) Coupe longitudinale.*
- (A) Évacuateur de crue.*
- (B) Masque en béton.*
- (C) Vidange.*

Le parement amont était recouvert d'un masque en béton ancré dans un mur de pied et comportait un parapet de 0,50 m de hauteur au-dessus de la crête du barrage. L'évacuateur de crue non vanné était constitué par la suppression du parapet sur une longueur de 70 m dans la partie centrale de la crête; la revanche de 0,5 m était donc faible.

L'ouvrage de vidange était constitué par une canalisation de diamètre 0,75 m traversant la base du barrage.

Le projet du barrage était inspiré du barrage Frome (Moorina), situé 30 km à l'aval, qui fut également sévèrement endommagé par la crue d'avril 1929. Cependant, le barrage Briseis ne fut pas endommagé par sa submersion lors des crues de 1926, 1927 et 1928. Les inspections de l'ouvrage pendant sa construction et après la crue de 1926 avaient conclu que la sécurité du barrage était assurée.

B. Caractéristiques hydrologiques

- Superficie du bassin versant : 33 km².
- Hauteur moyenne annuelle des précipitations : 1 350 mm.
- Débit moyen annuel de la rivière Cascade au site du barrage : 0,48 m³/s.

La crue de projet avait été déterminée empiriquement sur la base d'une précipitation de 125 mm en 6 heures ou 250 mm en 24 heures. Il n'existe pas d'autre estimation de la crue de projet.

C. Description de l'accident

Le 4 avril 1929 à 9 heures, on a enregistré à Derby une hauteur pluviométrique de 178 mm pendant les 24 heures précédentes et au moins 305 mm pendant les 24 heures suivantes, soit 483 mm en 48 heures. Ce chiffre est vraisemblablement inférieur à la réalité en raison de la destruction du poste pluviométrique par la crue lors de la lecture du deuxième jour. Pendant ces deux journées, les hauteurs pluviométriques enregistrées en diverses stations voisines mais à l'extérieur du bassin versant ont atteint des valeurs comprises entre 343 et 469 mm; à une de ces stations, on mesura 337 mm en 24 heures.

A Mathinna, on enregistra 134 mm le 4 avril entre 9 h et 17 h 15, la plus grande partie de la pluie étant concentrée en fin de matinée et début d'après-midi. On a estimé que 125 mm de pluie sont tombés en une heure et demie. Ces stations pluviométriques sont proches du barrage mais à l'extérieur du bassin versant. Des inondations importantes se sont produites dans toute la partie Nord-Est de la Tasmanie, accompagnées de crues dévastatrices provoquant de nombreuses victimes.

La retenue du barrage Briseis (Cascade) avait été vidangée à la suite des prélèvements d'eau pendant l'été et le barrage ne commença à déverser que juste après 11 heures du matin le 4-4-1929. A 15 h 30 le gardien observa une lame d'eau au-dessus du seuil du déversoir atteignant 1,15 m, soit 0,60 m au-dessus de toute la crête du barrage alors que le niveau de la retenue continuait de monter. A environ 16 h 30, un témoin a observé la rupture du barrage. Au moment de la rupture, l'épaisseur de la lame d'eau au-dessus de la crête du barrage a été estimée à 1,20 m correspondant à un débit de l'ordre de 220 m³/s. Le débit de pointe de la crue correspondante est estimé à 230 m³/s et sa probabilité d'occurrence annuelle à environ 10⁻⁴.

The upstream face was covered by a concrete facing, with a parapet wall 0.5 m high above the crest slab. An ungated spillway was provided over the concrete crest by not constructing the 0.5 m high parapet wall over the central 70 m of the 137 m crest; the 0.5 m freeboard was small in the circumstances.

The outlet was a 0.75 m dia. pipe through the base of the dam.

The design of the dam was based on the earlier Frome (Moorina) Dam some 30 km away, which was also severely damaged in the April 1929 flood. However, the Briseis Dam was not damaged by overtopping floods in 1926, 1927 and 1928. Inspections during construction and after the 1926 flood indicated that at this stage the dam was safe.

B. Hydrological characteristics

- Catchment area : 33 km².
- Average annual precipitation : 1 350 mm.
- Mean annual flow of Cascade River at the dam site : 0.48 m³/s.

The design flood was empirically determined on the assumption that 125 mm of rain could fall in 6 hours or 250 mm in 24 hours. There is no record of any other design flood assumption for the original dam.

C. Description of failure

178 mm of rain was recorded at Derby in the 24 hours to 9 a.m. 4th April 1929, and from then till 9 a.m. 5-4-29 at least a further 305 mm had fallen, totalling 483 mm for the 48 hours. There was probably more, because the rain gauge was overflowing when read on the second day. For this same 48 hours the rainfall recorded at gauges near but outside the Cascade Dam catchment varied from 343 mm to 469 mm, with one such station reporting 337 mm in 24 hours.

At Mathinna, between 9 a.m. and 5.15 p.m. on 4-4-29, 134 mm were recorded, the bulk of this falling during the late morning and early afternoon. It was estimated that 125 mm fell in 1.5 hours. These rainfall stations are near but outside the Cascade Dam catchment. Widespread flooding occurred over north-east Tasmania with severe flood damage and many lives lost.

The Briseis (Cascade) Dam was drawn down following water use during summer and it did not begin to spill until just after 11 a.m. on 4-4-1929. At 3.30 p.m. the caretaker reported 1.15 m of water over the sill of the spillway, which meant 0.60 m of spill over the whole length of the top of the dam, with water still rising. At approximately 4.30 p.m., a witness saw the dam actually fail. The depth of water over the dam at the time of failure is estimated to be just over 1.2 m, producing an outflow of approximately 220 m³/s. The inflow peak that caused this flood is estimated to be 230 m³/s. This inflow peak has an estimated annual exceedence probability of 10⁻⁴.

Le barrage Briseis avait été conçu pour supporter un déversement sur et à travers les enrochements de son parement aval, mais une crue aussi exceptionnelle et importante que celle du 4 avril 1929 n'avait pas été envisagée par le projeteur. La rupture du barrage Briseis résulte de sa submersion par une crue beaucoup plus importante que la crue de projet. L'écoulement sur et à travers les enrochements a provoqué l'entraînement des blocs, affaiblissant la structure du barrage et provoquant rapidement sa rupture (Photo 1).

En conclusion, les causes de la rupture du barrage Briseis sont, d'une part, la capacité insuffisante de l'évacuateur de crue conduisant à une submersion du barrage et, d'autre part, l'impossibilité pour l'enrochement du parement aval de résister à l'érosion provoquée par l'écoulement et l'impact de la lame déversante résultant de la submersion du barrage.

D. Conséquences de la rupture du barrage

L'onde de submersion résultant de la rupture du barrage provoqua la mort de 14 personnes dont 8 ouvriers de la mine. Quelques chevaux de la mine se sont noyés. L'inondation entraîna également la destruction d'immeubles d'habitation, de bâtiments, d'ateliers et d'équipements de la mine. La ville de Derby fut inondée et les installations minières s'étendant 46 m en dessous du lit de la rivière ont été envahies par des débris entraînés par le flot. Le coût estimé en mars 1930 des réparations des dommages, rééquipements de la mine, nettoyages des locaux et reconstruction du barrage, se montait à 62 000 livres sterling, somme considérable à l'époque.

La Compagnie minière entra en liquidation et ne fut reconstituée qu'en 1934. La reconstruction des ouvrages et du barrage commença en 1935 et se termina en 1936. Cependant, à la fin de l'année 1936, des pluies importantes sur toute la partie Nord-Est de la Tasmanie ont provoqué une crue de la rivière Ringarooma encore plus importante que celle de 1929 et, de nouveau, les installations de la mine ont



Briseis Dam was designed to have spill water flowing over and through the downstream rockfill but a flood of the rarity and size that occurred on April 4th 1929 was not envisaged by the designer. Briseis Dam failed due to prolonged overtopping by a flood much greater than the design flood. Water flowing over and through the rockfill carried away material critically weakening the dam and causing its ultimate rapid failure (Photo 1).

In summary, the causes of failure of Briseis Dam were, on the one hand, an underestimate of design flood capacity for the spillway, leading to overtopping along the whole length of the crest and, on the other hand, the inability in the event such of overtopping, of the dumped rockfill in the steep downstream slope of the dam to withstand the flood discharge.

D. Consequences of failure

The flood wave from the failure of the dam caused the loss of fourteen human lives including eight mine workers. Some mine horses were drowned. It also caused the destruction of homes and the mine's buildings, records, equipment and plant. There was flooding in the town of Derby, and the open cut mine, extending 46 m below river bed level in the town area, was filled with debris to bed level. The estimated cost (in March, 1930) of repairing the damage, re-equipping the mine, cleaning out the workings and rebuilding the dam was 62 000 pounds sterling, a considerable sum in those days.

The mining company went into liquidation and was not reformed until 1934. Reconstruction of the works and the dam commenced in 1935 and was completed in 1936. However, severe floods later in 1936 over N.E. Tasmania caused a bigger flood in the Ringarooma River than in 1929 and again the workings were washed out. The new Cascade (Briseis) Dam was not damaged. The reconstructed Cascade

Photo 1

Briseis Dam after failure
(View from upstream towards the right abutment).

*Le barrage Briseis après sa rupture
(Vue prise de l'amont vers la rive droite).*

été détruites. Le nouveau barrage Cascade (ancien Briseis) ne fut pas endommagé. Ce nouveau barrage, d'une hauteur de 27 m, est un ouvrage de même type (enrochement) construit sur le même site mais avec un parement aval moins raide (fruit 1,75/1); la capacité d'évacuation des crues a été augmentée en construisant deux évacuateurs de crue vanné et non vanné aux deux extrémités de la crête sur chaque appui rocheux et non au centre du barrage. Une seconde canalisation de vidange de 0,75 m de diamètre a également été ajoutée. Ce nouveau barrage, dont le volume de la retenue est augmenté, est répertorié au Registre Mondial des Barrages (édition 1984, Australie, folio 5, ligne 5).

Le jugement du tribunal à l'issue de l'enquête judiciaire consécutive à la mort de 14 personnes a conclu que « ... la rupture du barrage fut la conséquence d'un volume d'eau anormal et supérieur à tout ce qui avait été observé antérieurement et qui résultait d'une trombe d'eau et d'une averse exceptionnelle sur le bassin versant, et qu'aucune accusation ne devait être portée sur quiconque... ».

La rupture du barrage Briseis est le seul accident de rupture d'un grand barrage en Australie ayant provoqué des pertes de vies humaines.

E. Bibliographie

- Articles dans la revue « Chemical Engineering and Mining Review » [11-7-38; 10-8-38; 10-7-46; 10-8-46].
- The Financial Times [31-12-29].
- Rapports du propriétaire du barrage (The Briseis Tin and General Mining Co. Ltd.) :
 - General Manager's Report 31-12-24.
 - Annual Report 1926.
 - General Manager's Report 1927, 1928.
 - Report to Melbourne Register Shareholders 27-5-29.
 - Director's Report 3-3-30.
 - Extraordinary General Meeting of 26-3-30.
- Reports and/or files of Tasmania Mines Dept. and Rivers and Water Supply Commission.
- ICOLD, Lessons from Dam Incidents [Incident No. 60, Vol. I, App. B, 1973].
- Reports in North East Advertiser (local newspaper) and Hobart « Mercury » newspaper.
- Photos in Tasmania State Archives [Ref. No. NS 573/4/1/2, 3, 4].

2.2. BARRAGE EUCLIDES DA CUNHA (Brésil)

Le barrage en terre homogène Euclides Da Cunha a été construit entre 1958 et 1960 sur la rivière Pardo, près de la ville de São José do Rio Pardo (São Paulo, Brésil).

Le propriétaire du barrage était la « Companhia Energética de São Paulo ». Le barrage constituait le réservoir de tête d'une usine souterraine de 94,8 MW.

Dam, 27 m high, was of similar construction on the same site, but with a flatter (1.75 : 1) downstream slope, and gated and ungated spillways of increased capacity were constructed in each rock abutment and not over the dam. A second 0.75 m dia. outlet was also provided. The new dam, with a greater capacity than the original, is listed in the World Register of Dams (full edition, 1984, Australia, folio 5, line 5).

The verdict of the jury at the inquest of the 14 victims of the flood was :
“ ... They came to the conclusion that the bursting of the dam was the result of an abnormal and unprecedented volume of water which may have been caused by a cloudburst, or by an extraordinary rainfall in the catchment area of the dam, and they considered that no blame was attachable to anyone... ”

The failure of Briseis Dam is the only large dam failure in Australia for which the loss of human life is recorded.

E. Bibliography

- Articles in “ Chemical Engineering and Mining Review ” [11-7-38; 10-8-38; 10-7-46; 10-8-46].
- The Financial Times [31-12-29].
- Owner’s reports (The Briseis Tin and General Mining Co. Ltd.) :
 - General Manager’s Report 31-12-24.
 - Annual Report 1926.
 - General Manager’s Report 1927, 1928.
 - Report to Melbourne Register Shareholders 27-5-29.
 - Director’s Report 3-3-30.
 - Extraordinary General Meeting of 26-3-30.
- Reports and/or files of Tasmania Mines Dept. and Rivers and Water Supply Commission.
- ICOLD, Lessons from Dam Incidents [Incident No. 60, Vol. I, App. B, 1973].
- Reports in North East Advertiser (local newspaper) and Hobart “ Mercury ” newspaper.
- Photos in Tasmania State Archives [Ref. No. NS 573/4/1/2, 3, 4].

2.2. EUCLIDES DA CUNHA DAM (Brazil)

The homogeneous earthfill dam of Euclides Da Cunha was built between 1958 and 1960, on the Pardo River, near the city of Sao José do Rio Pardo (São Paulo, Brazil).

It is owned by CESP (Companhia Energetica de São Paulo). The purpose of the dam is to create a reservoir and head for a 94 800 kW underground powerhouse.

A. Caractéristiques principales du barrage (Fig. 2)

- Hauteur maximale au-dessus du lit de la rivière : 40 m.
- Hauteur maximale au-dessus de la plus basse fondation : 60 m.
- Longueur en crête : 312 m.
- Fruit du parement amont : 3,3/1.
- Fruit du parement aval : 2,5/1.
- Altitude de la crête : 671,5 m.
- Volume du barrage : 2,2 hm³.

B. Caractéristiques principales de la retenue

La retenue était relativement modeste et sa surface particulièrement réduite :

- Cote de la retenue normale (RN) : 665 m.
- Cote de la retenue exceptionnelle (RE) : 668,95 m.
- Capacité de la retenue entre RN et RE : 5 hm³.
- Capacité totale de la retenue à la cote de retenue normale : 13,4 hm³.
- Surface de la retenue à la cote de retenue normale : 1 km².

L'évacuateur de crue implanté sur l'appui rive gauche était équipé de deux vannes segments (hauteur : 12,07 m; largeur : 12,5 m). Le coursier courbe terminé par une cuillère renvoyait l'eau à la rivière. Le seuil de l'évacuateur de crue, d'une longueur de 31,2 m, était arasé à la cote 656,43 m. Pour une retenue à sa cote exceptionnelle (RE), le débit susceptible d'être évacué était de 1 800 m³/s; il pouvait atteindre 2 500 m³/s pour un niveau de la retenue atteignant la crête du barrage.

La galerie d'aménée, en rive droite, alimentait l'usine souterraine; son débit, commandé depuis une tour implantée à l'amont, pouvait atteindre au maximum 120 m³/s.

Une vidange de fond au pied de la tour de prise permettait d'évacuer un débit supplémentaire de 300 m³/s. Le débit maximal susceptible d'être évacué atteignait ainsi 2 920 m³/s pour une cote de retenue égale à celle de la crête du barrage.

C. Caractéristiques hydrologiques

Le bassin versant au droit du barrage avait une surface de 4 366 km² et la hauteur moyenne annuelle des précipitations était 1 500 mm. Avant l'accident en 1977, les hauteurs maximales des précipitations mesurées à un poste pluviométrique proche du barrage ont été les suivantes :

Durée	Hauteur maximale de précipitation (mm)
Un jour	117
Un mois	479
Six mois	1 704
Une année	2 159

A. Main characteristics of the dam (Fig. 2)

- Max. height above river bed : 40 m.
- Max. height above lowest foundation : 60 m.
- Crest length : 312 m.
- Upstream slope : 1 V : 3.3 H.
- Downstream slope : 1 V : 2.5 H.
- Elevation of the crest : 671.5 m.
- Volume content of dam : 2.2 hm³.

B. Main characteristics of the reservoir

The reservoir was relatively modest and had a particularly small surface area. The main characteristics are :

- Normal water level (NWL) : 665 m.
- Max. water level (MWL) : 668.95 m.
- Capacity between NWL and MWL : 5 hm³.
- Gross capacity at NWL : 13.4 hm³.
- Reservoir area at NWL : 1 km².

The original project was provided with a chute spillway at the left bank with two radial gates 12.07 m high by 12.50 m wide. The concrete chute, curved in plan, and a flip bucket at the downstream end conveyed the water back to the river. With the crest at elevation 656.43 m, the total length of the spillway was 31.2 m. The maximum discharge capacity at NWL was 1 800 m³/s which could attain 2 500 m³/s as ultimate capacity when the water reached the dam crest level.

The power tunnel at the right bank conveyed the water to the underground powerhouse and was controlled by an upstream tower, to a maximum flow of 120 m³/s.

A bottom outlet at the intake tower of the diversion tunnel provided an additional capacity of 300 m³/s, so the total flow capacity at the dam crest level was about 2 920 m³/s.

C. Hydrological characteristics

The dam controls a drainage basin of 4 366 km² where the average annual precipitation is about 1 500 mm. Before the accident in 1977, the maximum recorded precipitation in an individual rain gauge close to the dam was as shown below :

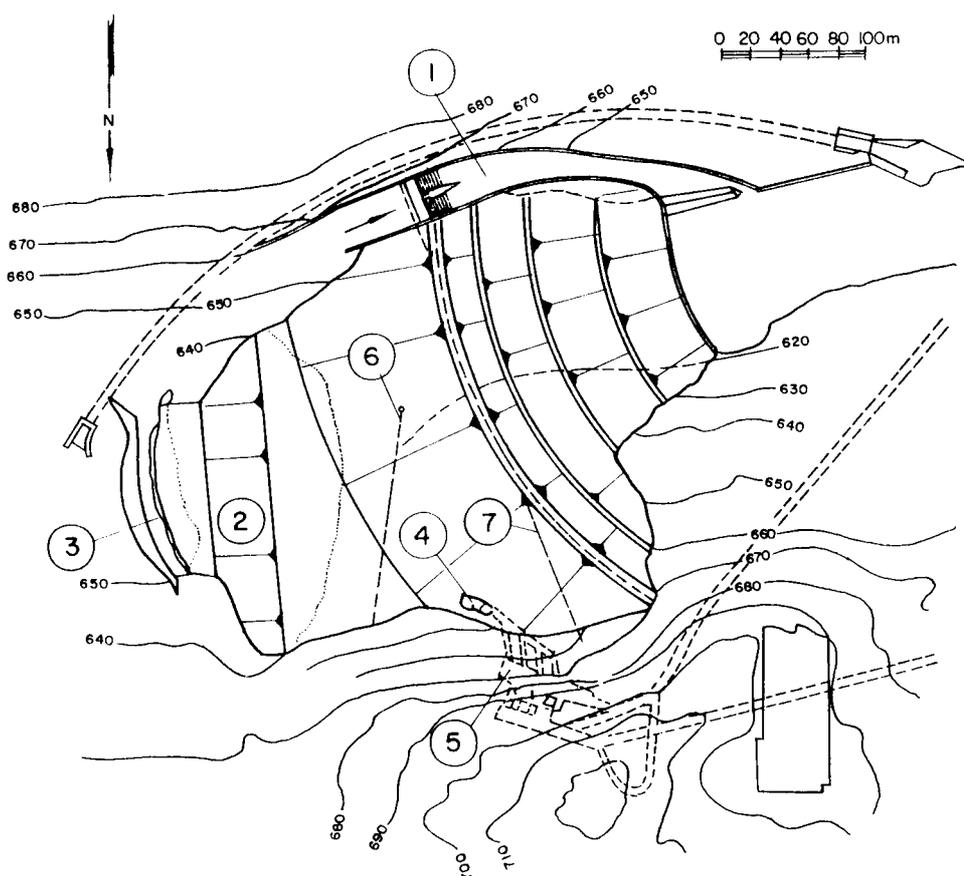
Duration	Precipitation (mm)
One day	117
One month	479
Half year	1 704
One year	2 159

Le débit moyen de la rivière Pardo au droit du site du barrage, résultant d'une longue série d'observations (1920-1955), est égal à 34,5 m³/s correspondant à un coefficient de ruissellement d'environ 0,17. La plus forte crue avant l'accident avait été observée le 1^{er} janvier 1946 et estimée à environ 930 m³/s.

La crue de projet, estimée à partir de méthodes empiriques, avait été fixée à 1 840 m³/s et aucun effet de laminage de la crue dans la retenue n'avait été pris en compte pour le calcul des ouvrages d'évacuation.

D. Description de l'accident

Le 19 janvier 1977, on enregistra de fortes précipitations sur le bassin versant de la rivière Pardo à l'amont du barrage Euclides Da Cunha, en particulier dans une zone d'environ 1 700 km² immédiatement à l'amont du barrage où on mesura une pluie de 180 mm en 24 heures. Le débit de la rivière augmenta depuis 200 m³/s au milieu de la journée du 19 janvier jusqu'à près de 2 000 m³/s vers minuit. Le niveau de la retenue s'éleva par conséquent très rapidement. Les vannes de l'évacuateur de crue ne furent pas ouvertes à temps par suite d'une mauvaise interprétation du personnel d'exploitation quant à l'importance de la crue. La submersion du barrage se produisit vers minuit et le barrage supporta pendant plus de 7 heures une nappe



The long term (1920-1955) average flow of the Pardo river at the dam site is 34.5 m³/s, representing a runoff coefficient of about 0.17. The largest recorded flood before the accident was estimated to be about 930 m³/s, observed on January 1, 1946.

The design flood estimated by empirical methods was set as 1 840 m³/s and no effects of routing through the reservoir were taken in consideration.

D. Description of the accident

Heavy precipitation was observed over the Pardo river basin upstream from Euclides Da Cunha Dam on January 19, 1977, particularly concentrated in an area of about 1 700 km² immediately upstream of the dam. An average precipitation of 180 mm in 24 h was registered on that part of the basin. As a result the flow in the river raised from 200 m³/s by noon of January 19 to about 2 000 m³/s around midnight of the same day. The consequent water raising rate in the reservoir was very high. The gates were not opened in time due to conflicting interpretations of operating personnel as to the severity of the flood. The overtopping occurred around midnight and the dam sustained a head of about 1.2 m above crest level during more

Fig. 2

Plan of Euclides Da Cunha Dam before failure.

Vue en plan du barrage Euclides Da Cunha avant sa rupture.

- | | |
|---|---|
| (1) Spillway. | (1) <i>Évacuateur de crue.</i> |
| (2) Main cofferdam. | (2) <i>Batardeau principal.</i> |
| (3) First stage cofferdam. | (3) <i>Batardeau de première phase.</i> |
| (4) Intake structures. | (4) <i>Ouvrages de prise.</i> |
| (5) Powerhouse. | (5) <i>Usine.</i> |
| (6) Axis of secondary cut-off trench. | (6) <i>Tracé du voile d'injection secondaire.</i> |
| (7) Axis of main cut-off trench and grouting gallery. | (7) <i>Tracé du voile d'injection principal et de la galerie d'injection.</i> |

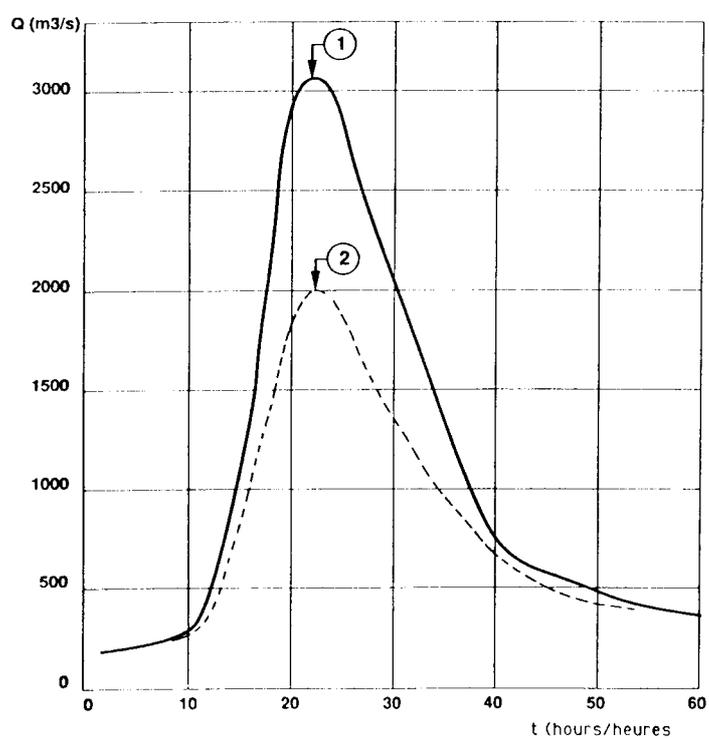


Photo 2

Euclides Da Cunha Dam just after breaching.
Aerial view from upstream looking downstream.

*Le barrage Euclides Da Cunha immédiatement après l'ouverture de la brèche.
Vue aérienne prise de l'amont vers l'aval.*

Fig. 3

Euclides Da Cunha Dam. Design and observed flood hydrographs.

Barrage Euclides Da Cunha. Hydrogrammes de la crue de projet et de la crue observée.

(1) $Q_p = 3\,100\text{ m}^3/\text{s}$ (10 000 yrs).

(1) *Débit de pointe de la crue décennale =
3 100 m³/s.*

(2) $Q_p = 2\,000\text{ m}^3/\text{s}$ (observed).

(2) *Débit de pointe de la crue observée =
2 000 m³/s.*

déversante dont la hauteur atteignit 1,2 m. La rupture se produisit à partir d'une brèche de 100 m de largeur ouverte en rive droite traversant toute la section du barrage (Photo 2).

La principale conséquence de l'accident fut la submersion et la rupture du barrage Armando Salles de Oliveira, 10 km à l'aval. Aucune perte de vie humaine n'a été déplorée.

E. Reconstruction

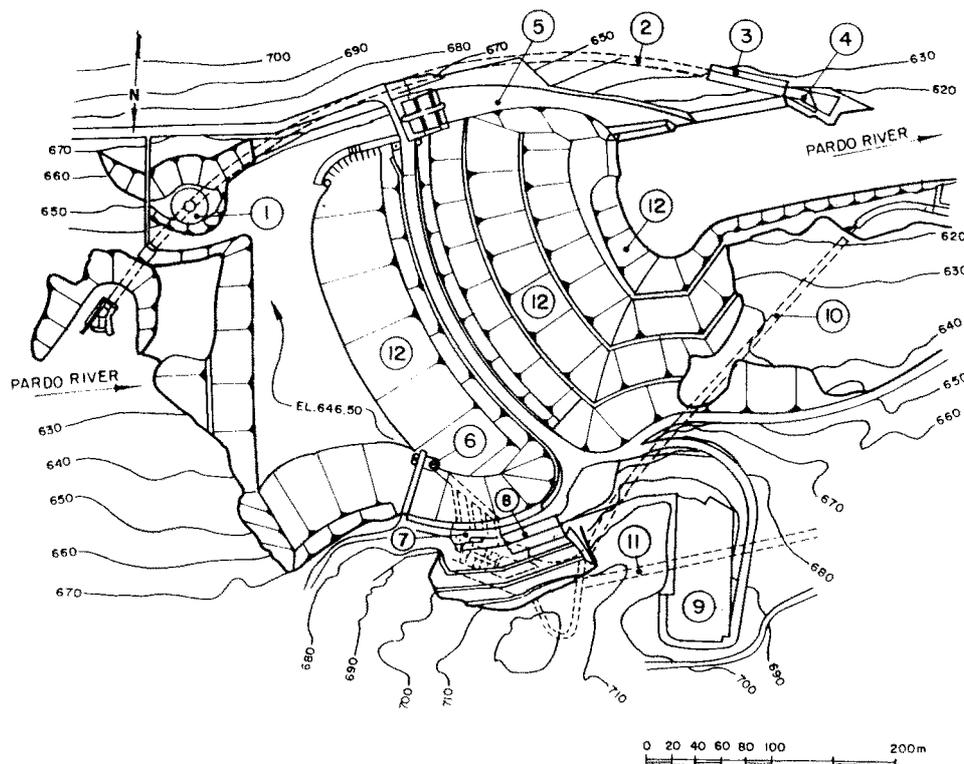
De nouvelles études hydrologiques ont permis de définir l'hydrogramme d'une crue de projet de 3 100 m³/s (Fig. 3). Un évacuateur supplémentaire en puits, non vanné, capable d'un débit d'environ 1 200 m³/s a été raccordé à la galerie de dérivation provisoire qui a été modifiée en conséquence (Fig. 4 et Photo 3). La vidange de fond a été supprimée.

Le nouveau barrage est inscrit au Registre Mondial des Barrages (Édition mise à jour 1988, page 154, Brésil, Folio 20, ligne 5).

F. Bibliographie

— « As lições do Pardo », XII Seminario Nacional de Grandes Barragens, BRACOLD, São Paulo, Abril 1978.

— " Main Brazilian Dams ", Brazilian Committee on Large Dams - BRACOLD, 1982.



than seven hours. Failure occurred when a breach developed 100 m from the right abutment destroying all the right section of the dam, as illustrated in Photo 2.

The main consequence of the accident downstream from the dam was the overtopping and failure of the Armando Salles de Oliveira Dam, 10 km downstream, due to the dam breaking flood. No human losses were registered.

E. Reconstruction

A review of the hydrological studies resulted in a new design flood of 3 100 m³/s (Fig. 3). An additional ungated morning glory spillway with a discharge capacity of about 1 200 m³/s was provided, discharging into the diversion tunnel, which was adapted to the new conditions, as shown in Fig. 4 and Photo 3. The bottom outlet was suppressed.

The new dam is listed in the World Register of Dams [Updating edition 1988, page 154, Brazil, Folio 20, line 5).

F. Bibliography

— “ As lições do Pardo ”, XII Seminário Nacional de Grandes Barragens, BRACOLD, São Paulo, Abril 1978.

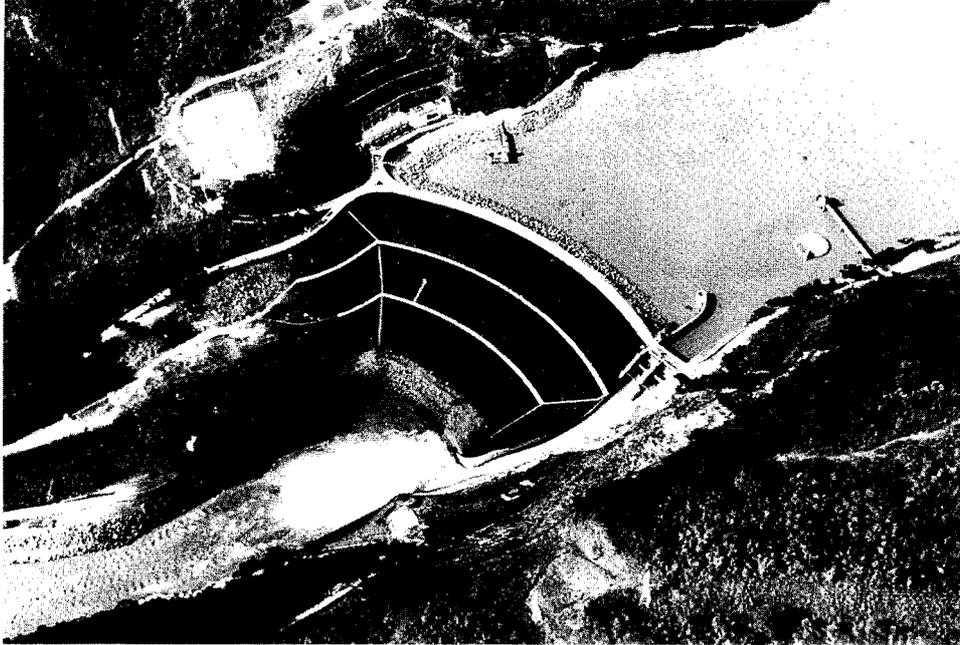
— “ Main Brazilian Dams ”, Brazilian Committee on Large Dams - BRACOLD, 1982.

Fig. 4

Euclides Da Cunha Dam. Reconstructed dam.

Le barrage Euclides Da Cunha après sa reconstruction.

- | | |
|--------------------------------|--------------------------------------|
| (1) Morning glory spillway. | (1) Puits de l'évacuateur de crue. |
| (2) Spillway tunnel. | (2) Galerie de l'évacuateur de crue. |
| (3) Spillway outlet canal. | (3) Canal d'évacuation. |
| (4) Stilling basin. | (4) Bassin de dissipation. |
| (5) Original spillway. | (5) Ancien évacuateur de crue. |
| (6) Intake. | (6) Prise d'eau. |
| (7) Underground powerhouse. | (7) Usine souterraine. |
| (8) Transformers. | (8) Transformateurs. |
| (9) Switchyard. | (9) Poste de transformation. |
| (10) Powerhouse access tunnel. | (10) Galerie d'accès à l'usine. |
| (11) Tailrace tunnel. | (11) Galerie de fuite. |
| (12) Earth dam. | (12) Barrage en terre. |



2.3. BARRAGE GIBSON (États-Unis)

A. Introduction

Le barrage Gibson est situé sur la rivière Sun, à environ 113 km à vol d'oiseau à l'ouest de Great Falls, Montana, États-Unis. Le barrage a été conçu et construit par le Bureau of Reclamation des États-Unis et mis en service en 1929. La retenue du barrage constitue la principale réserve d'eau sur la rivière Sun. Elle permet l'utilisation des eaux de la rivière et de ses affluents pour l'irrigation d'environ 36 400 ha. Le barrage et sa retenue sont également utilisés pour les loisirs et accessoirement pour régulariser le régime de la rivière.

Le volume utile de la retenue est de 122 hm³ pour l'irrigation. La superficie de la retenue est de 518 ha à la cote 1 439,8 m.

B. Caractéristiques du barrage

Le barrage Gibson est implanté dans une gorge étroite entaillée dans des crêtes escarpées de calcaire et dolomite. Le site est caractérisé par plusieurs de ces crêtes recoupées par des failles à fort pendage se succédant à des intervalles de 800 à 1 600 m.

Le barrage est inscrit au Registre Mondial des Barrages (Édition complète 1984, page 431, États-Unis, Folio 8, ligne 1).

Photo 3

Euclides Da Cunha Dam after reconstruction.
(Notice added morning glory spillway.)

*Le barrage Euclides Da Cunha après sa reconstruction.
(Remarquer le puits de l'évacuateur de crue supplémentaire.)*

2.3. GIBSON DAM (USA)

A. Introduction

Gibson Dam is located on the Sun River, approximately 113 air kilometers west of Great Falls, Montana, USA. The dam was designed and constructed by the US Bureau of Reclamation and was completed in 1929. Gibson Reservoir is the main storage facility of the Sun River Project. It utilizes water from the Sun River and tributaries to supply approximately 36 400 hectares of irrigable land. The dam and reservoir also provide recreation and incidental flood control.

B. Description of the dam

Gibson Dam is situated in a narrow gorge cut through a steep ridge of resistant limestone and dolomite. The area is characterized by several of these steep ridges which were formed by steeply dipping thrust faults occurring at intervals ranging from 800 to 1 600 meters apart.

The dam is listed in the World Register of Dams [Full edition 1984, page 431, USA, Folio 8, line 1].

Le barrage est une voûte en béton dont les caractéristiques principales sont les suivantes :

- Altitude de la crête : 1 440,3 m.
- Sommet du parapet : 1 441,3 m.
- Altitude de la retenue normale : 1 439,8 m.
- Seuil de l'évacuateur de crue : 1 436,1 m.
- Hauteur au-dessus des fondations : 60,7 m.
- Longueur de la crête : 292,6 m.
- Épaisseur à la base de la voûte : 35,7 m.
- Épaisseur en crête : 4,6 m.

Le barrage comporte un évacuateur de crue en puits implanté 61 m à l'amont de l'appui rive gauche. Il est équipé de 6 vannes segments de $10,4 \times 3,7$ m qui ont été installées en 1938 pour augmenter la capacité de la retenue. Le débit évacué par une galerie de 9 m de diamètre est de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une retenue à la cote 1 439,8 m et atteint $1 420 \text{ m}^3/\text{s}$ pour une retenue atteignant la partie supérieure du parapet, c'est-à-dire la limite de submersion du barrage.

Les ouvrages de vidange comportent deux canalisations d'acier de 1,8 m de diamètre à la base du barrage. Chaque canalisation est équipée de deux vannes de 1,5 m à haute pression capables d'un débit de $86,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le barrage est inscrit au Registre Mondial des Barrages (Édition complète 1984, page 431, États-Unis, Folio 8, ligne 1).

C. Caractéristiques hydrologiques

Le bassin versant à l'amont du barrage Gibson a une superficie de $1 490 \text{ km}^2$ et est limité à l'ouest par la ligne de partage des eaux du continent américain. Le bassin versant est montagneux et modérément boisé. La couverture du sol est très variable, depuis des sols profonds jusqu'à des zones où le rocher affleure. L'altitude est comprise entre environ 1 440 m au droit du barrage jusqu'à environ 2 740 m en plusieurs points de la ligne de partage des eaux. Le bassin est bien drainé par de nombreux ruisseaux dont la plupart sont de faible longueur et à forte pente.

D. Données statistiques

- Précipitation moyenne annuelle : 470 mm.
- Écoulement moyen annuel : 394 hm^3 .

Pour déterminer la capacité de l'évacuateur de crue et de la vidange, on a utilisé les mesures de débit effectuées pendant 22 années à une station de jaugeage implantée à une faible distance à l'aval du site du barrage. Le débit maximal mesuré à cette station pendant cette période atteignit $850 \text{ m}^3/\text{s}$ le 21 juin 1916. Cette crue résultait d'une averse importante sur un sol enneigé. Les autres débits de pointe mesurés pendant les 22 années d'enregistrement des débits étaient très sensiblement inférieurs. Le choix du débit de $850 \text{ m}^3/\text{s}$ pour la capacité de l'évacuateur de crue pour le niveau normal de la retenue était basé sur ces données historiques disponibles.

The dam is a concrete arch dam with the following elevations and dimensions (in meters) :

- Dam crest : 1 440.3 m.
- Top of parapet : 1 441.3 m.
- Normal water level : 1 439.8 m.
- Spillway crest : 1 436.1 m.
- Structural height : 60.7 m.
- Crest length : 292.6 m.
- Base width : 35.7 m.
- Crest width : 4.6 m.

The dam has a drop inlet spillway located 61 meters upstream from the left abutment. The spillway is controlled by 6-10.4 × 3.7 meter radial gates which were added in 1938 to increase the reservoir storage capacity. The discharge through the 9.0-meter diameter spillway tunnel is 850 m³/s at reservoir surface elevation 1 439.8 m and reaches 1 420 m³/s just prior to overtopping the dam parapet.

The outlet works structure contains two 1.8 meter diameter steel-lined conduits through the lower part of the dam. Each conduit is equipped with two hydraulically controlled 1.5-meter high pressure jet-flow gates which provide a discharge capacity of 86.4 m³/s.

The dam is listed in the World Register of Dams [Full edition 1984, page 431, USA, Folio 8, line 1].

C. Hydrologic characteristics

The drainage area of the watershed upstream from Gibson Dam is 1 490 square kilometers and is bounded on the west by the continental divide. The area is mountainous with a moderately heavy timber cover. The soil cover is highly varied, ranging from deep to a few areas of exposed rock. Elevations range from just about 1 440 m at the dam to about 2 740 m at several points along the divide. The area is well drained with many smaller streams, most of which are quite short and steep.

D. Stastistical data

Average annual precipitation : 470 mm.

Average annual runoff : 394 hm³.

22 years of streamflow record at a gauge located a short distance downstream from the damsite were used in designing the original capacity of the spillway and outlet works. The maximum flood experienced at the gauge during that period occurred on June 21, 1916 when a peak discharge of 850 m³/s was recorded. This flood occurred as a result of heavy rainfall on snowpack. Other peak discharges measured during the 22 years of record were considerably smaller. Selection of a drop inlet spillway having a design discharge of 850 m³/s at normal water surface elevation was based on these available historic data.

E. Description de l'accident de submersion du barrage

En juin 1964, une averse exceptionnelle provoqua la plus grande crue observée sur la rivière Sun. Le réseau des isohyètes des journées des 7 et 8 juin montre que les hauteurs pluviométriques ont atteint pendant ces deux jours des valeurs comprises entre 203 et 356 mm sur le bassin versant du barrage Gibson. Le débit de pointe à l'entrée dans la retenue atteignit environ 1 700 m³/s et le volume de la crue 242 hm³ en 5 jours. Avant l'arrivée des plus fortes pluies, une importante couverture neigeuse recouvrait les zones montagneuses ainsi que quelques régions bien abritées du bassin versant. Les autres facteurs qui ont favorisé la crue sont les températures élevées pendant toute la durée de la pluie et les conditions de saturation du sol avant l'averse.

Les vannes segments de l'évacuateur de crue n'étaient pas complètement ouvertes au moment de l'arrivée de la crue. Les dispositifs de commande des vannes étaient installés au sommet de l'appui rive gauche, c'est-à-dire sur la rive opposée à celle du bâtiment d'exploitation et se trouvaient inaccessibles, de sorte que les vannes n'ont pu être ouvertes lorsque la submersion du barrage allait se produire. Au moment où le niveau de la retenue était sur le point de dépasser la crête du barrage, deux des six vannes étaient entièrement ouvertes, une était partiellement ouverte avec une ouverture de 3,4 m, une avec une ouverture 2,7 m et deux vannes étaient complètement fermées. Cette situation contribua à accentuer l'importance de la submersion du barrage.

La crue submergea le barrage Gibson pendant environ 20 heures, avec une lame d'eau dont l'épaisseur atteignit 1 m au-dessus du sommet du parapet, soit 2 m au-dessus de la crête du barrage (Photo 4). L'eau commença à submerger le parapet



E. Description of overtopping incident

In June 1964, a record storm occurred which produced the largest recorded flood on the Sun River. The isohyetal pattern developed for the June 7 and 8 storm shows that total rainfall values varied in depth from 203 to 356 mm over the basin upstream from Gibson Dam. The inflow to Gibson Reservoir reached a peak of about 1 700 m³/s and had a 5-day volume of 242 hm³. Considerable snow cover in the high mountains and some snow in the well sheltered areas at slightly lower elevations were present prior to the heavy rains. Other factors contributing to the flood were the warm temperatures which prevailed throughout the storm and the saturated condition of the soil prior to the rainfall.

The spillway radial gates were not fully open at the onset of the flood. The controls were located on the top of the left abutment that is on the side of the dam opposite from the dam tender's residence and were inaccessible so they could not be opened while overtopping was occurring. At the time water was going over the top of the dam, two of the spillway gates were completely open, one was open 3.4 meters, one was open 2.7 meters, and two were completely closed. This contributed significantly to the degree of overtopping.

Flood inflows overtopped Gibson Dam for approximately 20 hours to a maximum depth of 1.0 meter above the top of the parapet wall or 2.0 meters above the crest of the dam (Photo 4). Water started overflowing the upstream parapet wall

Photo 4

Gibson Dam being overtopped during 1964's largest recorded flood.
Submersion du barrage Gibson par la plus grande crue observée de 1964.

le 8 juin 1964 à 14 heures. La route bordée par les deux parapets de la crête constitua un canal qui conduisit l'eau vers l'appui sud où elle s'écoula en cascade le long de l'appui. Environ une heure plus tard, le volume d'eau submergeant le parapet amont dépassa la capacité de la route et l'eau commença à se déverser par-dessus le parapet aval, d'abord au voisinage de l'appui nord et progressivement tout le long de la crête jusqu'à ce que, 15 minutes plus tard, le déversement se produise sur toute la longueur du parapet aval. Bien que quelques blocs rocheux aient été arrachés des versants, aucun dommage ne fut constaté sur le barrage, ses appuis ou ses ouvrages annexes. Néanmoins, cette crue montrait à l'évidence l'insuffisance de la capacité de l'évacuateur de crue du barrage Gibson.

F. Révision de la crue de projet

Depuis l'élaboration du projet du barrage Gibson, dans les années 20, de grands progrès ont été accomplis dans les méthodes de calcul des crues de projet, en particulier dans le développement des techniques hydrométéorologiques. Une nouvelle estimation de la crue de projet fut établie en 1970 à partir de la précipitation maximale probable (PMP) et de la crue maximale probable (PMF). Le débit de pointe de la nouvelle crue de projet est de $4\,390\text{ m}^3/\text{s}$ avec un volume en 5 jours de 450 hm^3 . Cette crue résulte de l'averse de projet survenant pendant une période de fonte des neiges.

La nouvelle averse de projet a été obtenue à partir de l'analyse de l'averse observée sur le bassin versant en juin 1964. Pour majorer les hauteurs et durées des précipitations réellement observées on se basa sur une estimation du maximum d'humidité susceptible de se produire sur le bassin versant. L'averse de projet ainsi estimée correspond à une précipitation moyenne sur le bassin versant de 410 mm en 37 heures. Cette pluie de projet a été associée à une fusion nivale de 112 mm. Les pertes ont été déduites pour définir la précipitation nette et un écoulement de base de $42,5\text{ m}^3/\text{s}$ a été ajouté à l'hydrogramme. Les études de laminage ont montré que le parapet du barrage Gibson aurait été submergé d'environ 3,6 m pour la crue maximale probable (PMF).

G. Mesures de confortement du barrage

Les mesures correctives permettant de garantir la sécurité du barrage Gibson pour la crue maximale probable (PMF) comportaient les alternatives suivantes :

1^{re} alternative : Réviser les consignes d'exploitation.

2^e alternative : Modifier la structure du barrage pour éviter sa submersion.

3^e alternative : Modifier la structure du barrage pour garantir sa sécurité en cas de submersion.

4^e alternative : Construire des barrages secondaires.

Les 2^e et 3^e alternatives ont seules été considérées comme réalisables et la 3^e alternative, modification de la structure du barrage pour garantir sa sécurité en cas de submersion, a été retenue. Les mesures correctives ont comporté des travaux de terrassement, le boulonnage du rocher, le bétonnage de protection des appuis et la construction de becs de fractionnement sur la crête du barrage. Les travaux commencèrent en 1981 et furent terminés en 1982.

Les appuis ont été excavés de manière à enlever le rocher altéré et colmater les fissures pour faciliter l'exécution du revêtement en béton. Des boulons d'ancrage

at 2 p.m. on June 8, 1964. The roadway between the parapet walls acted as a flume and carried the water to the south abutment where it cascaded down the abutment. About an hour later, more water was flowing over the upstream parapet wall than the roadway could convey and water started spilling over the downstream parapet wall at the north abutment first and gradually worked its way across the face of the dam until, 15 minutes later, water was falling over the entire crest of the downstream parapet wall. Although some rock was plucked or otherwise removed from the abutments, no significant damage to the dam, abutments, or appurtenances occurred as a result of the overflow. However, this flood clearly indicated the inadequacy of the Gibson Dam spillway capacity.

F. Revised design flood

Since Gibson Dam was designed in the 1920's, methods for determining design floods have greatly improved, particularly with the availability of hydrometeorological techniques. A new design flood was prepared in 1970 using probable maximum precipitation (PMP) and probable maximum flood (PMF) procedures. The new design flood had a peak discharge of 4 390 m³/s and a 5-day volume of 450 hm³. This flood would be the result of a design rainstorm occurring during a period of significant snowmelt.

The new design storm was obtained from an in-place analysis of the rainstorm that occurred over the area in June 1964. An estimate of the maximum moisture charge that could be available to the storm over the Gibson drainage basin was used as a guide for increasing the actual precipitation depth-duration values. The resulting design storm had an average basin precipitation depth of 410 mm in 37 hours. This design rain was combined with 112 mm of snowmelt. Losses were subtracted to determine precipitation excess and a base flow of 42.5 m³/s was added to the runoff hydrograph. Flood routing studies showed that the parapet wall on Gibson Dam would be overtopped by about 3.6 meters if the PMF were to occur.

G. Remedial action

The corrective measures considered to ensure the safety of Gibson Dam under design flood conditions included the following alternatives :

Alternative 1 : Revise operating procedures.

Alternative 2 : Structural modification to prevent overtopping.

Alternative 3 : Modifications to allow safe overtopping of the dam.

Alternative 4 : Construct alternative dams.

Only alternatives 2 and 3 were considered to be feasible and alternative 3, modification to allow safe overtopping, was selected. The corrective measures included excavation, rock bolting, abutment protection concrete, and splitter piers at the crest of the dam. The construction started in 1981 and was completed in 1982.

The abutments were excavated sufficiently to remove deteriorated rock and reshape projections and pockets to facilitate placement of the concrete cap. Groutable

du rocher ont permis de renforcer et stabiliser les appuis contre les effets dynamiques de l'écoulement. La crête et le parement aval ont été protégés par des becs de fractionnement espacés d'environ 30 m. Le rôle de ces becs de fractionnement est de diviser la nappe déversante sur la crête du barrage et de permettre l'aération sous la nappe.

Cet accident montre que des crues sensiblement plus importantes que celles observées dans le passé peuvent survenir et nécessiter une capacité convenable des évacuateurs de crue, que la commande des vannes doit demeurer accessible pendant les phénomènes hydrologiques exceptionnels et qu'un barrage-voûte bien construit sur de bons appuis rocheux peut supporter une submersion de 2 m au-dessus de sa crête. Le barrage Gibson a été conforté pour éviter sa rupture par submersion pour un coût modéré et le Bureau of Reclamation estime que cet ouvrage présente maintenant une bonne sécurité pour des crues dont la pointe peut atteindre jusqu'à 4 390 m³/s.

2.4. BARRAGE MACHHU II (Inde)

A. Introduction

Le barrage Machhu II, propriété du gouvernement de la province de Gujarat (Inde), était situé sur la rivière Machhu à environ 9 km à l'amont de la ville de Morbi. Le barrage avait été construit de 1967 à 1972.

B. Caractéristiques du barrage

La partie centrale du barrage en maçonnerie, d'une longueur de 297 m dont 206 m pour l'évacuateur de crue, était prolongée sur chaque aile par une digue en terre dont la longueur était de 2 350 m en rive gauche et 1 400 m en rive droite.

- Longueur totale en crête : 4 050 m.
- Hauteur au-dessus des fondations : 24,7 m.
- Altitude de la crête : 59,25 m.
- Altitude de la retenue normale : 56,5 m.
- Altitude de la retenue exceptionnelle : 56,8 m.
- Capacité de la retenue normale : 101 hm³.
- Surface de la retenue normale : 14 km².

Évacuateur de crue :

- 18 vannes segments (largeur : 9 m; hauteur : 6 m).
- Altitude du seuil : 50,5 m.
- Débit pour la retenue à sa cote exceptionnelle : 5 550 m³/s.
- Débit pour la retenue à la cote de la crête du barrage : 9 200 m³/s.

Vidange de fond :

- Pertuis de 1,8 × 1,5 m en rive gauche équipé d'une vanne verticale.
- Débit maximal : 5,8 m³/s.

Le barrage était utilisé pour l'irrigation d'environ 7 000 ha et pour l'alimentation en eau (fourniture de 4 hm³ d'eau par an).

Le barrage est répertorié au Registre Mondial des Barrages (Édition 1973, page 671, ligne 8).

rock bolts were used to reinforce and stabilize the abutments against the impact forces of the overflow. The top of the dam and downstream face were protected by splitter piers. The piers were set about 30 meters apart across the top of the dam. The purpose of the piers is to divide the flow of water over the crest to allow aeration beneath the nappe.

The incident illustrated that floods significantly larger than those previously experienced can occur and demonstrated the need for adequate spillway capacity; that controls for spillway gates should be accessible during severe hydrologic events; and that a well constructed concrete arch dam with good rock abutments can withstand 2.0 meters of overtopping. Gibson Dam was modified to prevent failure from overtopping events at nominal cost and the Bureau of Reclamation now considers the dam to be safe from hydrologic events up to a peak inflow of 4 390 m³/s.

2.4. MACHHU II DAM (India)

A. Introduction

Owner of the dam : Government of Gujarat.

Location of the dam : River Machhu, 9 km upstream of the town Morbi.

Period of construction : 1967-1972.

B. Description of the dam

Central masonry spillway in the main river portion with a 2 350 m long earthfill flank on the left side and a 1 400 m earthfill flank on the right.

- Total crest length : 4 050 m.
- Maximum height above foundation : 24.7 m.
- Crest elevation : 59.25 m.
- Normal water level : 56.5 m.
- Maximum water level : 56.8 m.
- Storage at full reservoir level : 101 hm³.
- Reservoir area at normal water level : 14 km².

Spillway :

- 18 tainter gates, 9 m wide and 6 m high.
- Elevation of the spillway crest : 50.5 m.
- Maximum discharge capacity at maximum water level : 5 550 m³/s.
- Maximum discharge capacity for a reservoir at dam crest level : 9 200 m³/s.

Outlet works :

- RCC conduit of size 1.8 × 1.5 m on left bank with a vertical lift gate.
- Maximum discharge capacity : 5.8 m³/s.

Purpose of the dam : Irrigation (area about 7 000 ha). Water supply (yield volume per year : 4 hm³).

Inscription in the World Register of Dams ; Ed. 1973, page 671, line 8.

C. Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

- Superficie du bassin versant : 1 930 km².
- Pluviométrie moyenne annuelle : 559 mm (dont environ 533 mm pendant la période de la mousson, de juin à septembre).
- Pluviométrie maximale journalière observée : 291 mm (août 1968).
- Pluviométrie journalière de période de retour 50 ans : 200 à 415 mm.
- Pluviométrie journalière de période de retour 100 ans : 220 à 475 mm.
- PMP (Pluie maximale probable) : 450 à 1 060 mm en 24 heures.
- Débit moyen annuel de la rivière Machhu : 3 825 m³/s.
- Période de mesure des débits : 9 années (1959-1967).
- Plus forte crue observée avant l'accident : 5 550 m³/s (7-9 septembre 1970).

La crue de projet avait été calculée par la méthode de l'hydrogramme unitaire appliqué à l'averse maximale probable; le débit de pointe à l'entrée dans la retenue était ainsi estimé à 6 180 m³/s, conduisant à un débit maximal des évacuateurs de crue de 5 550 m³/s compte tenu du laminage de la crue dans la retenue.

D. Description de l'accident

Pendant les dix premiers jours du mois d'août 1979, la pluviométrie journalière sur le bassin versant a varié de 22 à 72 mm, ce qui provoqua une saturation des terres. Du 10 au 12 août, la pluviométrie fut particulièrement intense; le 11 août, le bassin versant reçut 237 mm de pluie, soit près de deux fois la pluviométrie moyenne mensuelle du mois d'août. Pendant les trois journées des 10, 11 et 12 août, la pluviométrie sur le bassin versant atteignit 447 mm, soit près de quatre fois la pluie moyenne mensuelle du mois d'août.

A la station de Rajkot située à proximité du bassin versant, on mesura 354 mm le 11 août 1979, ce qui correspond sensiblement à une pluie de durée de retour de 100 ans.

Cette pluviométrie exceptionnelle et la saturation des terres ont provoqué une crue dont la pointe a été estimée à 14 000 m³/s alors que la capacité de l'évacuateur de crue du barrage Machhu II était de 6 180 m³/s.

Bien que la consigne d'exploitation du barrage prévoyait que la retenue pouvait être remplie jusqu'à la cote d'exploitation normale 56,5 m, les ingénieurs, de leur propre initiative, ont apparemment arrêté le remplissage de la retenue à la cote 55,9 m à partir du 25 juin 1979; la raison motivant cette interruption du remplissage n'a pas été entièrement éclaircie.

Les difficultés commencèrent dans la matinée du 10 août vers 9 heures lorsque le barrage Machhu I situé à 54 km à l'amont de Machhu II commença à être submergé. L'ingénieur responsable de ce barrage adressa un message au personnel d'exploitation de Machhu II lui enjoignant d'augmenter l'ouverture des 18 vannes de l'évacuateur de crue de 0,15 m à 1,8 m. L'ordre fut donné ultérieurement d'ouvrir complètement toutes les vannes alors que le niveau de la retenue ne pouvait plus être maîtrisé. Seulement 15 vannes ont pu être ouvertes, les trois autres restèrent seulement partiellement ouvertes en raison d'un défaut des bobinages des moteurs électriques. Malgré les efforts du personnel pour effectuer une commande manuelle, ces trois vannes n'ont pas pu s'ouvrir.

C. Hydrology of the catchment

- Catchment area : 1 930 km².
- Mean annual rainfall : 559 mm, of which the monsoon period (June-September) contributes about 533 mm.
- Maximum historical precipitation in one day : 291 mm (August 1968).
- The magnitudes of 50-year 1-day rainfall vary from 200 to 415 mm and the 100-year from 220 to 475 mm.
- One-day point PMP estimates range from about 450 to 1 060 mm.
- Annual mean flow of the river Machhu : 3 825 m³/s.
- Length of the flood recording period : 9 years (1959-1967).
- Largest recorded flood before the accident : 5 550 m³/s (September 7-9, 1970).
- Method used for evaluating the design flood : unit hydrograph and maximum probable storm; maximum inflow in the reservoir : 6 180 m³/s; maximum discharge (flood peak) downstream, taking account the reservoir flood routing : 5 550 m³/s.

D. Description of the failure

From 1 to 10 August 1979, the daily rainfall on the catchment varied from 22 to 72 mm and consequently the basin was almost saturated. The peak period of heavy rainfall over Machhu basin (up to Machhu II dam) was from 10 to 12 August. This basin received maximum rainfall of 237 mm on 11 August, which is nearly twice the mean rainfall for August. The total 3-day rainfall experienced by the basin from 10 to 12 August was 447 mm, nearly 4 times the amount the basin normally receives in the entire month of August.

The station Rajkot, located close to Machhu basin, recorded rainfall of 354 mm on 11 August 1979 with return period about 100 years.

This heavy rainfall and the previous saturation of the basin induced a peak flow of about 14 000 m³/s when the capacity of the spillway at Machhu II was only 6 180 m³/s.

Although the operating rules say that the reservoir can be filled up to 56.5 m, the operating engineers — at their own discretion — had apparently halted filling at 55.9 m since June 25; the reason for this is still unclear.

Trouble started Aug. 10 around 9 p.m. when Machhu I dam, 54 km (30 miles) upstream from Machhu II started overflowing. The dam's deputy engineer sent a message to the operators of Machhu II to increase the opening of all 18 gates from 0.15 m to 1.8 m. The order was later given to open all gates fully when it was found the water level would not be controlled. Only 15 gates were opened fully. The other three remained only partially opened because of failure of electric coils in the motors. Even manual efforts failed to force the remaining three to open properly.



Photo 5

Machhu II Dam after failure. View from the right bank slightly downstream of the dam.
Barrage Machhu II après sa rupture. Vue prise de la rive droite, légèrement à l'aval du barrage.

Photo 6

Machhu II Dam after failure. Aerial view from the right bank looking upstream.
Barrage Machhu II après sa rupture. Vue aérienne de la rive droite vers l'amont.

Le 11 août à midi, le niveau de la retenue à Machhu I avait dépassé de 2,4 m le niveau de la crue de projet. A Machhu II, à 13 h 30, le niveau de la retenue atteignit la cote 59,55 m, soit 2,9 m au-dessus du niveau de la crue de projet et 0,45 m au-dessus de la crête du barrage. Entre 14 h 30 et 15 h une brèche s'ouvrit dans le remblai des digues en terre provoquant la rupture de la digue rive droite sur une longueur d'environ 700 m et de la digue rive gauche sur une longueur d'environ 1 060 m. Trois jours après cette rupture, le flot continuait de s'écouler dans les brèches (Photos 5 et 6).

L'alerte avait été donnée à l'aval par des haut-parleurs, mais peu de personnes furent prévenues à temps.

E. Conséquences de l'accident

La ville de Morbi, située 9 km à l'aval du barrage, fut atteinte par le flot vers 15 heures et fut inondée sous 3 à 4 m d'eau.

L'onde de submersion du barrage provoqua la mort d'environ 2 000 personnes, la perte d'environ 15 millions de dollars de récoltes, la destruction totale de 12 700 maisons et huttes et la destruction partielle de 6 700 habitations. Environ 153 000 personnes ont été sinistrées dans la ville de Morbi et les 68 villages situés le long de la rivière Machhu dans les cantons de Morbi et Malia.

Plus à l'aval, l'onde de submersion s'étala et s'amortit vers le Nord dans les zones marécageuses du golfe de Kutch.

F. Reconstruction du barrage

Le barrage Machhu II a été réparé et conforté après l'accident. La capacité de l'évacuateur de crue a été portée à 26 650 m³/s et la crête du barrage a été élevée à 2,70 m au-dessus du niveau de la retenue exceptionnelle. Le nouveau barrage est inscrit au Registre Mondial des Barrages (Édition mise à jour 1988, page 234, Inde, folio 13, ligne 25).

G. Bibliographie

— Engineering News Record [Aug. 23, 1979] : Floods overtop, breach Indian earthfill.

— Water Power and Dam Construction [October 1979] : India's worst dam disaster.

— O. N. DHAR *and al.* : The rainstorm which caused the Morbi dam disaster in August 1979 [Hydrological Sciences Bulletin, 26, 1.3/1981].

— Government of Gujarat : Before Machhu Dam II Inquiry Commission, Statements of Facts and Opinions [Vol. I and II, March 1980].

2.5. BARRAGE NOPPIKOSKI (Suède)

A. Introduction

En septembre 1985, les usines hydroélectriques de la rivière Ore, dans la partie centrale de la Suède, ont connu une série d'événements dramatiques. Il existait alors

By noon, Aug. 11, the water level at Machhu I had risen 2.4 m over the designed high flood level. At Machhu II, by 1.30 p.m., the water had risen to 59.55 m, 2.9 m above the maximum designed high flood level and 0.45 m above the crest of the dam. With the overtopping, breaching occurred between 2.30 and 3 p.m. and about 700 m of earthen embankment on the right side of the masonry spillway and about 1 060 m on the left were washed away. Three days after the disaster, the water continued to rush through the breached portion (Photos 5 and 6).

Efforts were made to alert those downstream of the dam with loud-speakers, but few could be informed in time.

E. Consequences of the accident

The flood surge reached Morbi, some 9 km downstream from the dam, around 3 p.m. The town was submerged in 3 to 4 m of water.

Loss of life during the ensuing flood is estimated to be 2 000; some \$ 15 millions worth of crops were damaged or destroyed in the disaster; 12 700 houses and huts also were destroyed and 6 700 others partially damaged. Some 153 000 people were affected in some way in the town Morbi and in 68 villages along the Machhu river in Morbi and Malia counties.

The Machhu flows northward, ending in area of marshland inland from the Gulf of Kutch.

F. Restoration of the dam

Reconstruction of the earth dam after the accident.

New spillway capacity : 26 650 m³/s.

Hence dam crest raised to 2.7 m above full supply level.

The new dam is listed in the World Register of Dams [Updating edition 1988, page 234, India, Folio 13, line 25].

G. Bibliography

— Engineering News Records [Aug. 23, 1979] : Floods overtop, breach Indian earthfill.

— Water Power and Dam Construction [October 1979] : India's worst dam disaster.

— O. N. DHAR *and al.* : The rainstorm which caused the Morbi dam disaster in August 1979 [Hydrological Sciences Bulletin, 26, 1.3/1981].

— Government of Gujarat : Before Machhu Dam II Inquiry Commission, Statements of Facts and Opinions [Vol. I and II, March 1980].

2.5. NOPPIKOSKI DAM (Sweden)

A. Introduction

In September 1985 the power plants on the River Ore in central part of Sweden were subjected to a dramatic course of events. At that time there were five power

cinq usines hydroélectriques sur la rivière Ore : Vässinkoski, Noppikoski, Furudal, Skattungbyn et Hansjö. Les informations radiodiffusées au début de la matinée du 7 septembre 1985 signalèrent la submersion du barrage en terre Noppikoski suivie de sa rupture par érosion jusqu'au niveau du lit de la rivière, provoquant des dommages importants et des possibilités d'autres dommages résultant de la crue. Le petit barrage Furudal était menacé et, plus à l'aval, l'usine hydroélectrique Hansjö était submergée et gravement endommagée.

B. Caractéristiques du barrage (Fig. 5 et Photo 7).

Propriétaire : Körsnäs-Marma AB.

Destination du barrage : Prise d'eau pour production d'énergie.

Caractéristiques du barrage : Barrage en terre et noyau en moraine. Enrochement de protection du parement amont; le parement aval n'était pas revêtu.

Le barrage Noppikoski est répertorié dans le Registre Mondial des Barrages (Édition complète 1984, page 686, Suède, Folio 4, ligne 22).

La construction du barrage commença en 1964; la première mise en eau eut lieu en 1967 :

- Hauteur au-dessus des fondations : 18,5 m.
- Longueur en crête : 175 m.
- Altitude de la crête : 324,25 m.
- Volume du barrage : 40 000 m³.

Retenue :

- Altitude de la retenue normale : 321,50 m.
- Altitude de la retenue maximale : 321,50 m.
- Volume de la retenue à la cote normale d'exploitation : 0,7 hm³.
- Volume disponible entre la retenue normale et la crête : 0,4 hm³.
- Superficie de la retenue à la cote 321,5 m : 0,14 km².

Évacuateur de crue : 2 vannes batardeaux (largeur : 6 m; hauteur : 3,3 m) dans un ouvrage en béton incorporé au barrage. Seuil des vannes à la cote 318,20 m.

- Débit maximal pour la retenue à sa cote normale : 140 m³/s.
- Débit maximal pour la retenue à la cote de la crête du barrage : 190 m³/s.

Un débit supplémentaire de 60 m³/s pouvait être évacué par un pertuis de fond.

C. Hydrologie

La superficie du bassin versant est de 520 km² incorporant la retenue du barrage Vässinkoski. Le climat est de type continental avec une précipitation moyenne annuelle de 700 mm et une évaporation de 400 mm. La couverture neigeuse est pérenne. La précipitation journalière maximale observée est de 97 mm pour une surface de 1 000 km².

La crue de projet était calculée sur la base de la plus grande crue observée, affectée d'un coefficient de sécurité. La crue de projet ainsi déterminée était de 140 m³/s correspondant à une durée de retour d'environ 1 000 ans.

plants on the River Ore at Vässinkoski, Noppikoski, Furudal, Skattungbyn and Hansjö. In the early news broadcasted on September 7th, 1985, it was reported that the earth dam at Noppikoski had been overtopped and eroded down to the river bed. Heavy damage had occurred and great risk of further damage due to the flood existed. A small dam at Furudal was in danger and further downstream the river Hansjö power plant was heavily damaged by overtopping.

B. Technical description of the dam (Fig. 5 and Photo 7)

Owner : Kårsnäs-Marma AB.

Purpose : Hydropower production, plant intake dam.

Dam : The dam was an earth dam with morain core. Erosion protection by tunnel rock on upstream face, no protection on downstream face.

Described in ICOLD World Register of Dams, full edition 1984, page 686, Sweden, Folio 4, line 22.

Construction started in 1964, first filling in 1967 :

- Height : 18.5 m above foundation.
- Crest length : 175 m.
- Crest elev. : 324.25 m.
- Volume : 40 000 m³.

Reservoir :

- Normal water level : 321.50 m.
- Maximum water level : 321.50 m.
- Gross capacity at NWL : 0.7 hm³.
- Capacity between NWL and crest : 0.4 hm³.
- Reservoir area at NWL : 0.14 km².

Spillway : 2 stoplog gates, 6 m wide, 3.3 m high, in concrete structure, integrated in dam. Sill at 318.20 m.

- Max. capacity at NWL : 140 m³/s.
- Max. capacity at crest level : 190 m³/s .

An extra 60 m³/s can be diverted through adit joining headrace tunnel under dam.

C. Hydrology

Catchment area is 520 km², with one reservoir, Vässinkoski, within the catchment. The climate is continental, with an annual precipitation of 700 mm and an evaporation of 400 mm. Perennial snowcover. Highest observed 24 hour precipitation for an area of 1 000 km² is 97 mm.

Design flood was calculated from highest observed flood, with safety factor. The resulting design flood of 140 m³/s is in retrospect estimated to having a return period of approx. 1 000 years.

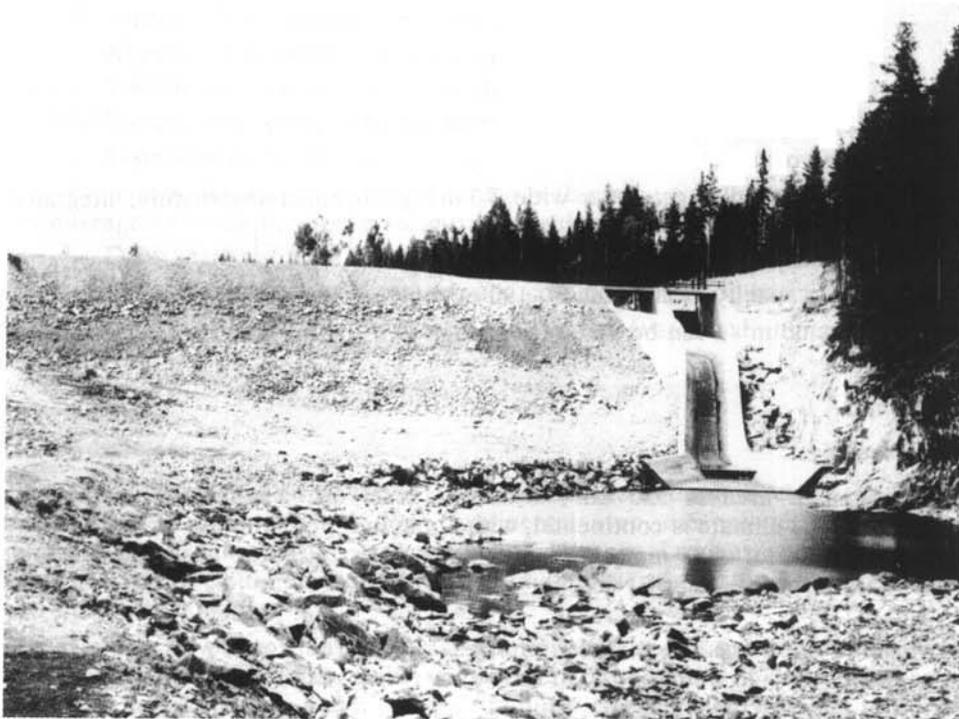
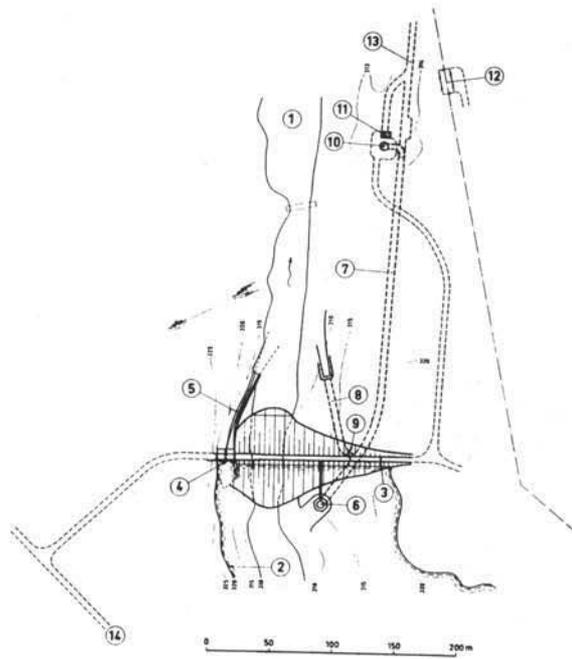


Fig. 5

Noppikoski Dam. General arrangement of works
Barrage Noppikoski. Disposition générale des ouvrages

- | | |
|-------------------------------------|--|
| (1) Ore river. | (1) <i>Fleuve Ore.</i> |
| (2) Normal water level : 321.50 m. | (2) <i>Retenue normale : 321,50 m.</i> |
| (3) Crest level : 324.25 m. | (3) <i>Crête du barrage : 324,25 m.</i> |
| (4) Spillway sill level : 318.20 m. | (4) <i>Niveau du seuil de l'évacuateur de crue : 318,20 m.</i> |
| (5) Spillway chute. | (5) <i>Coursier de l'évacuateur de crue.</i> |
| (6) Intake. | (6) <i>Prise d'eau.</i> |
| (7) Headrace tunnel. | (7) <i>Galerie d'aménée.</i> |
| (8) Diversion tunnel. | (8) <i>Galerie de dérivation.</i> |
| (9) Gate. | (9) <i>Vanne.</i> |
| (10) Generator building. | (10) <i>Usine.</i> |
| (11) Control building. | (11) <i>Bâtiment de commande.</i> |
| (12) Switchyard. | (12) <i>Poste de transformation.</i> |
| (13) Tailrace tunnel. | (13) <i>Galerie de fuite.</i> |
| (14) Access road. | (14) <i>Route d'accès.</i> |

Photo 7

Noppikoski Dam before failure. Downstream face and spillway.
Le barrage Noppikoski avant sa rupture. Parement aval et évacuateur de crue.

D. Description de l'accident

L'importance de la pluviométrie pendant l'été précédant la rupture du barrage (7 septembre 1985) provoqua une forte élévation de la nappe souterraine. Compte tenu, en outre, de la forte pente du bassin versant, l'écoulement augmenta rapidement dans le cours d'eau exutoire. La hauteur pluviométrique des 4 et 5 septembre atteignit respectivement 36,5 et 28 mm. Les deux vannes de 6 × 3,3 m du barrage Noppikoski étaient relevées. L'usine fonctionnait à son débit maximal et le débit de l'évacuateur de crue atteignait 140 m³/s. Pendant la nuit du 4 au 5 septembre, le niveau de la retenue restait inférieur au niveau normal d'exploitation mais il s'éleva dans la matinée du jeudi 5. A l'amont, le barrage Vässinkoski avait augmenté ses lâchures.

Dans la journée du jeudi 5, la crue diminua et la vanne du pertuis rive gauche de l'évacuateur fut fermée. Le batardeau inférieur du pertuis rive droite fut abaissé. Dans la matinée du vendredi 6, le niveau de la retenue était 70 cm au-dessous du niveau normal, mais comme une augmentation de la pluviosité était annoncée sur le bassin versant, aucun autre batardeau du pertuis rive droite ne fut abaissé.

Les prévisions météorologiques de la matinée du vendredi annonçaient une augmentation de la pluie; le personnel d'exploitation du barrage fut renforcé par un agent d'exécution et un ingénieur expérimentés. Un agent supplémentaire se rendit sur le site dans la nuit du vendredi. Il remarqua que le dispositif automatique de levage du batardeau inférieur était hors service. Le dispositif avait été installé au début de la semaine. Le batardeau était coincé dans sa rainure et, ce qui était pire, l'agent constata que les câbles de levage ne pouvaient pas être libérés. Le palan ne pouvait donc pas être déplacé et utilisé pour relever les batardeaux du pertuis rive gauche. Pendant ce temps, la pluie tombait à torrent. Le niveau de la retenue s'élevait rapidement. Un palan mobile fut réclamé à la localité de Mora à 60 km du site. Le palan arriva très tard au village de Noppikoski mais ne put atteindre l'usine. La route était inondée et coupée en plusieurs points.

Le personnel sur le barrage essaya à plusieurs reprises pendant la nuit de libérer le système de levage du batardeau inférieur du pertuis de l'évacuateur, mais sans succès. Le niveau de la retenue montait constamment. Le drame atteignit son paroxysme à 5 h 25 du matin le 7 septembre lorsque l'eau atteignit la crête du barrage, à proximité de l'évacuateur de crue où le niveau de la crête était 0,75 m plus bas que dans les autres sections du barrage. La crête fut submergée et l'érosion commença à se produire sur le parement aval. En quelques minutes une ravine se forma contre le coursier de l'évacuateur. Une brèche s'ouvrit à travers la crête du barrage. L'érosion s'accéléra alors à l'aval tandis que l'élargissement de la brèche restait relativement limité. Le noyau du barrage présentait une meilleure résistance à l'érosion.

Lorsque la brèche atteignit presque le niveau du lit de la rivière, sa largeur ne dépassait pas le tiers de la largeur finale. Les recharges amont et aval étaient facilement érodées alors que le noyau subsistait sur toute sa hauteur avant d'être érodé au niveau de la fondation et se rompre sur des sections de l'ordre de 5 m. Ce processus se poursuivit plusieurs fois. A 6 h 10 du matin la retenue était vide. Le débit naturel de la crue continuait de s'écouler mais la brèche ne s'élargissait plus (Photo 8).

Le volume de la retenue estimé à environ 1 hm³ fut évacué en 45 minutes. Le

D. Description of accident

The great amount of rain during the summer before September 7th 1985, when the dam collapsed, had made the ground water table extremely high. This fact and also the rather steep terrain had the effect that the flow could increase very rapidly in the river. During September 4th and 5th, the rainfall amounted to 36.5 and 28 mm/day, respectively. The stoplogs in the two 6 m wide and 3.3 m deep spillway openings at Noppikoski were lifted. The power station was in operation with full effect and 140 m³/s were discharged through the spillway. During the night of September 4th and 5th the water level in the reservoir was below the normal storage level but rose on Thursday morning the 5th. The discharge from the Vässinkoski storage had been increased.

During Thursday the 5th the flow decreased and the left spillway opening was closed with the stoplogs. In the right opening the bottom stoplog only was lowered. On Friday morning the 6th the water level in the storage was 70 cm below the normal water level, but as more rainfall was expected in the catchment area, no stoplogs were lowered above the one in position in the right opening.

The weather forecast on Friday morning had stated that more rainfall was to be expected. The operating staff was increased by one experienced operator as well as one experienced engineer. Another member of the operation staff arrived at the site on Friday night. He observed that the automatic hoisting machine started to lift the stoplog at the bottom of the right hand outlet. The machine had been fixed to the stoplog earlier during the week. However, the stoplog got stuck in the groove and, what was worse, the operator found out that the hoisting rods could not be freed. The hoist could not therefore be moved and used for lifting the stoplogs in the left opening. In the meantime the rain fell in torrents. The water level increased rapidly. A mobile crane was ordered from Mora, located some 60 km from the site. The crane arrived very late at Noppikoski village but could not get through to the power station. The road had been flooded and eroded at several points.

The personnel at Noppikoski made several attempts during the night to release the hoist from the stoplog at the bottom of the spillway opening, but did not succeed in doing so. The water level was rising all the time. The drama reached its climax at 5.25 a.m. on September 7th, when the water reached the earth dam crest, close to the spillway where the crest level was 0.75 m lower than in other dam sections. The crest was overtopped and erosion started in the downstream dam slope. After a few minutes the water formed a ravine close to the spillway chute. A channel was washed through the dam crest. The erosion now accelerated downwards while the widening of the opening was much slower. The core of the dam was more capable of resisting the water flow.

When the eroded channel had almost reached the level of the natural river bed, the width of the opening in the dam was no more than a third of the final opening. The upstream and downstream supporting fill was easily eroded and thereafter the core in its full height was standing without supporting fill before it was eroded at the foundation level and collapsed in portions of the order of 5 m. This course of events took place several times. At 6.10 a.m. the storage was emptied. The great inflow was still at hand but the opening was not further widened by erosion (Photo 8).

The volume of the storage was approximately 1 hm³ and was discharged in

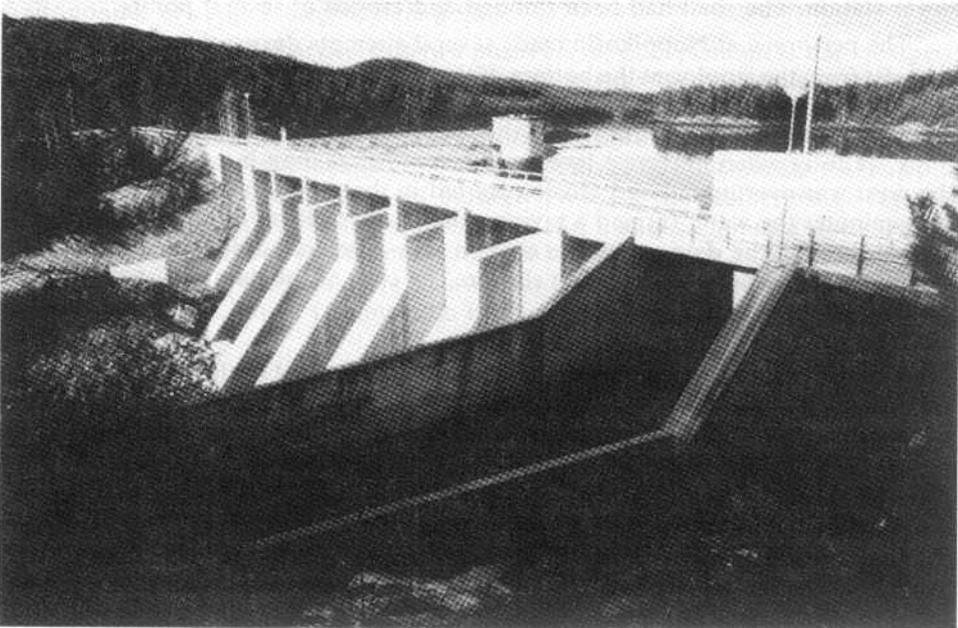


Photo 8

Noppikoski Dam after accident. View from left bank upstream looking downstream.
The guard rail with posts is hanging across the breach.

*Le barrage Noppikoski après sa rupture. Vue prise de l'amont rive gauche vers l'aval.
Le garde-corps et ses poteaux sont suspendus au-dessus de la brèche.*

Photo 9

Noppikoski Dam. New dam after reconstruction.
Barrage Noppikoski. Le nouveau barrage après reconstruction.

débit moyen de l'écoulement était donc de 400 m³/s s'ajoutant au débit de la crue estimé à 200 m³/s, soit au total 600 m³/s. Cette crue imprévisible provoqua des destructions sur 20 km le long de la rivière. A quelques endroits un nouveau lit se creusa parallèlement au lit existant. La zone concernée étant inhabitée, les dommages furent limités à des destructions de ponts, routes et zones forestières.

La rupture du barrage ne provoqua pas d'autres dommages à l'aval. L'usine et le barrage Hansjö ont été gravement endommagés le même jour et environ 100 000 m³ de terre ont été érodés et entraînés par la crue.

E. Reconstruction du barrage Noppikoski

L'étude du projet du nouveau barrage Noppikoski commença immédiatement après l'accident. Le projet était terminé en une semaine et les travaux commencèrent moins de deux semaines après l'accident. Le nouveau barrage fut construit en 7 mois; il était en exploitation en avril 1986 (Photo 9).

Il s'agit essentiellement d'un barrage en béton à contreforts complété par une digue en terre de faible importance. L'ouvrage a été conçu comme un barrage déversant dont la crête d'une longueur de 46,6 m est arasée 0,2 m au-dessus du niveau de la retenue; il a ainsi été possible d'utiliser l'évacuateur de crue existant avec deux pertuis susceptibles d'évacuer 140 m³/s. De nouvelles vannes ont néanmoins été installées. Pour une élévation de 0,7 m du niveau de la retenue au-dessus du niveau normal d'exploitation, la capacité de l'évacuateur atteint 217 m³/s et, pour une élévation de 1,2 m, cette capacité est de 312 m³/s.

La revanche du barrage en terre est de 2,75 m. Le raccordement entre le barrage en béton et le barrage en terre a été conçu de manière à éviter toute érosion, même si le niveau de la retenue atteignait la crête du barrage en terre. Dans l'hypothèse où les vannes resteraient fermées, la capacité d'évacuation du nouveau barrage serait de l'ordre de 350 m³/s pour une cote de la retenue proche de celle de la crête du barrage en terre.

Le nouveau barrage est inscrit au Registre Mondial des Barrages (Édition mise à jour 1988, page 302, Suède, Folio 6, ligne 18).

F. Conclusion

Pendant l'accident du barrage Noppikoski, le débit de la crue à l'entrée dans la retenue dépassait sensiblement la crue de projet. Le barrage aurait pu toutefois résister au passage de la crue si la rupture de l'ouvrage n'avait été rendue inévitable en raison d'un malheureux concours de circonstances résultant, pour une large part, des conditions météorologiques exceptionnelles.

Cet accident justifie la nécessité de concevoir un évacuateur de crue de capacité suffisante et l'importance qu'il faut attacher à la conception des dispositifs d'exploitation qui doivent être robustes et insensibles aux problèmes qui se posent dans les conditions d'exploitation difficiles provoquées par une crue d'importance exceptionnelle. Le nouveau barrage a été conçu pour permettre le passage de la crue de projet, même dans le cas où les vannes seraient hors service.

G. Bibliographie

ENFORS, G. and EURENIUS J. : The Ore river, Sweden, Consequences of unpredicted high flows, ICOLD 16th Congress, Q. 63, R. 61, San Francisco 1988.

45 minutes. This means that the flood was on the average 400 m³/s above the inflow which was estimated at 200 m³/s, or in total 600 m³/s. This unpredicted flow caused damage for a distance of 20 km along river. At some places a new river bed was found parallel to the existing river. Due to the fact that the area is wilderness, the damage was limited to bridges, roads and forest.

The dam failure did not cause damage further downstream along the river. The power station, the dam as well as the approach channel at Hansjö power plant were heavily damaged on the same day and some 100 000 m³ of soil were eroded by the flow.

E. Restoration of Noppikoski dam

Design work of the new Noppikoski dam was started immediately after the dam failure. The design was ready in a week, and the civil works started less than two weeks after the failure. The new dam was completed in 7 months; operational in April 1986 (Photo 9).

The new dam was designed as a concrete buttress dam and earth works were limited as much as possible. By designing the dam as an overflow dam with crest 0.2 m above the upper storage level and with a length of 46.6 m, it was possible to use the existing spillway with openings and a normal discharge capacity of 140 m³/s. However, new hydraulically operated spillway gates were installed. Should the water level rise 0.7 m above the normal level, the discharge capacity will increase to 217 m³/s and at 1.2 m the capacity will be 312 m³/s.

The freeboard of the earth dam is 2.75 m. The connection between the concrete dam and the earth dam is made so it cannot scour even if the water level should be close to the earth dam crest. Even with closed gates, the discharging capacity of the new dam is in the order of 350 m³/s when the water level approaches the top of the earth dam.

The new dam is listed in the World Register of Dams [Updating edition 1988, page 302, Sweden, Folio 6, Line 18].

F. Conclusion

During the Noppikoski accident, the inflow to the reservoir was well above the design value. The dam might still have survived the flood, but an unfortunate combination of incidents, to a large extent caused by the extreme weather conditions, made the failure inevitable.

The accident thus demonstrates the necessity of adequate spillway capacity and the importance of designs and operating systems that are robust and insensitive to the problems that easily arise in the difficult operational conditions during an extreme flood event. The design of the new dam allows safe discharge of the design flood, even with inoperable gates.

G. Bibliography

ENFORS, G. and EURENIUS, J. : The Ore river, Sweden, Consequences of unpredicted high flows, ICOLD 16th Congress, Q. 63, R. 61, San Francisco 1988.

2.6. BARRAGE SELLA ZERBINO (Italie)

La retenue de Zerbino sur le torrent Orba (Province d'Alexandrie, district du Piémont, Italie) était constituée par deux barrages-poids :

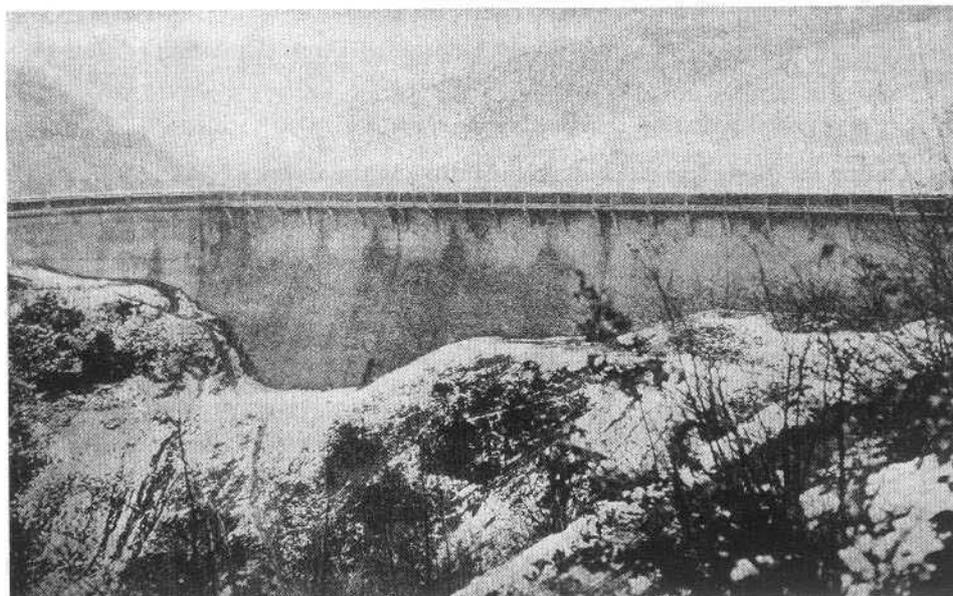
- Le barrage principal Bric Zerbino.
- Le barrage secondaire Sella Zerbino implanté sur un col latéral.

Ces deux ouvrages, propriétés de la Société Électrique Genovesi (Groupe Edison), étaient fondés sur une formation de serpentine compacte non schisteuse et d'apparence massive, légèrement altérée sur l'appui rive gauche du barrage principal. L'ensemble des ouvrages a été réalisé de 1919 à 1925. L'aménagement était utilisé pour la production d'énergie.

A. Caractéristiques principales des barrages (Photo 10)

	Barrage principal Bric Zerbino	Barrage secondaire Sella Zerbino
Hauteur maximale au-dessus des fondations (m)	46,75	16,50
Longueur en crête (m)	145,50	108,00
Largeur en crête (m)	6,0	3,30 (1)
Fruit du parement amont	0,05 à 0,35	0 à 0,10
Fruit du parement aval	0 à 0,833	0 à 0,75
Cote de la crête du barrage (m)	324,75	324,50

(1) Pour permettre le passage d'une route, la largeur en crête a été portée à 4,5 m par une dalle en béton armé supportée par des consoles du côté aval.



2.6. SELLA ZERBINO DAM (Italy)

The reservoir of Zerbino on the river Orba (Province of Alessandria, district Piemonte, Italy) was formed by two gravity dams :

- The main dam Bric Zerbino.
- The secondary dam Sella Zerbino on a lateral pass.

The owner of these two dams was the Electric Company Genovesi (Edison group); the foundation was a compact serpentine without schist, lightly altered on the left abutment of the main dam.

- Period of construction : 1919-1925.
- Purpose of the works : Electric production.

A. Main characteristics of the dams (Photo 10)

	Main dam Bric Zerbino	Secondary dam Sella Zerbino
Maximum height above foundations (m)	46.75	16.50
Length of the crest (m)	145.50	108.00
Width of the crest (m)	6.0	3.30 (1)
Upstream slope	0.05 to 0.35	0 to 0.10
Downstream slope	0 to 0.833	0 to 0.75
Elevation of the crest (m)	324.75	324.50

(1) For making place for a road, the width of the crest had been increased to 4.5 m by a concrete slab supported by columns on the downstream side.

Photo 10

Sella Zerbino Dam. Downstream face.
Barrage Sella Zerbino. Parement aval.

La crête du barrage Sella Zerbino présentait une partie rectiligne de 72 m de longueur prolongée en rive droite par une partie courbe dont le tracé avait été imposé par les caractéristiques géotechniques de la fondation.

B. Caractéristiques de la retenue

- Cote de la retenue normale : 322 m.
- Cote des plus hautes eaux : 323 m.
- Capacité de la retenue à la cote de retenue normale : 17 hm³.
- Capacité de laminage du réservoir entre la cote de la retenue normale (322 m) et la crête du barrage (324,50 m) : 3 hm³.

C. Caractéristiques des ouvrages d'évacuation des crues

Ces ouvrages étaient incorporés au barrage principal (Bric Zerbino) et comportaient :

	Débit maximal sous la cote des plus hautes eaux (m ³ /s)
12 siphons en béton armé type Hyen (section : 2 × 3 m)	500
Un déversoir à seuil libre de 65 m de longueur	110
Une vidange de fond principale (D = 3,40 m) fermée à l'amont par une soupape cylindrique équilibrée (brevet Verrina)	150
Une vidange de fond secondaire (D = 1,80 m)	50
Débit maximal susceptible d'être évacué	810

D. Caractéristiques hydrologiques

- Superficie du bassin versant : 141 km².
- Précipitations annuelles moyennes (période 1930-1934) : 1 500 mm.
- Précipitation maximale annuelle : 2 030 mm (en 1927 et 1934).
- Précipitation maximale observée à la station de Pianpaludo en 24 heures : 206 mm (26 juin 1915).
- Précipitation maximale observée sur l'ensemble du bassin versant en 48 heures : 208 mm (25-26 juin 1915).
- Débit moyen annuel au site du barrage (période 1925-1934) : 5,75 m³/s.
- Ancienneté des relevés des crues : depuis 1914.

La crue de projet a été fixée empiriquement à 810 m³/s correspondant à 5,75 m³/s/km², valeur qui est la plus grande de toutes celles adoptées à l'époque pour 54 autres barrages en exploitation dans les Apennins septentrionaux et dans les Alpes occidentales, et dont les bassins versants étaient comparables à celui du barrage Zerbino.

E. Description de l'accident

Après une assez longue période de sécheresse, le 13 août 1935, à environ

The crest of Sella Zerbino dam was straight along 72 m completed on the right side by a curved trace which resulted from geotechnical characteristics of the foundation.

B. Characteristics of the reservoir

- Elevation of the normal water level (NWL) : 322 m.
- Elevation of the maximum water level (MWL) : 323 m.
- Capacity of the reservoir at NWL : 17 hm³.
- Capacity of the reservoir between NWL (322 m) and the crest of the dam (324.50 m) : 3 hm³.

C. Characteristics of the discharge flow structures

These structures were incorporated in the main dam (Bric Zerbino) :

	Maximum discharge for the maximum water level (m ³ /s)
12 concrete siphons Hyen type (cross section : 2 × 3 m)	500
Uncontrolled spillway 65 m long	110
Main bottom outlet (D = 3.40 m) closed upstream by a cylindrical balanced valve (Verrina patent)	150
Secondary bottom outlet (D = 1.80 m)	50
Maximum discharge to be evacuated	810

D. Hydrological characteristics

- Catchment area : 141 km².
- Mean annual rainfall (period 1930-1934) : 1 500 mm.
- Maximum annual rainfall (1927 and 1934) : 2 030 mm.
- Maximum rainfall in 24 h at the Pianpaludo station (June 26, 1915) : 206 mm.
- Maximum rainfall in 48 h on the whole catchment (June 25-26, 1915) : 208 mm.
- Mean annual discharge at the dam site (period 1925-1934) : 5.75 m³/s.
- Floods were recorded since 1914.

The design flood adopted empirically was 810 m³/s corresponding to 5.75 m³/s/km²; this value is the greatest of those adopted at that time for 54 other dams in the northern Apennines and western Alps whose catchments were comparable with that of Zerbino dam.

E. Description of the accident

Following a quite long drought period, on the 13th of August 1935, at about

6 h 15, il commença à pleuvoir sur tout le bassin supérieur de l'Orba et de ses affluents. Vers 7 h la pluie devint très violente et continua sans interruption jusqu'à 15 h sur le bassin de l'Orba et jusqu'à 16 h sur ses affluents Stura et Piota.

Pendant les périodes de plus forte intensité pluviométrique, de 7 heures à 8 heures et de 12 h 20 à 14 heures, le pluviographe de la Centrale de Lavagnina enregistra respectivement 115 et 170 mm de précipitation. Les dix stations d'observation pluviométrique implantées dans le bassin versant et celles situées dans les bassins limitrophes ont enregistré des hauteurs pluviométriques en 24 heures de 161 jusqu'à 554 mm; la précipitation moyenne sur le bassin a été de 389 mm provoquant un apport au réservoir de Zerbino de 54 hm³ pendant environ 8 heures (il faut observer que la grande crue du 25-26 juin 1915 avait entraîné un apport de 29 hm³ en 24 heures).

On a estimé la pointe de l'onde de crue à 2 280 à 2 500 m³/s correspondant à 16 à 18 m³/s/km², alors que les ouvrages d'évacuation avaient été calculés pour un débit spécifique de 5,75 m³/s/km². En outre, pendant la crue, la vidange de fond principale ne put fonctionner car la boue avait obstrué le tuyau de prise de la soupape cylindrique.

L'événement du 13 août 1935, en raison de son intensité pluviométrique, a présenté un caractère absolument exceptionnel qui n'avait jamais été observé en Europe pendant près de 200 années d'observations, tant il est vrai que le Professeur Visentini écrivait : « Le 13 août 1935 un fantastique orage, digne d'être appelé cloudburst, nubifragio, wolkenbruch ou déluge, s'abattit sur le bassin de l'Orba et donna naissance à une crue d'un caractère absolument exceptionnel. » Et plus loin : « Ces données suffisent à illustrer la gravité du phénomène, dont la violence a nettement surpassé celles de toutes les autres averses torrentielles connues en Italie. En particulier, la précipitation de 554 mm à Lavagnina dépasse notablement toutes les pluviométries observées en 24 heures dans les autres régions d'Italie. »

Dans le Bulletin de l'Association Suisse des Électriciens [n° 18-1935] on peut lire : « La cause première de la catastrophe est la chute de pluie tout à fait extraordinaire, véritable trombe, qui s'est abattue sur la région le 13 août... Nous avons donc affaire à Molare à une sorte de déluge impossible à prévoir lorsqu'on établit les projets d'une installation hydroélectrique. On peut bien parler de fatalité. »

De même, André Coyne, Ingénieur en chef des Ponts et Chaussées, écrivait dans la Revue Générale de l'Hydraulique [année 1936, p. 371] : « L'accident met surtout en relief le flagrant désaccord entre les prévisions de crues et la réalité. En général, on se contente, dans l'Apennin, et pour les bassins versants de cette importance, de se garder à raison de 4 m³/s/km² de bassin versant. Ici, on avait cru bien faire en portant à 6 m³/s/km² la capacité des ouvrages d'évacuation. La crue a atteint et sans doute dépassé 18 m³/s/km². Ce phénomène invraisemblable mérite d'être éclairci. Il n'est pas permis de négliger les leçons qu'il comporte, le cas échéant, pour d'autres ouvrages, notamment en France. »

Comme il a été indiqué précédemment, le volume de l'apport, soit 54 hm³, représentait plus de trois fois la capacité du lac artificiel d'Ortiglieto; si d'autre part on considère que le volume emmagasiné et écoulé à la suite de la rupture du barrage fut, au maximum, de 9,85 hm³ (capacité comprise entre les cotes 308 et 322 correspondant respectivement à la base du barrage et au niveau de retenue normale), il n'est

6.15 a.m., the rain began to fall over the whole upper catchment of Orba river and its tributaries. At about 7 a.m., the rain became very violent and continued unceasingly up to 3 p.m. on the Orba catchment and up to 4 p.m. on its tributaries Stura and Piota.

During the periods of maximum rainfall intensities, from 7 h to 8 h and from 12 h 30 to 14 h, the rain recorder of the Lavagnina plant registered a precipitation of 115 and 170 mm respectively. The ten meteorological stations located in the catchment and those located in the adjacent basins registered a 24 h rainfall from 161 up to 554 mm; the mean precipitation over the catchment was 389 mm which produced in the Zerbino reservoir an inflow of 54 hm³ during about 8 hours (one must note that the large flood of June 25-26, 1915 had produced an inflow of 29 hm³ during 24 hours).

The flood peak was estimated to be 2 280 to 2 500 m³/s that is to say 16 to 18 m³/s/km² when the spillway was calculated with a specific discharge of 5.75 m³/s/km². Moreover, during the flood, the main bottom outlet was inoperative due to the intake of the cylindrical valve being obstructed by mud.

The rainfall intensity of the event of August 13, 1935 was absolutely exceptional and had never been observed in Europe for about 200 years, as Professor Visentini wrote : “ On the 13th of August 1935, a fantastic storm worth being called cloudburst, nubifragio, wolkenbruch, occurred on the catchment of Orba river and produced a flood of absolutely exceptional nature ”. And further : “ These data are sufficient to illustrate the importance of the phenomena, the violence of which exceeded all rainstorms known in Italy. Particularly, the 554 mm rainfall at Lavagnina broadly exceeds all the rainfalls observed during 24 h in the other Italian regions ”.

In the Bulletin of “ Association Suisse des Electriciens ” [n. 18-1935] one can read : “ The principal cause of the catastrophe is the extraordinary rainfall, real whirlwind, which occurred in the region on 13th of August... At Molare, we have consequently to deal with a manner of downpour impossible to forecast in the design of hydroelectric equipment. Indeed it's a calamity ”.

In the same way, André Coyne, Chief Engineer des Ponts et Chaussées, wrote in the “ Revue Générale de l'Hydraulique ” [1936, p. 371] : “ The main philosophy of the accident is the flagrant discrepancy between flood forecastings and reality. Generally, in Apennine mountains and for catchments of this importance, one might be satisfied with a protection of 4 m³/s/km². In the present situation, the capacity of the spillway had been raised to 6 m³/s/km². The flood reached and probably exceeded 18 m³/s/km². This extraordinary event deserves to be explained. It is vital not to neglect its possible lessons for other dams, especially in France ”.

As it was indicated above, the 54 hm³ inflow represented more than three times the capacity for the Ortiglieto reservoir; on the other hand, considering that the maximum volume stored (which flowed out after the failure of the dam) was 9.85 hm³, even if the dam had not failed, the chances are that one would have observed an absolutely unimaginable disaster.

pas hasardeux de dire que, même sans la rupture du barrage, on aurait tout de même constaté un cataclysme absolument inimaginable.

La crue résultant de l'ouragan provoqua la submersion des barrages Bric Zerbino et Sella Zerbino; le barrage principal (Bric Zerbino) résista, mais le barrage secondaire (Sella Zerbino) se rompit par suite d'affouillement des fondations.

En conclusion, les causes de la rupture du barrage Sella Zerbino sont, d'une part, la capacité insuffisante de l'évacuateur de crue conduisant à une submersion du barrage et, d'autre part, l'insuffisance de la fondation qui ne put résister à l'érosion provoquée par l'écoulement et l'impact de la lame déversante résultant de la submersion du barrage.

F. Conséquences de la rupture du barrage

L'onde de submersion provoqua d'importantes inondations de zones agricoles et urbaines et la mort de plus de 100 personnes notamment dans la ville d'Ovada.

Le barrage Sella Zerbino n'a pas été reconstruit et le torrent Orba coule à présent sur le site de l'ancien barrage; celui de Bric Zerbino est resté abandonné au milieu de la campagne et par conséquent le réservoir d'Ortiglieto n'existe plus.

G. Bibliographie

— Dr. Ing. Secondo ALFIERI : Indagini idrologiche sul nubifragio dell'agosto 1935 nel bacino del torrente Orba [Annali dei lavori pubblici, anno 1936, fasc. 9].

— Prof. Ing. Marco VISENTINI : Écroulement d'un barrage sur l'Orba, en Italie, le 13 août 1935 [Revue de Géographie Alpine de Grenoble, vol. XXIV, 1936, fasc. II].

— Bulletin de l'Association Suisse des Électriciens [n° 18, 1935].

— Ing. A. COYNE : Le barrage de Sella Zerbino et l'usine hydroélectrique de Molare [Revue Gén. de l'Hydraulique - année 1936].

— DE MARCHI G. : Sulla rottura della diga di Sella Zerbino [Molare - 13-8-35]. Relazione tecnica nel processo penale. Milano, Tipografia Ed. L. di G. Pirola, 1937, pag. 190, fig. 6. [On the failure of the Sella Zerbino dam - Orba basin, NW. Italy].

— LELLI M. : Relazione tecnica nel processo penale per la rotta della diga di Sella Zerbino in comune di Molare (13-8-35). Milano, Tipografia Ed. L. di G. Pirola, s.i.d., pag. 134, fig. 11 [Technical report on the failure of the Sella Zerbino dam - Orba basin, NW. Italy].

— SUTHERLAND R. A. : Failure of Molare or Zerbino dam (Italy). " Commonwealth Engineer ", Melbourne, 1935, n° 10. Il crollo della diga di Molare o Zerbino in Italia.

— L'utilizzazione del torrente Orba in comune di Molare da parte della Società Officine Elettriche Genovesi. " L'Energia Elettrica ", 1925, n° 12, p. 1178-1219, fig. 63. [Power development of torrent Orba (Po basin, NW. Italy) by the Officine Elettriche Genovesi Co.].

— Molare dam in Italy fails in high flood. " Engineering News Record ", 1935, n° 8, p. 272-273, fig. 3. Crollo della diga di Molare (Italia) durante una piena.

The flood resulting from the storm induced the overtopping of Bric Zerbino and Sella Zerbino dams. The main dam (Bric Zerbino) stood up, but the secondary dam (Sella Zerbino) failed due to the scouring of the foundations.

Finally, the causes of the failure of Sella Zerbino dam are, on one hand, insufficient spillway capacity which contributed to the overtopping of the dam and, on the other hand, a relatively weak foundation which could not resist the scouring induced by the flow and the shock of the overflow resulting from the overtopping of the dam.

7. Consequences of the failure of the dam

The flood wave resulted in flooding of agricultural and urban areas and the death of more than 100 people, especially in the city of Ovada.

The Sella Zerbino dam was not rebuilt and the river Orba now flows through the site of the former dam; the Bric Zerbino dam is deserted in the middle of the country and consequently the Ortiglieto reservoir no longer exists.

G. Bibliography

- Dr. Ing. Secondo ALFIERI : Indagini idrologiche sul nubifragio dell'agosto 1935 nel bacino del torrente Orba [Annali dei lavori pubblici, anno 1936, fasc. 9].
- Prof. Ing. Marco VISENTINI : Eroulement d'un barrage sur l'Orba, en Italie, le 13 août 1935 [Revue de Géographie Alpine de Grenoble, vol. XXIV 1936, fasc. II].
- Bulletin de l'Association Suisse des Électriciens [n. 18 - 1935]
- Ing. A. COYNE : Le barrage de Sella Zerbino et l'usine hydroélectrique de Molare [Revue Gén. de l'Hydraulique - année 1936].
- DE MARCHI G. : Sulla rottura della diga di Sella Zerbino [Molare - 13/8/35]. Relazione tecnica nel processo penale. Milano, Tipografia Ed. L. di G. Pirola, 1937, pag. 190, fig. 6. [On the failure of the Sella Zerbino dam - Orba basin, NW. Italy].
- LELLI M. : Relazione tecnica nel processo penale per la rotta della diga di Sella Zerbino in comune di Molare (13/8/35). Milano, Tipografia Ed.L. di G. Pirola, s.i.d., pag. 134, fig. 11. [Technical report on the failure of the Sella Zerbino dam - Orba basin, NW. Italy].
- SUTHERLAND R. A. : Failure of Molare or Zerbino dam (Italy). " Commonwealth Engineer ", Melbourne, 1935, n. 10. Il crollo della diga di Molare o Zerbino in Italia.
- L'utilizzazione del torrente Orba in comune di Molare da parte della Società Officine Elettriche Genovesi. " L'Energia Elettrica ", 1925, n. 12, p. 1178-1219, fig. 63. [Power development of torrent Orba (Po basin, NW. Italy) by the Officine Elettriche Genovesi Co.].
- Molare dam in Italy fails in high flood. " Engineering News Record ", 1935, n. 8, p. 272-273, fig. 3. Crollo della diga di Molare (Italia) durante una piena.

2.7. BARRAGE SOUTH FORK (États-Unis)

Le barrage South Fork était situé sur la rivière Little Conemaugh au sud-ouest de l'État de Pennsylvanie (Photo 11). Le remblai en terre argileuse et sable fin avait été construit par voie hydraulique et les deux parements étaient revêtus de gros enrochements. La construction s'étendit de 1838 à 1852 avec une interruption de 1842 à 1850 en raison de difficultés financières.

Après l'achèvement de la construction, les caractéristiques du barrage étaient les suivantes :

- Hauteur : 22 m.
- Longueur en crête : 284 m.
- Largeur en crête : 3 m.
- Fruit des parements : amont : 2/1, aval : 1,5/1.
- Largeur de l'évacuateur de crue : 36,6 m à l'amont, 20,4 m à l'aval.
- Capacité de l'évacuateur de crue : environ 185 m³/s.
- Vidange de fond : 5 canalisations de diamètre 0,61 m.
- Capacité de la vidange de fond : environ 25 m³/s.
- Capacité de la retenue normale : 14,9 hm³.
- Capacité de la retenue exceptionnelle : 20,1 hm³.
- Surface de la retenue à sa cote normale : 1,6 km².
- Surface du bassin versant : 125,9 km².



2.7. SOUTH FORK DAM (USA)

The South Fork Dam was located on a branch of the Little Conemaugh River in southwestern Pennsylvania (Photo 11). The earth dam was constructed of clay and fine sand using a hydraulic fill method known as “puddling” and riprapped with large rock on both faces. Construction was done between the years 1838 and 1852 with an interruption between 1842 and 1850 due to a lack of financing.

Upon completion, the project characteristics were as follows :

- Height of dam : 22 m.
- Crest length : 284 m.
- Crest width : 3 m.
- Slope : 1V to 2H upstream. 1V to 1.5H downstream.
- Spillway width : 36.6 m upstream. 20.4 m downstream.
- Spillway capacity (approximate) : 185 m³/s.
- Outlet works conduits : 5 × 61 cm diameter.
- Outlet works capacity (approximate) : 25 m³/s.
- Normal reservoir volume : 14.9 hm³.
- Maximum reservoir volume : 20.1 hm³.
- Normal reservoir surface area : 1.6 km².
- Drainage area : 125.9 km².

Photo 11

General view of South Fork Dam before failure.
Vue générale du barrage South Fork avant sa rupture.

En mai 1889 à l'époque de l'accident, 37 ans après l'achèvement de la construction du barrage, celui-ci avait été modifié par rapport au projet et ses caractéristiques étaient les suivantes :

- Hauteur du barrage : variable de 20,7 à 21,6 m.
- Longueur de la crête : 284 m.
- Largeur de la crête : 5,2 m.
- Fruits des parements : amont : 2/1, aval : 1,5/1.
- Largeur de l'évacuateur de crue : 36,6 m à l'amont, 20,4 m à l'aval.
- Capacité de l'évacuateur de crue : environ 130 m³/s.
- La vidange de fond était supprimée.
- Capacité de la retenue à sa cote normale : 14,9 hm³.
- Capacité de la retenue à sa cote exceptionnelle : 18,5 hm³.
- Surface de la retenue à sa cote normale : 1,6 km².

L'ouvrage était utilisé pour les loisirs et la retenue était empoisonnée. En mai 1889, lorsque survint une pluie de 178 mm en 24 heures (durée de retour 200 à 500 ans), l'évacuateur de crue était surmonté d'une grille destinée à empêcher le passage des poissons; cette grille était constituée de barreaux de 13 mm de diamètre et de 46 cm de hauteur espacés de 3 cm d'axe en axe.

On ignore le débit exact de la crue; toutefois l'évolution du niveau de la retenue permet d'estimer un débit compris entre 200 et 300 m³/s. La capacité de l'évacuateur de crue supposé dégagé de la grille était d'environ 130 m³/s. L'accumulation des corps flottants contre la grille provoqua une réduction du débit de l'évacuateur et le barrage fut submergé par une lame d'eau d'environ 30 à 50 cm. Au début de la submersion, l'épaisseur de la lame d'eau était plus grande au centre du barrage du fait que la crête était abaissée sur une longueur de 100 m. Environ 1 heure après le début de la submersion, une brèche d'environ 3 m de large et 1,5 m de profondeur s'était ouverte au centre du barrage. Environ 2 heures plus tard, la brèche s'était approfondie de telle manière qu'elle provoqua la rupture du barrage. La retenue se vida en environ 40 minutes et le débit maximal de l'onde de rupture fut estimé à 10 000 m³/s. Après la rupture du barrage, la largeur de la brèche était d'environ 128 m au sommet et 15 à 60 m à la base (Photo 12).

La rupture du barrage eut des conséquences très importantes dans la vallée. Sur les quinze premiers kilomètres à l'aval du barrage, la vallée était plus étroite qu'au droit du barrage et sa pente moyenne était de 0,006. A environ 8 km à l'aval du barrage un viaduc ferroviaire en maçonnerie de grès de 23 m de hauteur traversait la rivière et à 24 km à l'aval se trouvait la ville de Johnstown avec une population d'environ 10 000 habitants. En outre, 20 000 personnes résidaient dans la vallée entre le barrage et Johnstown.

La hauteur de l'onde de submersion augmenta de 15 m à environ 24 m entre le barrage et le viaduc où l'onde fut momentanément arrêtée par suite de la formation d'un barrage naturel provoqué par les arbres et autres débris bloqués par les piles du viaduc. Lorsque le viaduc céda brutalement, l'onde poursuivit sa route vers l'aval. Le brassage des débris, de la boue et des blocs rocheux entraînés par l'eau se traduisit par une onde à front raide analogue à un rouleau du fait que la crête

In May 1889 when the overtopping occurred, 37 years after completion, the project had been modified and the characteristics were as follows :

- Height of dam (varies) : 20.7 to 21.6 m.
- Crest length : 284 m.
- Crest width : 5.2 m.
- Slope : 1V to 2H upstream. 1V to 1.5H downstream.
- Spillway width : 36.6 m upstream. 20.4 m downstream.
- Spillway capacity (approximate) : 130 m³/s.
- Outlet works conduits : None.
- Normal reservoir volume : 14.9 hm³.
- Maximum reservoir volume : 18.5 hm³.
- Normal reservoir surface area : 1.6 km².

The project was being used for recreational purposes and the reservoir was stocked with fish. In May 1889 when a 200 to 500 year rainfall of 178 mm occurred during a 24 hour period, the spillway was screened with 46 cm high, 13 mm diameter steel bars spaced 3 cm from center to center to prevent fish from going downstream.

Data on the maximum inflow is unknown, however the observed change in reservoir level indicates an inflow of between 200 and 300 m³/s. The spillway's unrestricted capacity was approximately 130 m³/s. Debris on the spillway screens restricted the spillway outflow and the dam was overtopped by approximately 30 to 50 cm. The initial overtopping was deeper in the center of the dam due to a non-level crest and tapered to zero over a width of 100 m. About 1 hour after the initial overtopping, a notch about 3 m in width and 1.5 m deep was cut by the water in the dam center. Approximately 2 hours later the notch had deepened and washed the dam out sufficiently to result in failure and loss of the reservoir. The reservoir drained in about 40 minutes and the estimated peak outflow was about 10 000 m³/s. The final dam breach section was about 128 m wide at the top and 15 to 60 m wide at the bottom (Photo 12).

A significant lesson from failure of this dam was the impact on the downstream valley. The first 15 km of the river valley downstream from the dam was narrower than at the dam and sloped at an average rate of 0.006. Approximately 8 km downstream from the dam a 23 m high railroad masonry sandstone viaduct crossed the river and 24 km downstream was the city of Johnstown with a population of about 10 000. An additional 20 000 residents lived in the valley between the dam and Johnstown.

The dam break wave height increased from about 15 m to 24 m between the dam and the viaduct where the wave was stopped momentarily because the large quantity of trees and lumber in the water could not pass under the viaduct opening. The masonry stone viaduct acted like a dam for a few minutes while the wave collected and formed a reservoir. When the viaduct failed suddenly, the flood wave continued downstream. The combination of river slope, debris, mud and rock

de l'onde se déplaçait plus rapidement que sa base. Les observateurs ont remarqué que le front de l'onde était précédé d'une sorte de fumée noire composée de poussières mélangées à un brouillard de fines gouttelettes d'eau. La vitesse moyenne de l'onde était d'environ 8 m/s et sa vitesse de pointe près de 18 m/s. Lorsque le front de l'onde atteignit la ville de Johnstown, sa hauteur était d'environ 7 m et de nouveau les débris accumulés derrière un second pont ferroviaire, immédiatement à l'aval de la ville, formèrent un nouveau barrage. Le remous provoqué par ce barrage entraîna la formation d'une onde secondaire qui remonta vers l'amont le long de la rivière Stony Creek affluent de la rivière Conemaugh.

Cette catastrophe provoqua la mort de 2 209 personnes et la destruction de centaines d'habitations et ateliers (Photo 13). Le montant des dommages fut estimé à \$ 17 millions représentant environ \$ 500 millions actuels (1989).

Bibliographie :

- Engineering Record, June 8, 15 (1889).
- Engineering News, Vol. 21, pp. 515, 517, 526, 527, 539, 540, 555, 569 (1889).
- Engineering News, Vol. 22, pp. 2, 13, 25, 26, 30, 40, 153, 184, 205, 259 (1889).
- Engineering News, Vol. 23, p. 329 (1890).
- Engineering News, Vol. 24, p. 92 (1890).
- Engineering News, Vol. 25, p. 152 (1891).
- Engineering News, Vol. 30, p. 172 (1893).
- Engineering News, Vol. 47, p. 506-507, June 19, 1902.
- Engineering News Record, Vol. 100, p. 472, March 22, 1928.
- Engineering and Building Record, Vol. 20, pp. 15, 16, 25, 29, 30, 31, 32, 33.
- “ The Record of 100 dam failures ”, by Lars Jorgensen [Journal of Electricity, Vol. 44, p. 274, March 15, 1920].
- “ Proceedings American Water Works Association ”, Vol. 22, p. 18 (1902) - 22nd Annual Meeting, Chicago, 1902, by R. Hill.
- “ Report of the Committee appointed to investigate the cause and failure of the South Fork Dam ”, Transactions of the ASCE, Vol. 24, p. 431, June 1891.
- “ The design and construction of dams ”, by Wegmann, p. 247.
- “ Flood flows ”, by Hazen, p. 138.
- “ Engineering for dams ”, by Justin, Hinds, Creager, p. 661.
- “ American Civil Engineers' Handbook ”, Merriman's fifth edition, p. 1543.
- “ Report of Pennsylvania Water Supply Company, 1912 ”.
- “ Earth dams projects ”, by Justin, p. 5.
- WALTER FRANK, “ The cause of Johnstown flood. A new look at the historic flood of 1889 ” [Civil Engineering, ASCE, May 1988].
- Robert W. SHORTRIDGE, “ The 1889 South Fork dam failure ” [Hydro Review, June 1989].
- McCULLOUGH, David G., “ The Johnstown Flood ” [Hutchinson of London, 1968].
- O'CONNOR, RICHARD, “ Johnstown : The Day the dam broke ” [Lippincot, Philadelphia, 1957].

entrained in the water caused the wave to form a steep front with a roller because the wave crest was travelling faster than the toe. Observer's noted the wave front had a characteristic "black smoke" precursor which was a combination of dust particles and water spray. The estimated average velocity of the wave was about 8 m/s and the peak velocity was about 18 m/s. When the wave front arrived in Johnstown it was about 7 m high and again the debris collected on a second railroad bridge just downstream of the city to form a dam-like barrier. As the flood wave collected behind this second bridge, it caused a secondary wave to travel upstream along the Stony Creek River which flowed into the Conemaugh River at Johnstown.

This event result in the loss of 2 209 lives, hundreds of homes and businesses (Photo 13). The estimated amount of damage was \$ 17 000 000 which is equivalent to about \$ 500 000 000 when escalated to the present (1989).

Bibliography

- Engineering Record, June 8, 15 (1889).
- Engineering News, Vol. 21, pp. 515, 517, 526, 527, 539, 540, 555, 569 (1889).
- Engineering News, Vol. 22, pp. 2, 13, 25, 26, 30, 40, 153, 184, 205, 259 (1889).
- Engineering News, Vol. 23, p. 329 (1890).
- Engineering News, Vol. 24, p. 92 (1890).
- Engineering News, Vol. 25, p. 152 (1891).
- Engineering News, Vol. 30, p. 172 (1893).
- Engineering News, Vol. 47, p. 506-507, June 19, 1902.
- Engineering News Record, Vol. 100, p. 472, March 22, 1928.
- Engineering and Building Record, Vol. 20, pp. 15, 16, 25, 29, 30, 31, 32, 33.
- "The Record of 100 dam failures", by Lars Jorgensen "Journal of Electricity", Vol. 44, p. 274, March 15, 1920]
- "Proceedings American Water Works Association", Vol. 22, p. 18 (1902), 22nd Annual Meeting, Chicago, 1902, by R. Hill.
- "Report of the Committee appointed to investigate the cause and failure of the South Fork Dam", Transactions of the ASCE, Vol. 24, p. 431, June 1891.
- "The design and construction of dams", by Wegmann, p. 247.
- "Flood flows", by Hazen, p. 138.
- "Engineering for dams", by Justin, Hinds, Creager, p. 661.
- "American Civil Engineers' Handbook", Merriman's fifth edition, p. 1543.
- "Report of Pennsylvania Water Supply Company, 1912".
- "Earth dams projects", by Justin, p. 5.
- WALTER FRANK, "The cause of Johnstown flood. A new look at the historic flood of 1889" [Civil Engineering, ASCE, May 1988].
- Robert W. SHORTRIDGE, "The 1889 South Fork dam failure" [Hydro Review, June 1989].
- MCCULLOUGH, David G., "The Johnstown Flood" [Hutchinson of London 1968].
- O'CONNOR, RICHARD, "Johnstown : The Day the dam broke" [Lippincot, Philadelphia, 1957].

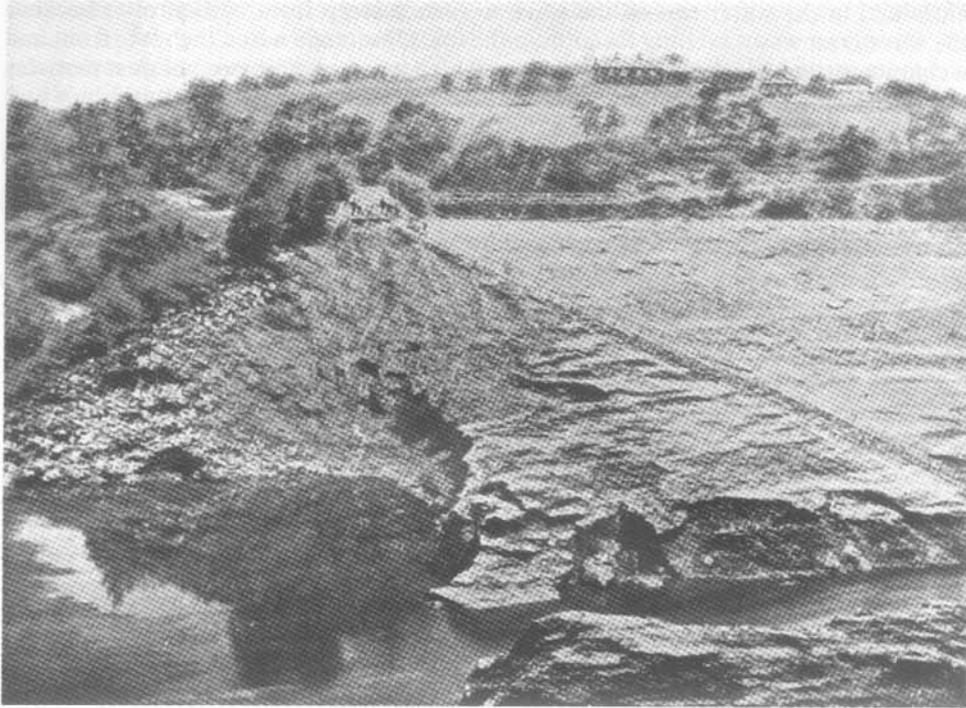


Photo 12

The South Fork Dam after failure. View of the right abutment.
(Note location of bridge across spillway overflow section just to right of dam center.)

*Le barrage South Fork après rupture. Vue de l'appui rive droite.
(Remarquer l'emplacement du pont au-dessus de l'évacuateur de crue immédiatement à droite du barrage.)*

Photo 13

Failure of South Fork Dam.
Six members of the John Schultz family survived inside this house
when the flood wave lifted and carried the house downstream.

*Rupture du barrage South Fork.
Six membres de la famille John Schultz ont survécu à l'intérieur de cette maison
lorsque la vague de submersion souleva la maison et la transporta à l'aval.*

- SMITH, NORMAN, “ A history of dams ” [Peter Davies, London, 1971].
- JANSEN, ROBERT B., “ Dams and public safety ” [US Department of the Interior, Washington, DC, 1980].
- JOHNSON, WILLIS FLECHTER, “ History of the Johnstown flood ” [Edgewood Publishing, 1889].

2.8. BARRAGE SPITSKOP (Afrique du Sud)

Le barrage en terre Spitskop sur la rivière Harts, près de la ville de Warrenton (Province du Cap, Afrique du Sud), a été construit de 1970 à 1974 sous le contrôle du Department of Water Affairs pour régulariser le régime de la rivière et constituer une réserve pour l'irrigation.

A. Caractéristiques principales du barrage

- Hauteur maximale au-dessus du lit de la rivière : 13,1 m.
- Hauteur maximale au-dessus de la plus basse fondation : 17,4 m.
- Longueur en crête : 769 m.
- Fruit du parement amont : 2,5/1.
- Fruit du parement aval : 2/1.
- Altitude de la crête : 1 046,66 m.
- Altitude du seuil de l'évacuateur de crue : 1 043 m.
- Volume du barrage : 203 000 m³.
- Revêtement en enrochement de 0,76 m d'épaisseur sur le parement amont et 0,40 m d'épaisseur sur le parement aval.

B. Caractéristiques principales de la retenue

- Cote de la retenue normale (RN) : 1 043 m.
- Cote des plus hautes eaux pour la crue de projet (PHE) : 1 045,22 m.
- Capacité de la retenue entre RN et PHE : 67,7 hm³.
- Capacité totale de la retenue normale (RN) : 61,33 hm³.
- Surface de la retenue à la cote de retenue normale (RN) : 22 km².

L'évacuateur de crue implanté en rive gauche comportait un seuil libre non vanné. Pour une retenue à la cote des plus hautes eaux (PHE), le débit susceptible d'être évacué était de 875 m³/s; il pouvait atteindre 1 700 m³/s pour un niveau de la retenue atteignant la crête du barrage. Les ouvrages de vidange comportaient deux canalisations de diamètre 0,76 m, équipées de vannes à fourreau susceptibles d'évacuer 11,2 m³/s sous la cote de retenue normale (RN).

Le barrage est inscrit au Registre Mondial des Barrages [Édition mise à jour 1988, page 128, Afrique du Sud, Folio 14, ligne 11.

C. Caractéristiques hydrologiques

Le bassin versant au droit du barrage a une surface de 26 914 km² et la hauteur moyenne annuelle des précipitations est de 480 mm.

- SMITH, NORMAN, “ A history of dams ” [Peter Davies, London, 1971].
- JANSEN, ROBERT B., “ Dams and public safety ” [US Department of the Interior, Washington, DC, 1980].
- JOHNSON, WILLIS FLECHTER, “ History of the Johnstown flood ” [Edgewood Publishing, 1889].

2.8. SPITSKOP DAM (South Africa)

The Spitskop earth dam on the Harts River, near the city Warrenton (Cape Province, Republic of South Africa) was built between 1970 and 1974 under the control of the Department of Water Affairs for stabilisation of river flow for irrigation.

A. Main characteristics of the dam

- Maximum height above riverbed : 13.1 m.
- Maximum height above lowest foundation : 17.4 m.
- Crest length : 769 m.
- Upstream slope : 1V : 2.5H.
- Downstream slope : 1V : 2H.
- Elevation of the crest above sea level : 1 046.66 m.
- Elevation of the spillway crest above sea level : 1 043 m.
- Volume content of dam embankment : 203 000 m³.
- Stone pitching thickness 0.76 m on upstream face and 0.40 m on downstream face.

B. Main characteristics of the reservoir

- Normal water level (NWL) : 1 043 m.
- Maximum water level (MWL) when passing design flood : 1 045.22 m.
- Capacity of reservoir between NWL and MWL : 67.7 hm³.
- Gross capacity of reservoir for the normal water level (NWL) : 61.33 hm³.
- Area of the reservoir water surface for NWL : 22 km².

The side channel spillway located on the left bank consists of an uncontrolled crest. For the reservoir at maximum water level (MWL), the discharge was 875 m³/s; for the reservoir at dam crest level, the maximum discharge was 1 700 m³/s. The outlet works consists of two 0.76 m diameter outlet pipes controlled by sleeve valves; the discharge capacity is 11.2 m³/s at NWL.

The dam is listed in the World Register of Dams [Updated edition 1988, page 128, South Africa, Folio 14, line 11].

C. Hydrological characteristics

The catchment area is 26 914 km² and the average annual rainfall is 480 mm.

- Hauteurs maximales de précipitations observées :
 - en 24 h : 194 mm;
 - en 1 mois : 250 mm;
 - en 6 mois : 665 mm.
- Débit moyen annuel de la rivière : 3,17 m³/s.
- Période d'observation des débits au site du barrage :
 - Enregistrement des crues de 1930 à avril 1988, soit 58 années.
 - Les crues ont été enregistrées de façon continue pendant toute cette période, sauf quelques brèves interruptions.
- Plus forte crue enregistrée avant l'accident : 648 m³/s, en 1976.
- Cote maximale atteinte par la retenue avant l'accident : 1 044,75 m.

Calcul du débit de l'évacuateur de crue pour la crue de projet :

- La crue de projet a été estimée à partir de l'analyse statistique des crues observées, complétée par une analyse empirique basée sur les caractéristiques du bassin versant.
- Période de retour de la crue de projet : 1 000 ans.
- Débit de pointe de la crue de projet à l'entrée dans la retenue : 2 000 m³/s;
- Débit de pointe de la crue à l'aval, compte tenu du laminage dans la retenue : 1 700 m³/s, soit un coefficient de réduction de 0,19.

D. Description de l'accident

La submersion du barrage se produisit pendant la période du 23 au 24 février 1988. Du 16 au 23 février, des précipitations abondantes se produisirent sur une grande partie du bassin versant du barrage et sur les bassins voisins représentant une hauteur de 239 mm. La pluie maximale probable (PMP) de durée 7 jours était estimée à 326 mm. Le débit de la rivière qui est généralement très faible (souvent nul) atteignit alors 2 400 m³/s. La retenue n'était pleine qu'à 16 % de sa capacité au début de la crue.

Vers 2 h, le 23 février, le niveau de la retenue atteignit le sommet du noyau étanche du barrage qui est arasé 0,46 m au-dessous de la crête. La pointe de la crue se produisit à 8 h et le niveau de la retenue était environ 0,30 m au-dessus de la crête. A ce moment, une brèche d'environ 2 m de profondeur et 25 m de largeur s'ouvrit dans le remblai, le long du coursier en béton de l'évacuateur de crue. Le limnigraphe du barrage continua de fonctionner pendant toute la durée de la crue et l'hydrogramme correspondant est représenté sur la Fig. 6. Le 23 février, à environ 12 h, la brèche atteignit le lit de la rivière. Plusieurs photographies de l'accident ont été prises et on en trouvera deux exemples ci-après (Photos 14 et 15).

L'évacuateur de crue fonctionna normalement pendant la crue. Le barrage fut submergé pendant environ 10 heures et la largeur finale de la brèche atteignit 120 m. L'évacuateur de crue et la vidange de fond n'ont pas été endommagés. Le reste du barrage subit des dégâts par érosion à l'aval où le remblai semi-perméable et le drain cheminée ont été érodés sur des hauteurs variant de 6 à 9 m au-dessous de la crête du barrage. Les matériaux érodés se sont déposés immédiatement à l'aval du barrage.

- Maximum historical rainfall :
 - one day : 194 mm;
 - one month : 250 mm;
 - half year : 665 mm.
- Annual mean flow of the river : 3.17 m³/s.
- Length of flood recording at the dam site :
 - Flow records have been kept for a period of 58 years, from 1930 to April 1988.
 - The flow records are continuous (recorder chart) and apart from minor loss of record cover the full period.
- Largest recorded flood before the accident : 648 m³/s in 1976.
- Maximum elevation reached by the reservoir surface before the accident : 1 044.75 m.
- Discharge adopted for the spillway capacity design flood :
 - The method used for evaluating the design flood was a flood frequency analysis of observations as well as an empirical analysis based on typical catchment characteristics.
 - Return period of design flood : 1 000 years.
 - Maximum discharge (flood peak) at the entry of the reservoir : 2 000 m³/s.
 - Maximum discharge (flood peak) downstream, taking into account the reservoir flood routing : 1 700 m³/s (19 % attenuation).

D. Description of the accident

The overtopping accident took place during the period 23-24 February 1988. General rains fell in a broad area over this catchment area and neighbouring ones from 16-2-88 to 23-2-88 with a total precipitation of 239 mm (mean over catchment area). The 7-day probable maximum precipitation is 326 mm. The flow in the river is usually very low (often zero flow) and the peak inflow into the reservoir rose to 2 400 m³/s. The reservoir was 16 % full at the start of the flood.

The water level in the reservoir reached the top of the impervious core which is 0.46 m below non-overspill crest level at about 2 h on 23 February. The flood peak was reached at 8 h and was about 300 mm above non-overspill crest level. At this stage a breach of about 2 m deep and 25 m long formed in the earth embankment alongside the concrete side channel spillway. The water level recorder on the dam functioned throughout the flood event and the flood hydrograph is attached (Fig. 6). The earthfill embankment was eroded to river bed level at about 12 h on 23 February. A full photographic record of the accident was recorded and two copies of selected photographs at different times are appended (Photos 14 and 15).

The spillway functioned satisfactorily during the flood. The dam wall failed over a period of about 10 hours and the final width of the breached section was 120 m. The spillway and outlet works suffered no damage. The rest of the embankment suffered downstream erosion of the semi-pervious zone and the chimney drain has been eroded to a level which varies between 6 to 9 m below the crest. Eroded material was deposited just downstream of the dam.

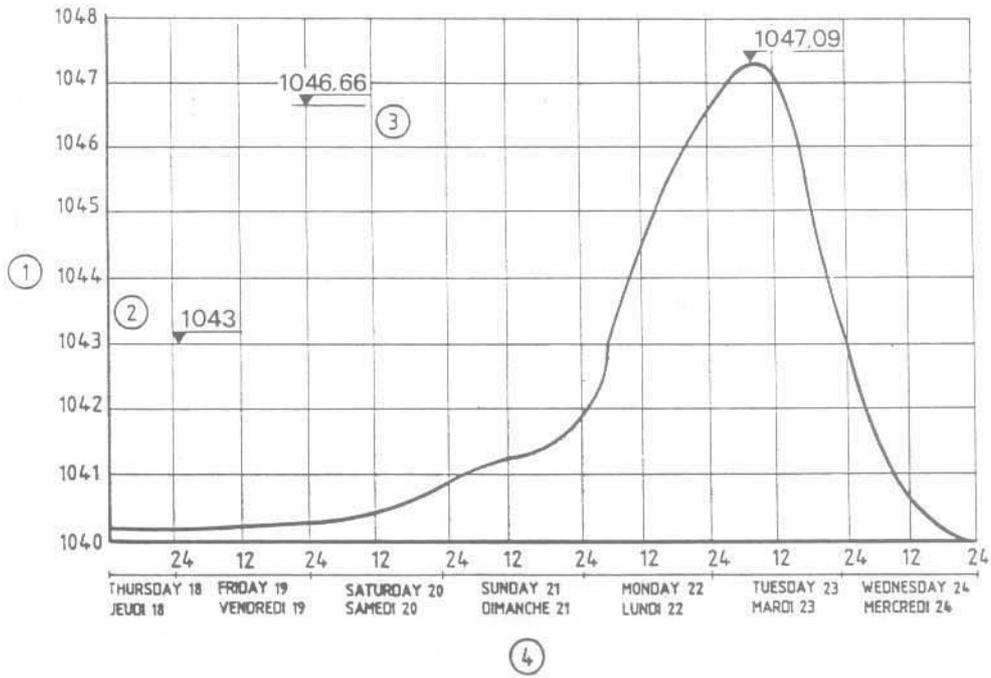


Fig. 6

Spitskop Dam. Hydrograph of water in the reservoir during the flood
from 18 to 23 February 1988.

*Barrage Spitskop. Hydrogramme du niveau de la retenue pendant la crue
du 18 au 23 février 1988.*

(1) Reservoir level (m).

(2) Spillway crest level (1 043 m).

(3) Non-overspill crest (1 046.66 m).

(4) Date and time.

(1) Niveau de la retenue (m).

(2) Niveau du seuil de l'évacuateur (1 043 m).

(3) Niveau de la crête du barrage (1 046,66 m).

(4) Jour et heure.

Photo 14

Spitskop Dam. Overtopping on February 23 at 6 h 30.

Barrage Spitskop. Submersion le 23 février, à 6 h 30.

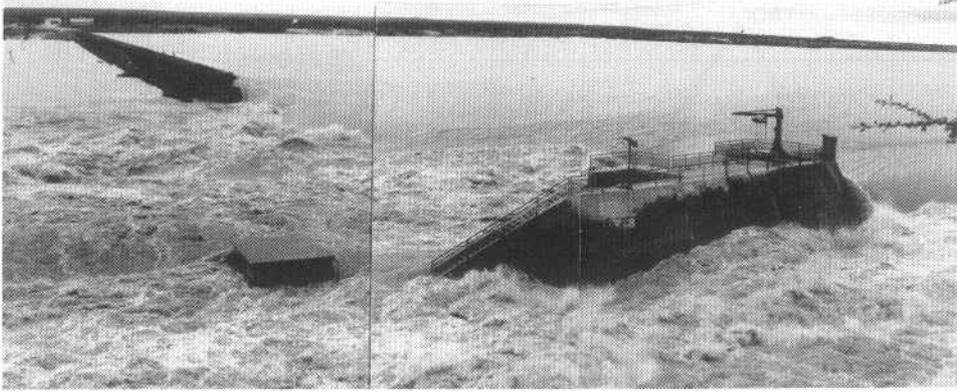


Photo 15

Spitskop Dam. Overtopping on February 24 at 7 h 30.
Barrage Spitskop. Submersion le 24 février, à 7 h 30.

Photo 16

Repaired Spitskop Dam.
Le barrage Spitskop après réparation.

E. Conséquences de l'accident

La rupture progressive du barrage n'entraîna pas d'augmentation importante du débit à l'aval. La pente de la rivière est faible et le niveau des eaux à l'aval contribua à limiter le débit à travers la brèche.

On n'a déploré aucune perte de vie humaine ni d'aggravation des dommages dus à la crue. L'inondation des terres irriguées à l'aval du barrage se serait produite même si le barrage ne s'était pas rompu. La perte économique la plus importante est représentée évidemment par le coût des réparations qui a été estimé à 5 millions de US \$ (valeur 1990).

F. Reconstruction du barrage

Depuis la construction du barrage Spitskop les normes de projet ont été modifiées et la méthode actuellement utilisée consiste à prendre en compte au moins la crue maximale régionale (Regional Maximum Flood : RMF) qui est déduite des maxima régionaux et mondiaux (cf. Annexe D). Pour le barrage Spitskop, la crue maximale régionale est actuellement estimée à environ 3 000 m³/s et la crue maximale probable (Probable Maximum Flood : PMF) est fixée à 5 000 m³/s.

Les réparations actuellement terminées sont les suivantes (Photo 16) :

— Construction d'un évacuateur de crue supplémentaire et d'un tapis en béton compacté au rouleau au droit de la brèche dans le remblai. Le seuil de cet évacuateur est arasé 0,5 m au-dessus du seuil de l'évacuateur existant.

— Confortement du remblai qui est surélevé de 2,5 m.

Pour les grands débits, le plot de la vidange de fond situé entre les deux sections déversantes est submergé. En outre, par suite de l'interférence des écoulements, il est difficile d'estimer la fraction du débit passant par-dessus ce plot. Cette fraction ne peut être déterminée de façon précise par des essais sur modèle. Les deux évacuateurs sont donc conçus pour évacuer 5 000 m³/s pour une cote de la retenue inférieure de 0,9 m à celle de la crête du barrage.

G. Bibliographie

DRUYTS F. H. W. and VAN DEN BERG C. L., " The failure of the Tygerpoort and Spitskop Dams ", The Civil Engineer in South Africa, June 1988.

E. Consequences of the accident

The gradual failure of the dam did not cause any significant increase in downstream flow. The slope of the river is flat and there was sufficient build-up of a high tailwater level which reduced the effective flow through the breach.

No loss in human life has been attributed to the failure of the dam nor has any incremental flood damage. The inundation of irrigated areas downstream of the dam would have occurred even had the dam not failed. The largest loss is of course the cost of repairs which was 5 million US \$ (1990 price).

F. Restoration of the dam

Since the construction of Spitskop Dam, design standards have changed and the present method is to design for at least the Regional Maximum Flood (RMF) which is derived from observed regional and world maxima (see Appendix D). For Spitskop Dam the presently estimated Regional Maximum Flood is about 3 000 m³/s and the Probable Maximum Flood (PMF) is set at 5 000 m³/s.

The repairs which are now completed are as follows (Photo 16) :

- Provision of an additional spillway and apron constructed in rollcrete in the breached section of the embankment. The crest level is 0.5 m higher than the existing spillway.

- Repair and effective raising of the embankment by 2.5 m.

At high discharges water flows over the outlet block, between the two overspill sections. In addition to causing some interference, the contribution to the flood of the water flowing over the dam is uncertain (this contribution was not able to be accurately determined by means of hydraulic model testing). The combined spillways are therefore designed to pass about 5 000 m³/s with the basin water level at 0.9 m below the embankment crest.

G. Bibliography

DRUYTS F. H. W. and VAN DEN BERG C. L., " The failure of the Tygerpoort and Spitskop Dams ", The Civil Engineers in South Africa, June 1988.

3. DIFFÉRENTES MÉTHODES D'ESTIMATION DES CRUES

3.1. MÉTHODES BASÉES PRINCIPALEMENT SUR LA CONNAISSANCE DES DÉBITS

3.1.1. Méthodes historiques

Avant le début du présent siècle, il existait peu de données sur les crues et pour estimer la crue de projet d'un barrage, les ingénieurs se basaient sur les niveaux maxima atteints par les crues historiques. De cette manière et prenant pour base le niveau maximal connu, les ouvrages d'évacuation étaient calculés sans connaître le niveau de sécurité ainsi atteint. Depuis cette époque, des progrès importants ont été réalisés dans le domaine de l'hydrologie analytique et il existe actuellement de nombreuses méthodes probabilistes et déterministes pour estimer de façon plus sûre la crue de projet à adopter pour les grands barrages [17]. Il en résulte qu'on oublie parfois l'utilisation de l'information déduite des crues historiques qui permettrait souvent de compléter les données disponibles pour l'utilisation des méthodes plus élaborées en étendant la période des observations et en y incluant quelques grandes crues historiques.

L'hydrologie historique des crues peut être définie comme l'étude des crues anciennes antérieures à leur mesure directe par les techniques modernes. Le but des méthodes historiques d'estimation des crues est de définir les débits des crues des périodes historiques en vue de compléter les données hydrologiques existantes, de les comparer avec les résultats obtenus par d'autres méthodes et d'améliorer le degré de précision des valeurs résultant de l'application des méthodes d'extrapolation statistiques.

Les données fondamentales utilisées sont les niveaux atteints par les crues du passé. Pour les obtenir, il faut procéder à des enquêtes auprès des populations locales et à une étude sur les traces (laisses de crue) laissées dans des endroits bien choisis et sur les niveaux atteints au droit des anciens ponts et des anciennes constructions.

Il est également nécessaire de procéder à une étude générale des archives des municipalités et des églises ou autres édifices religieux, où on peut généralement retrouver de nombreuses références à des crues catastrophiques. Le concours d'historiens ou d'archivistes peut être très utile à ce sujet. De cette manière, on peut disposer du plus grand nombre possible de niveaux atteints par les crues historiques, soit en plusieurs sections du cours d'eau, soit seulement en certains points.

Dans plusieurs pays, sièges d'anciennes civilisations, il existe des informations sur les crues datant de plus de 1 000 ou 2 000 ans, comme c'est le cas en Inde, au Japon, en Chine et en Égypte. Dans ce dernier pays, les anciens égyptiens ont construit près de leurs temples des stations de mesure monumentales (nilomètres) dont quelques-unes existent encore [85, 134] (Photo 17). En Europe, on peut retrouver des informations sur les crues catastrophiques datant de l'époque romaine, la plupart d'entre elles provenant des ponts construits à cette époque. Dans les

3. VARIOUS METHODS USED FOR THE CALCULATION OF FLOODS

3.1. METHODS BASED MAINLY ON FLOW DATA

3.1.1. Historical methods

Prior to 1900 there was little recorded flood data and in order to assess design floods for dams, engineers had to rely on information regarding maximum water levels reached during historic floods. In this manner, and by taking the maximum known flood level as a basis, dam appurtenances were designed without knowing the degree of safety achieved. Since then considerable developments have been made in analytic hydrology, and various probabilistic and deterministic methods currently exist to calculate the design flood more reliably for large dams [17]. As a result, historical flood information is sometimes overlooked which in many cases could supplement the data available for the advanced methods both by extending the observation period and including some large floods from the past.

Historical flood hydrology may be defined as the study of past or ancient flood events which occurred prior to direct measurement by modern hydrologic procedures. The aim of the historical flood calculation methods for large dams is to determine the flood discharges in historical periods in order to supplement existing hydrologic data, compare with the results obtained by other methods, and improve the accuracy of values obtained from the application of statistical extrapolation methods.

The basic data needed are the water levels reached during historic floods. To obtain these a survey must be made among the inhabitants of the area, and a study must be made of the marks left in appropriate locations and the levels reached on old bridges and buildings.

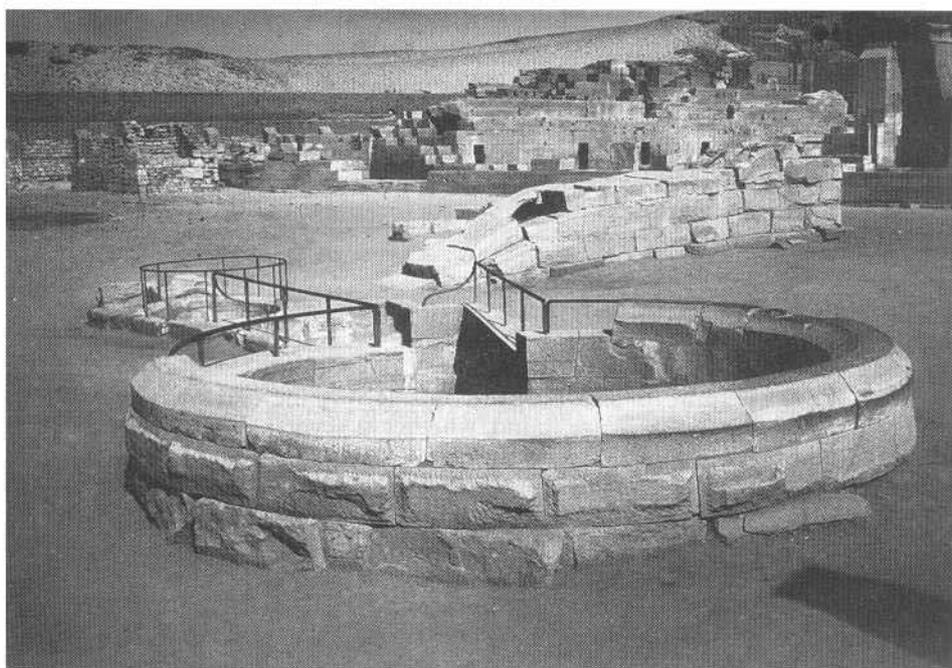
It is also necessary to carry out an extensive historical study of municipal archives and church and convent documents, where numerous references to catastrophic floods can usually be found. Collaboration with historians and archivists is very helpful for this purpose. In this way the maximum water levels reached during historic floods are found, whether at several sections of the river or only at certain points.

In several countries which were the birthplace and establishment of ancient civilizations there are references to floods which occurred more than 1 000 to 2 000 years ago, as in the case of India, Japan, China and Egypt. In Egypt, the ancient Egyptians built the well-known monumental water gauges (Nilometers) near their temples, some of which still exist to this day [85, 134] (Photo 17). In Europe information about catastrophic floods may be found dating from the time of the Roman Empire, much of which is taken from bridges built during this era. It is quite

régions soumises périodiquement à des crues, il est fréquent de conserver les traces des niveaux maximaux atteints au cours des 300 à 500 dernières années, comme à Xerta sur la rivière Èbre en Espagne où on peut voir les niveaux exceptionnels atteints depuis la crue de 1617 (Photo 18).

Des calculs hydrauliques doivent être effectués pour transformer les niveaux en débits. Dans ce but, on peut procéder à une extrapolation de la courbe de tarage si les niveaux des crues historiques sont voisins des niveaux effectivement mesurés. Mais la méthode utilisée généralement consiste à appliquer les formules de l'écoulement graduellement varié si les données disponibles portent sur une longueur suffisante du cours d'eau. Cette transformation des niveaux en débits est très délicate; elle constitue la limite de la méthode et justifie la précaution et la critique avec lesquelles doivent être interprétés les résultats obtenus.

Cela résulte de l'incertitude sur la permanence dans le temps de chaque section transversale du cours d'eau, de sa pente longitudinale et, d'une manière générale, des modifications susceptibles de s'être produites dans les conditions d'écoulement au cours de plusieurs siècles. Les crues des rivières sur fond d'alluvions provoquent des affouillements et surcreusements du lit susceptibles de modifier le comportement de la rivière. Il faut tenir compte des ouvrages hydrauliques et des nouvelles constructions susceptibles de modifier la relation hauteur-débit. Pour ces diverses raisons, il est très important de pouvoir effectuer des études historiques sur les crues dans les régions où on possède quelque certitude sur l'invariabilité du cours d'eau et de ses sections transversales au cours des périodes historiques; tel est le cas des zones rocheuses, des anciens ponts fondés sur le rocher, des agglomérations protégées depuis longtemps contre les inondations, des vieux barrages, etc.



common in areas periodically affected by floods that the maximum water-level marks reached during the last 300 to 500 years are preserved, as in the case in Xerta on the Ebro river in Spain, where the highest levels reached since the flood in the year 1617 may be seen (Photo 18).

Hydraulic calculations must be made to transform the information about historic flood levels into maximum discharges. For this purpose an extrapolation may be made of the rating curve if the values of historic flood levels are close to the measured water levels. But the usual method is to apply the hydraulic calculations for uniform flow (Manning equation), or for gradually varied flow if data are available for an acceptable length of the river. This transformation of levels to flowrates is the most problematic and is responsible for the limitations inherent in this method; a degree of caution should be exercised about the results obtained.

This is due to the uncertainties existing regarding the permanence of each section of the river, of the longitudinal slopes, and in general of the possibility that the river's flow conditions may have changed notably over a period of many centuries. During flood events in alluvial rivers, significant scour depths can occur thus changing the hydraulic conveyance of the river. Fluvial works and new construction which could alter the level-discharge relationships must be taken into account. Due to these factors it is very important to be able to study historical events in areas where there is some certainty about the invariability of the waterway and each of its sections during historical periods, such as in rocky areas, old bridges built upon rock, cities with early hydraulic protection, old dams, etc.

Photo 17

Nilometer of Kom Ombo Temple (Upper Egypt).
Nilomètre du temple de Kom Ombo (Haute Égypte).

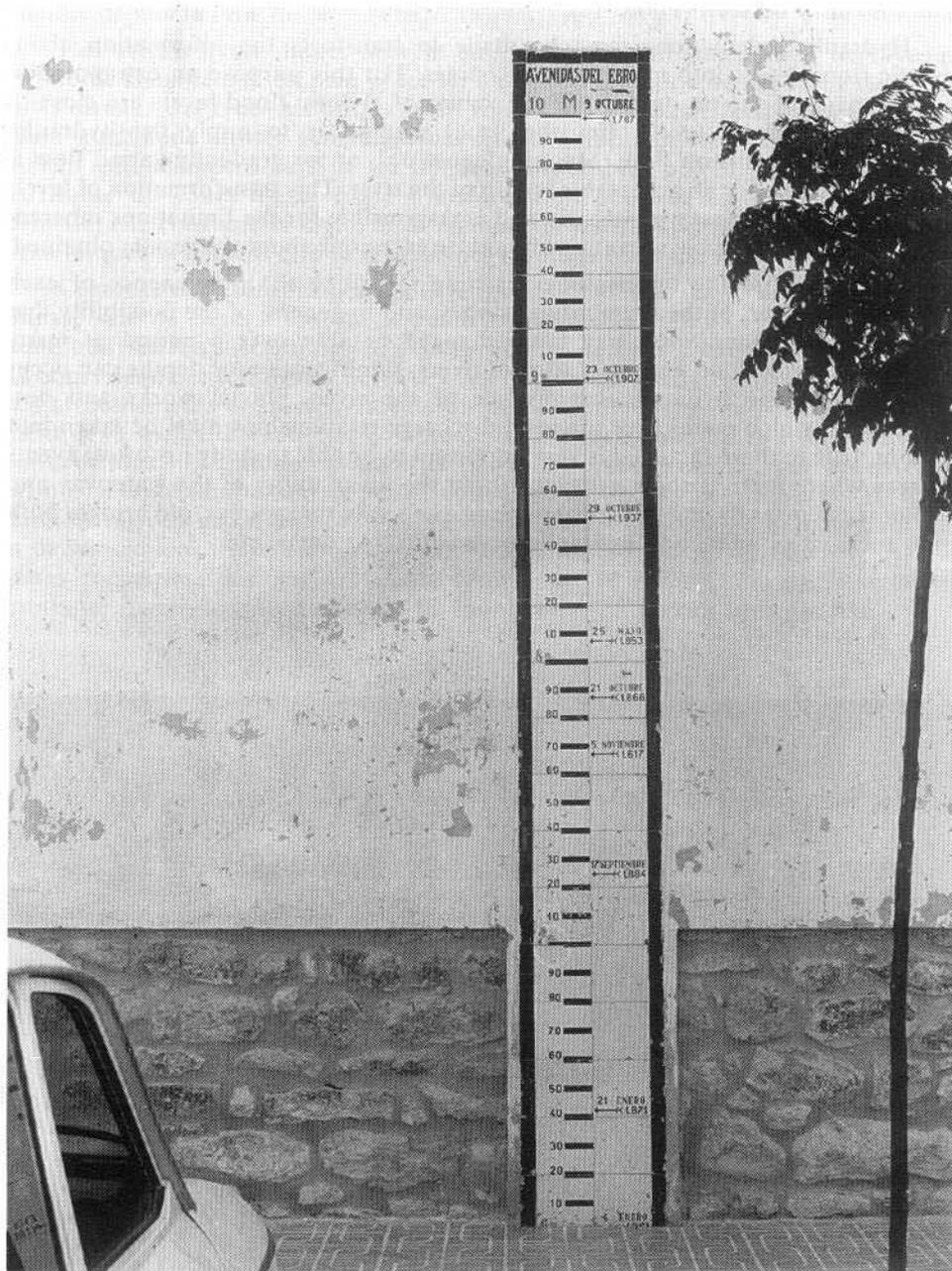


Photo 18

Staff-gauge of Xerta on the Ebro River (Spain).
Échelle de crue de Xerta sur l'Èbre (Espagne).

Il existe de nombreux exemples d'application des méthodes historiques, parmi lesquels l'étude sur les inondations de la Seine à Paris [41, 115], la détermination des crues du Duero au cours des 500 dernières années [55] et les crues du Sil et du Bibey en Espagne au cours des 2 000 ans écoulés [22]. En outre, une importante étude historique de plusieurs cours d'eau chinois a été entreprise depuis 1950 et a permis d'étendre les données hydrologiques dont on dispose [114].

D'autres approches des méthodes historiques sont basées sur la sédimentologie et la géomorphologie fluviales permettant, à partir de l'étude de la stratification des sédiments, de leur granulométrie et de leur datation, d'en déduire l'intervalle de temps séparant les crues importantes [1, 40, 87]. Ces méthodes ont permis de déterminer les débits et les dates des crues survenues depuis plus de 2 000 ans en Arizona, Texas, Utah et en Australie, et d'estimer les débits de crues de durées de retour exceptionnellement grandes, entre 10 000 et 60 000 ans [8].

Plusieurs approches ont été proposées pour incorporer les valeurs des grandes crues historiques dans l'analyse fréquentielle des crues [72, 107]. La principale difficulté est d'assigner une période de retour à la crue considérée [70].

En conclusion, on peut affirmer que, bien qu'elles aient été quelque peu oubliées par une majorité des ingénieurs spécialistes des barrages, les méthodes historiques peuvent contribuer effectivement à la connaissance des crues extrêmes et peuvent être utilisées pour extrapoler les données hydrologiques en réduisant l'erreur d'échantillonnage et en accroissant la validité des méthodes statistiques. En outre, elles sont la base d'estimation de la valeur d'autres méthodes de calcul des crues.

Enfin, on doit remarquer que la quasi-totalité des observations anciennes sont relatives à des cours d'eau drainant des bassins versants importants (quelques milliers de km²); les méthodes historiques ne sont donc généralement pas utilisables pour les nombreux barrages qui contrôlent des petits bassins versants, tels que les barrages hydroélectriques de haute montagne.

3.1.2. Formules empiriques et formules régionales

Il existe de nombreuses formules d'estimation des débits des crues et leur étude détaillée permet une vue d'ensemble du développement historique de l'hydrologie (Myer, Creager, Fuller, Santi, Scimeni, Giandotti, Gherardelli-Marchetti, etc.). Les traités d'hydrologie donnent les formules les plus souvent utilisées et leur domaine d'application [29, 30, 56, 124]. D'une façon générale, les formules empiriques peuvent être classées dans les trois catégories suivantes :

1) Formules dans lesquelles le débit est lié par une relation simple à la surface du bassin versant : $Q = aA^n$.

2) Formules dans lesquelles le débit est fonction de la surface du bassin versant et d'autres facteurs topographiques et météorologiques : $Q = f(A, I_p, P...)$.

3) Formules faisant intervenir la durée de retour de la crue : $Q = f(A, T, ...)$.

Les études hydrologiques effectuées à l'échelle régionale ont donné naissance à des formules empiriques dans lesquelles interviennent divers paramètres topographiques, orographiques, météorologiques et hydrauliques.

La complexité du phénomène de formation et de propagation des crues explique facilement le caractère approximatif des formules empiriques. Leur princi-

There are numerous practical examples of the application of historical methods, among which the study of flooding in the Seine river in Paris [41, 115], the flood determination along the Duero river over the last 500 years [55], and the floods along the Sil and Bibey rivers in Spain during the last 2 000 years [22] deserve mention. In addition, in China an important historic study of many rivers has been underway since 1950, which has served to broaden the available hydrological data base [114].

Other approximations to the historical methods are based on sedimentology and fluvial geomorphology, in which, by studying the stratification of sediments, the size of grains, and the minerals and fossils and their data, the intervals between extreme floods may be derived [1, 40, 87]. With these methods it has been possible to determine the discharges and dates of floods occurring over more than 2 000 years in Arizona, Texas, Utah and Australia, and floods with abnormally long recurrence periods between 10 000 and 60 000 years have been estimated [8].

Several approaches have been proposed for the inclusion of records of large historical floods in formal flood frequency analysis [72, 107]. The main problem lies in assessing the return period of the flood [70].

To conclude, we may state that, although they have been forgotten by a major portion of large dam engineers, historical data can contribute significantly to the knowledge of maximum floods and may be used to extrapolate hydrologic data by reducing the sampling error and increasing the reliability of statistical methods. In addition, they constitute a basis for the evaluation of other calculation methods.

Finally, it must be pointed out that practically all the ancient data relate to rivers draining large catchments (some thousands of km²); therefore, historical methods cannot generally be used for the many dams that control small catchments, such as hydroelectrical dams in high mountains.

3.1.2. Empirical and regional formulas

There are numerous empirical formulas for calculating floods, and by studying them in detail an overview of the history of hydrology may be gained (Myer, Creager, Fuller, Santi, Scimeni, Giandotti, Gherardelli-Marchetti, etc.). Works on hydrology list those formulas most commonly used and their applications [29, 30, 56, 124]. In general, empirical formulas may be classified into the following three groups :

- 1) Formulas in which the discharge holds a simple relation with the catchment area : $Q = aA^n$.
- 2) Formulas in which the discharge is a function of the catchment area and other topographical and meteorological characteristics : $Q = (A, I_p, P, \dots)$.
- 3) Formulas in which computation of the return period is involved : $Q = f(A, T, \dots)$.

Carrying out hydrological studies on a regional scale has given rise to empirical formulas in which various topographical, orographical, meteorological and hydraulic parameters are involved.

Due to complexity of the phenomenon of flood formation and propagation it is easy to understand the approximate nature of empirical formulas. Their main

pal avantage est leur simplicité mais, étant donné qu'elles ont été établies sur des bassins versants particuliers et pour des caractéristiques particulières d'ordre topographique, géomorphologique, géologique et météorologique, elles peuvent être inexactes lorsqu'on les applique à d'autres bassins versants ou d'autres régions comportant des caractéristiques hydrologiques différentes; pour cette raison, les résultats obtenus par l'application de ces formules doivent être utilisés avec prudence.

Actuellement, ainsi qu'il est développé dans le présent bulletin, il existe d'autres méthodes plus précises pour calculer la crue de projet d'un grand barrage. Pour cette raison, l'emploi des formules empiriques est très limité et ces formules ne sont utilisées que dans les régions et les pays où il existe peu de données météorologiques et hydrologiques; les formules empiriques ne fournissent alors que des ordres de grandeur des pointes de crues et des résultats permettant des comparaisons avec d'autres méthodes [17].

3.1.3. Courbes enveloppes

Dans cette méthode, les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonction de l'aire du bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppe des points correspondants. Cette courbe est considérée comme la limite supérieure des pointes de crues possibles pour la région considérée.

Francou et Rodier [49, 50, 129] ont appliqué cette méthode à l'échelle mondiale et ont proposé la formule suivante :

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{1-K/10}$$

dans laquelle : Q est le débit de pointe de la crue en m³/s.

A est la superficie du bassin versant en km².

Q₀ = 10⁶ m³/s.

A₀ = 10⁸ km².

K est un coefficient compris entre 0 et 6 et fonction de divers facteurs climatiques et géographiques.

L'intérêt de ce coefficient est que dans le graphique log Q en fonction de log A (Fig. 7) les droites K = Constante, qui sont les enveloppes des crues maximales observées dans des régions hydrologiquement homogènes, convergent en un point F dont les coordonnées A₀ = 10⁸ km² et Q₀ = 10⁶ m³/s représentent approximativement respectivement la superficie totale des bassins versants du globe (y compris les lacs mais non compris les déserts et les calottes polaires) et le débit moyen annuel de l'ensemble des cours d'eau drainant ces surfaces.

La formule de Francou-Rodier n'est valable que dans la « zone des crues » dont la limite inférieure est de l'ordre de 100 km². En dessous de cette limite, la crue maximale est de plus en plus dépendante de l'intensité pluviométrique maximale. Dans cette « zone de transition », les courbes enveloppes sont supposées se raccorder progressivement aux droites K = Constante de la « zone des crues » et au point d'abscisse 1 km² et dont l'ordonnée correspond à la pluie maximale régionale de durée 15 minutes convertie en débit sur une surface de 1 km². Pour les bassins versants inférieurs à 1 km², la pointe de crue n'est plus fonction que de l'intensité de la pluie (Fig. 7).

advantage is their simplicity, but having been derived for particular catchments with given topographic, geomorphological, geological and meteorological characteristics, they can have significant errors when applied to other catchments or regions with different hydrological characteristics, and so the values obtained should be used with caution.

At present, as explained in this Bulletin, there are other more precise methods for calculating the design flood for large dams. Thus the use of empirical formulas is quite restricted, and they are only used in regions and countries where little meteorological and hydrological data are available, and then only to obtain orders of magnitude of flood peaks and values for comparison with other methods [17].

3.1.3. Envelope curves

In this method, maximum flood peaks observed in a hydrologically homogeneous region are plotted against catchment area and an envelope curve is drawn for the points. This curve is then considered as the upper limit of expected flood peaks for the considered region.

Francou and Rodier [49, 50, 129] applied this method at the worldwide scale and proposed the formula :

$$\frac{Q}{Q_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{1-K/10}$$

where : Q is the maximum flood peak in m³/s.

A is the effective catchment area in km².

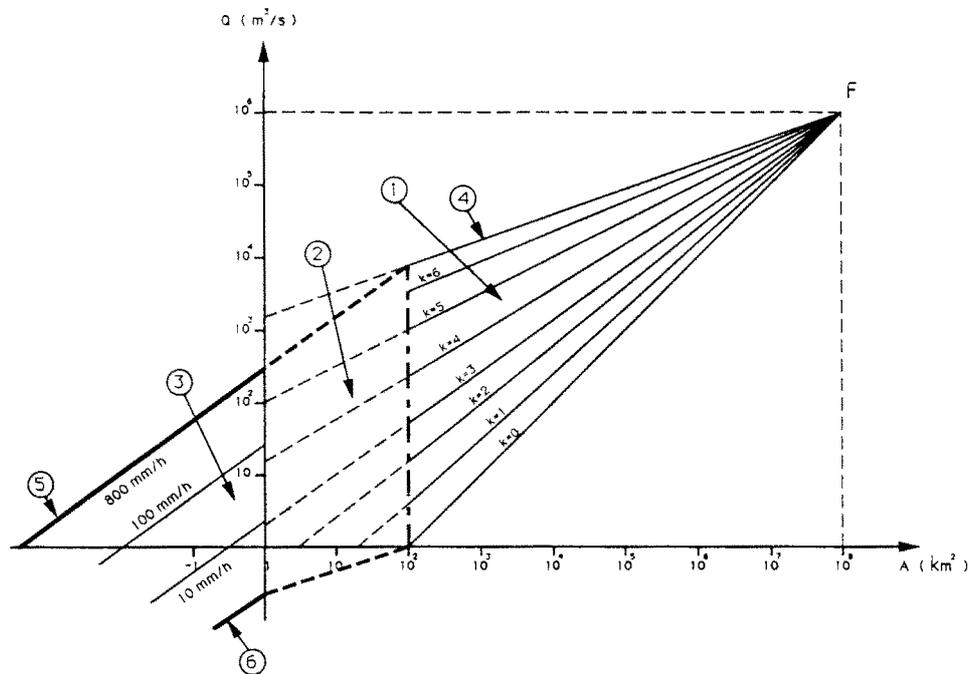
Q₀ = 10⁶ m³/s.

A₀ = 10⁸ km².

K is a regional coefficient; the value of K in the world varies generally between 0 and 6.

The merit of this parameter is that in the graph log Q against log A (Fig. 7), the K = constant lines, which are envelopes of maximum observed flood peaks in hydrologically homogeneous regions, converge to a single point F whose coordinates A₀ = 10⁸ km² and Q₀ = 10⁶ m³/s represent approximately the total catchment surface of the earth experiencing precipitation (which includes lakes but excludes deserts and ice-caps) and the mean annual discharge of all rivers draining these surfaces.

The Francou-Rodier equation is valid only in the " flood zone " whose lower limit is about 100 km². Below this limit the maximum flow peak tends to depend increasingly on the maximum rainfall intensity alone. In this " transition zone " the envelope lines are supposed to provide a smooth transition between the K = constant line of the flood zone and the 15-minute duration regional maximum point rainfall converted into discharge over 1 km². In areas smaller than about 1 km² the flood peak depends only on rainfall intensity (Fig. 7).



On trouvera à l'Annexe D l'application qui a été faite de la méthode des courbes enveloppes et de la formule de Francou-Rodier à sept pays de l'Afrique australe.

3.1.4. Ajustement des débits de crue à une loi statistique

A. INTRODUCTION

Le débit d'un cours d'eau est une variable aléatoire. Les valeurs moyennes pendant des intervalles de temps déterminés (heure, jour, mois, an) constituent un échantillon Q_1, Q_2, \dots, Q_n de cette variable. Cet échantillon peut alors être traité par le calcul des probabilités et les méthodes statistiques habituelles, sous réserve toutefois que la population considérée remplisse les deux conditions suivantes :

- la population doit être homogène; il ne faut pas, par exemple, mélanger les débits naturels et les débits influencés par des aménagements hydrauliques importants dans le bassin versant;
- les caractéristiques de la population doivent être stationnaires, c'est-à-dire indépendantes du temps; cela suppose, par exemple, l'absence de modifications importantes sur l'ensemble du bassin versant, telles que le déboisement de grandes superficies.

Il est toujours nécessaire de procéder à une extrapolation pour déterminer l'amplitude des crues dont les intervalles de récurrence sont suffisamment longs pour pouvoir être utilisés pour la conception des ouvrages de maîtrise des eaux. La durée de retour de la crue de projet est souvent beaucoup plus longue que la période des observations. Il en résulte que la valeur des crues exceptionnelles dépend très fortement de la loi de probabilité adoptée pour analyser les données.

Fig. 7

Francou-Rodier envelope curves and principle of flood peak classification.

Courbes enveloppes de Francou-Rodier et classification des pointes de crues.

- | | |
|---|---|
| (1) Flood zone. | (1) <i>Zone des crues.</i> |
| (2) Transition zone. | (2) <i>Zone de transition.</i> |
| (3) Storm zone. | (3) <i>Zone des averses.</i> |
| (4) Envelope of world records peaks $K = 6.5$. | (4) <i>Enveloppe des plus grandes crues mondiales $K = 6,5$.</i> |
| (5) World record point rainfall. | (5) <i>Pluies maximales mondiales.</i> |
| (6) Minimum rainfall intensity causing runoff. | (6) <i>Intensité pluviométrique minimale produisant un écoulement.</i> |

Appendix D presents the application of envelope curves method and Francou-Rodier formula in seven countries of Southern Africa.

3.1.4. Flood frequency analysis

A. INTRODUCTION

The discharge of a stream is a variate. The mean values during well-defined intervals of time (hour, day, month, year) constitute a sample Q_1, Q_2, \dots, Q_n of this variable. This sample can then be processed by the calculation of probabilities and the usual statistical methods, provided however that the population considered complies with the following two conditions :

— the population must be homogeneous; for example, no combining of natural discharges with discharges influenced by significant development works in the catchment;

— the characteristics of the population must be stationary, that is, independent of time; this implies, for example, that there are no significant modifications over the catchment area as a whole, such as deforestation of large areas of land.

Extrapolation is always required to determine the magnitude of floods whose recurrence intervals are sufficiently long so they can be used for design of water control structures. Often the design recurrence interval is much longer than the period of observation. The result is that the size of rare floods depends dramatically on the probability model chosen to describe the data. This extrapolation process is subject to a great many uncertainties which have a major effect on the determination

Cette extrapolation est soumise à de nombreuses incertitudes qui ont un effet primordial sur la détermination d'une crue de projet. Les incertitudes ont également un effet important sur l'analyse économique lors de l'estimation des objectifs de maîtrise des crues ou de l'optimisation des dimensions des évacuateurs de crue.

B. MÉTHODES PROBABILISTES UTILISÉES EN HYDROLOGIE [79]

On se limitera ici aux méthodes utilisées pour l'analyse statistique directe des débits de crue, étant entendu que les méthodes de type « hydrométéorologique » qui associent l'analyse statistique des débits à celle des pluies sont traitées dans le § 3.2.

Dans ces conditions, les méthodes probabilistes utilisées pour l'analyse des débits de crue peuvent être rangées en trois catégories :

- méthodes stochastiques;
- méthodes du type renouvellement;
- méthodes à échantillonnage fixe du type maxima annuels.

a) Les méthodes stochastiques [29, 163] modélisent statistiquement les processus en les associant au temps. Elles sont très utiles pour étudier, par simulation, des séries de variables complexes.

b) Les méthodes de renouvellement [13, 34, 99], appliquées généralement à la population des débits discrétisée à l'échelle journalière, traitent l'ensemble des débits dépassant un seuil donné. De cette manière, tous les débits importants figurent dans l'échantillon alors que les plus petits en sont exclus, ce qui permet d'améliorer l'homogénéité de la population traitée. Deux variables aléatoires sont successivement combinées :

- l'occurrence des débits dépassant un seuil S_0 ;
- l'amplitude des débits par rapport au seuil S_0 .

Le seuil S_0 doit être choisi suffisamment haut pour que deux débits successifs dépassant S_0 puissent être considérés comme indépendants; le seuil S_0 doit être choisi suffisamment bas pour que le nombre de débits retenus assure une bonne robustesse dans les estimations statistiques. Indépendamment de ces deux contraintes, le choix du seuil S_0 doit être tel que les deux variables aléatoires ci-dessus s'ajustent bien à la loi de probabilité adoptée.

c) Les méthodes à échantillonnage sont les plus simples à mettre en œuvre et les plus fréquemment utilisées. Elles sont généralement basées sur l'ajustement direct d'une loi statistique donnée au débit maximal annuel, ou au débit maximal d'une saison donnée lorsqu'on cherche à différencier le risque en fonction de la période de l'année.

Le fait de ne retenir comme variable statistique que le débit maximal annuel (ou saisonnier) est souvent basé sur l'analyse des valeurs extrêmes introduite au début du siècle par Fisher et Tippett [48, 52, 61, 64].

C. LOIS DE PROBABILITÉ UTILISÉES EN HYDROLOGIE

Elles sont très nombreuses (loi normale ou de Laplace-Gauss, loi log-normal ou de Galton, loi de Fuller, lois Gamma, lois de Pearson I et Pearson III, loi de Gumbel, loi de Goodrich, loi de Weibull, etc.). Les plus fréquemment utilisées sont les lois de Gumbel, log Pearson III, log-normal et la loi de Fuller ou exponentielle.

of a design flood. Uncertainties also have an important effect on the economic analysis when flood control functions or optimum spillway size are being evaluated.

B. PROBABILISTIC METHODS USED IN HYDROLOGY [79]

Only the methods used for direct statistical analysis of flood discharges will be examined here. Methods of the “ hydrometeorological ” type which combine statistical analysis of discharge with those of rainfall values are dealt with in § 3.2.

The probabilistic methods used to analyse flood discharges can be classified in three categories :

- stochastic or time series methods;
- renewal-type or partial duration series methods;
- fixed sampling or annual series methods, of the annual maxima type.

a) Stochastic or time series methods [29, 163] statistically model the processes by associating them with time. They are very useful for studying, by simulation, series of complex variables.

b) Renewal or partial duration series methods [13, 34, 99] are usually applied to the population of discharges discretised on a daily time step, and deal with all the discharges which exceed a selected threshold. In this way, all the large discharges are contained in the sample, whereas the smallest ones are excluded, thus making it possible to improve the homogeneity of the population processed. Two variates are successively combined :

- the occurrence of discharges exceeding a threshold, S_0 ;
- the range of the discharges in relation to the threshold, S_0 .

The threshold, S_0 , chosen must be high enough for two successive discharges exceeding S_0 to be considered as independent, but also low enough to provide a sample size of discharges which will ensure sufficient robustness in the statistical estimations. Independently of these two constraints, the choice of the threshold, S_0 , should be made in such a way that the two above mentioned variates are appropriate for the law of probability used.

c) Sampling or annual series methods are the simplest ones to use and the most frequently applied. They are usually based on direct fitting of a given probability model to the maximum annual discharges or to the maximum discharges of a given season when it is required to determine the risk according to the time of the year.

The consideration of only the maximum annual (or seasonal) discharge as a statistical variable is often based on the analysis of extreme values introduced at the beginning of the century by Fisher and Tippett [48, 52, 61, 64].

C. LAWS OF PROBABILITY USED IN HYDROLOGY

There are many different theoretical probability distributions or laws used in hydrology, such as : normal or Laplace-Gauss; lognormal or Galton; Fuller; Gamma; Pearson I and Pearson III; Gumbel; Goodrich; Weibull. The most commonly used are Gumbel, log Pearson III, lognormal, and Fuller or exponential.

Ces lois de probabilité comportent généralement deux ou trois paramètres qui peuvent être estimés par différentes méthodes (moindres carrés, moments, maximum de vraisemblance, maximum d'entropie, etc.).

L'objectif du présent bulletin n'est pas de définir l'expression mathématique et l'application de ces lois à l'analyse statistique des phénomènes hydrologiques. A cet effet, le lecteur pourra se reporter aux ouvrages spécialisés cités dans les références bibliographiques. On insistera, par contre, sur les critères susceptibles de guider le choix d'une loi, sur les erreurs d'échantillonnage et sur les limites d'utilisation des lois statistiques pour l'analyse des débits de crue pour l'estimation des crues de projet des grands barrages.

Les différentes lois de probabilité conduisent généralement à des résultats voisins pour des durées de retour inférieures ou légèrement supérieures à la durée des observations. Par contre, pour des durées de retour supérieures au double de la durée des observations, comme c'est généralement le cas pour les barrages, des écarts importants peuvent être constatés entre les résultats de l'application de ces différentes lois et ces écarts croissent avec la durée de retour.

D. CRITÈRES DE CHOIX D'UNE LOI DE PROBABILITÉ

Parmi les nombreux tests statistiques d'ajustement permettant de juger de l'adéquation d'une loi de probabilité à une variable donnée, on distingue :

- les tests dits « paramétriques » permettant de tester la valeur des paramètres caractéristiques de la loi;
- les tests « non paramétriques » permettant de tester le comportement d'ensemble de la loi par rapport aux observations. Les tests non paramétriques les plus utilisés en hydrologie sont, dans l'ordre décroissant d'importance :
 - le test du χ^2 (chi deux) ou test de Pizzetti-Pearson;
 - le test des suites ou de Kolmogorov-Smirnoff;
 - le test de W_n^2 d'Anderson.

Ces différents tests permettent d'accepter ou de rejeter l'hypothèse d'appartenance d'une population de débits à une loi donnée en fonction d'un seuil de tolérance qu'on se fixe *a priori*, mais, par contre, ils ne permettent en aucun cas d'affirmer que la loi testée rend effectivement compte du phénomène physique analysé, quelle que soit la durée de retour.

Ce qu'on peut faire de mieux est de choisir dans le catalogue des lois de distribution un sous-ensemble qui puisse valablement décrire le comportement aléatoire des crues en général ou dans une région particulière, et d'utiliser un critère de choix fondé sur la théorie de l'information, tel que le « bootstrapping » (*) ou les critères d'information d'Akaike ou de Bayes afin de sélectionner les lois appropriées.

Lorsqu'on dispose de données obtenues sur des bassins versants de caractéristiques morphologiques analogues et soumis à des précipitations de même nature, une analyse régionale permet souvent de consolider l'information déduite de tests

(*) Le « bootstrapping » est une technique statistique utilisée pour déterminer les intervalles de confiance d'une loi.

These probability distribution functions have either two or three parameters which can be estimated by different methods (least squares, moments, maximum likelihood, maximum entropy, etc.).

The aim of this Bulletin is not to define the mathematical expression and the details of the application of these laws to the statistical analysis of hydrological phenomena. For this purpose, the reader can refer to the specialised references listed. Emphasis will be placed instead on the criteria that can guide the choice of a model, on the sampling errors and on the limits of use of statistical distributions for the analysis of flood discharges for estimation of design floods appropriate for large dams.

The various probability models generally lead to similar results for return periods which are shorter or slightly longer than the period of observations. On the other hand, for return periods of more than twice the period of observations, as is generally the case for dams, significant deviations can be seen between the results of the application of the different models, and these deviations increase with the length of the return period.

D. CRITERIA FOR CHOICE OF A PROBABILITY MODEL

Among the numerous statistical goodness of fit tests to determine whether a given distribution function is suitable for a given variable, one can distinguish :

- the so-called “ parametric ” tests, making it possible to test the value of the characteristic parameters of the model;
- the “ non-parametric ” tests, making it possible to test the overall behaviour of the model in relation to the observations. The non-parametric tests most often used in hydrology are, in decreasing order of importance :
 - Chi square, or Pizzetti-Pearson test;
 - Sequence or Kolmogorov-Smirnoff test;
 - Anderson W_n^2 test.

These different tests make it possible to accept or reject the hypothesis of compliance of a sample of discharges with a given model in accordance with a threshold of tolerance fixed *a priori*; on the other hand, they in no case make it possible to affirm that the tested model is effectively representative of the physical phenomenon being analysed, whatever the return period.

The best that can be done is to select from the repertoire of distribution functions a subset which may arguably describe the probability behaviour of floods in general, or in a region in particular, and use information-based model selection criteria like bootstrapping or the AIC or BIC (Akaike or Bayesian Information Criterion) to choose appropriate models.

When data have been obtained in catchment areas with similar morphological features and rainfall conditions, a regional analysis often makes it possible to consolidate the information from statistical tests on a single sample of data relating

statistiques élaborés à partir d'une population de données relative à une seule station. On peut alors en déduire qu'une loi statistique est valable pour une durée de retour sensiblement supérieure à la durée des observations effectuées dans chacun des bassins versants considérés. Il faut toutefois être très prudent dans le choix des bassins versants supposés comparables et susceptibles de faire l'objet d'une telle analyse régionale.

L'existence de valeurs exceptionnelles (outliers) peut toutefois gêner considérablement le choix et l'ajustement d'une loi de probabilité; dans ce cas, le recours à une méthode du type « renouvellement », prenant en compte un plus grand nombre d'observations plus homogènes (parce que toutes supérieures au seuil S_0), peut être mieux adapté au problème posé. Une autre approche consiste à effectuer l'analyse en tenant compte ou non des « outliers », de manière à définir un éventail des probabilités. Un grand intérêt s'est manifesté récemment parmi les statisticiens dans le domaine de la détection des « outliers ». De nouvelles méthodes sont actuellement disponibles en hydrologie stochastique.

En définitive, la meilleure adéquation d'une loi de probabilité par rapport à une autre résulte davantage du nombre de ses validations, dans une région climatique donnée, que de sa justification expérimentale tant que celle-ci n'aura pu être établie sur une longue période d'observations.

E. EXTRÊME VARIABILITÉ DES DÉBITS [36]

Deux exemples d'occurrence de crues très supérieures aux crues maximales observées sont présentés graphiquement sur les Fig. 8 et 9. Ces exemples illustrent l'extrême variabilité des débits de crue et les conséquences éventuelles du fait de se baser sur les débits de pointe historiques pour la conception d'ouvrages de maîtrise des crues à haut risque.

Rivière Pecos (Fig. 8). — Une station de jaugeage a été installée en 1901 sur la rivière Pecos près de la ville de Comstock (Texas, États-Unis) et le débit mesuré correspond à un bassin versant de 91 070 km². Durant les 53 premières années d'observation de l'échelle, le débit de pointe maximal annuel enregistré était de 3 285 m³/s en 1932. En juin 1954 se produisit une averse exceptionnelle centrée sur les 6 475 km² de la partie inférieure du bassin, juste à l'amont de l'échelle de Comstock. Cette forte précipitation engendra un débit de pointe mesuré de 26 850 m³/s. Cette crue était environ neuf fois plus élevée que toutes celles observées durant les 53 années précédentes.

Station de Plum Creek (Fig. 9). — Un des exemples les plus significatifs concernant le dépassement des débits connus par les observations antérieures a été la crue du 16 juin 1965 à Plum Creek (Colorado, États-Unis). Un violent orage s'est produit au centre du bassin versant de 782 km² sur les contreforts des Montagnes Rocheuses au Colorado. On a mesuré un débit résultant de cet orage de 4 360 m³/s. Des mesures systématiques de débit à la station de Plum Creek près de Louviers, observée depuis 1942, conduisaient à un débit maximal de 218 m³/s. La crue de 1965 était environ 22 fois plus grande que ce qui avait été observé pendant les 23 années précédentes durant lesquelles l'échelle limnimétrique était exploitée.

F. INCERTITUDES D'ÉCHANTILLONNAGE ET INTERVALLES DE CONFIANCE [10, 11, 14, 27, 79, 82, 83, 118, 156]

Ayant choisi la loi de probabilité susceptible de représenter de la manière la plus

to one station. It can then be assumed that a statistical model is valid for a return period appreciably greater than the period of the observations in each of the catchment areas considered. Great care must nevertheless be taken in the choice of the catchment areas assumed to be comparable and suitable for inclusion in such a regional analysis.

The existence of some exceptional values (outliers) can sometimes considerably hinder the choice and the fitting of a probability distribution; in this case it may be more convenient to use a partial duration series method taking into account a larger number of observations and more homogeneous ones (since they are all above the threshold S_0). Another approach would be to carry out the analysis with and without the outliers as to define a fan of probabilities. Recently, there has been much interest among statisticians in the problem of outliers detection. New methods are readily available to the stochastic hydrologist.

Ultimately, the better suitability of one probability law compared with another can be more a result of the number of validations it may have received in a given climatic region than for its experimental justification, except where such justification can be based on a long period of observations.

E. EXTREME VARIABILITY OF STREAMFLOW [36]

Two examples where floods were much greater than previous maximum recorded floods are graphically presented in Fig. 8 and 9. These examples illustrate the extreme variability of flood flows and the potential consequences of relying on historic peak discharges as a basis for design of high hazard water control structures. The two examples are discussed in the following paragraphs.

Pecos River (Fig. 8). — A stream gauge was installed on the Pecos River near Comstock, Texas, USA, in 1901, to measure runoff from a 91 070 km² area of the Pecos River Drainage Basin. During the first 53 years the gauge was in operation, the highest annual peak flow recorded was 3 285 m³/s in 1932. In June 1954, a major storm event centered over the lower 6 475 km² of the basin immediately above the Comstock gauge. This severe rainfall event produced a measured peak discharge of 26 850 m³/s. This event was almost nine times higher than any recorded event in the previous 53 years.

Plum Creek (Fig. 9). — One of the most significant examples in terms of exceedence of previously experienced discharges was the June 16, 1965 flood on Plum Creek, Colorado, USA. A severe storm occurred over this 782 km² drainage area in the foot-hills of the Colorado Rocky Mountains. The resulting discharge from this storm was measured at 4 360 m³/s. Systematic measurements of streamflow at the Plum Creek near Louviers gauge since 1942 had yield a maximum peak discharge of 218 m³/s. The 1965 event was about 22 times larger than had been experienced in the previous 23 years of operation of the gauge.

F. SAMPLING UNCERTAINTIES AND CONFIDENCE LIMITS [10, 11, 14, 27, 79, 82, 83, 118, 156]

Once the most appropriate probability model for representing a population of

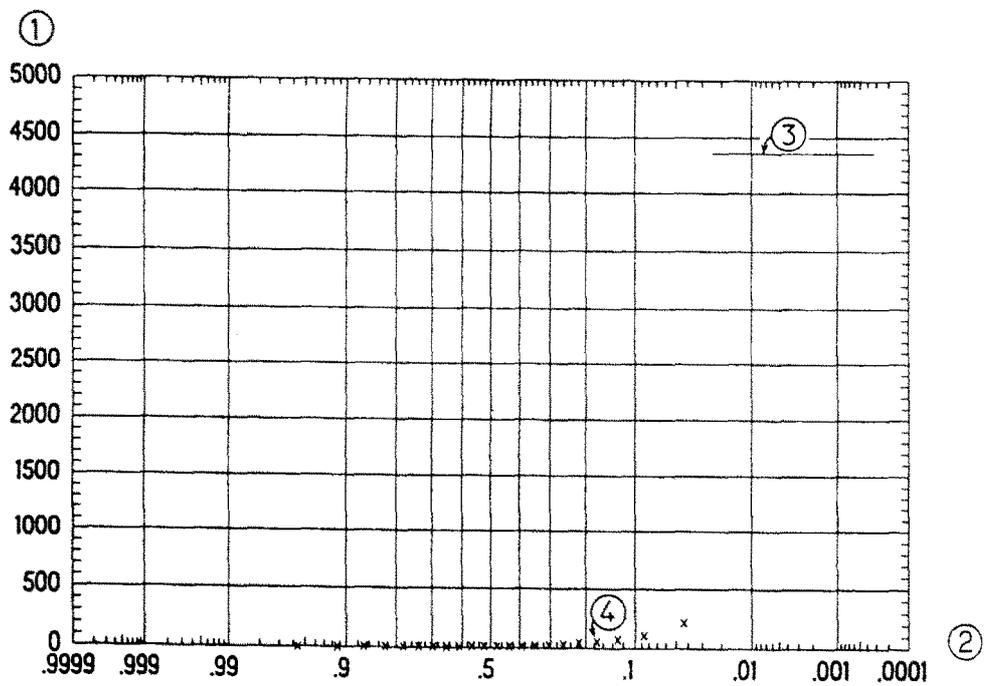
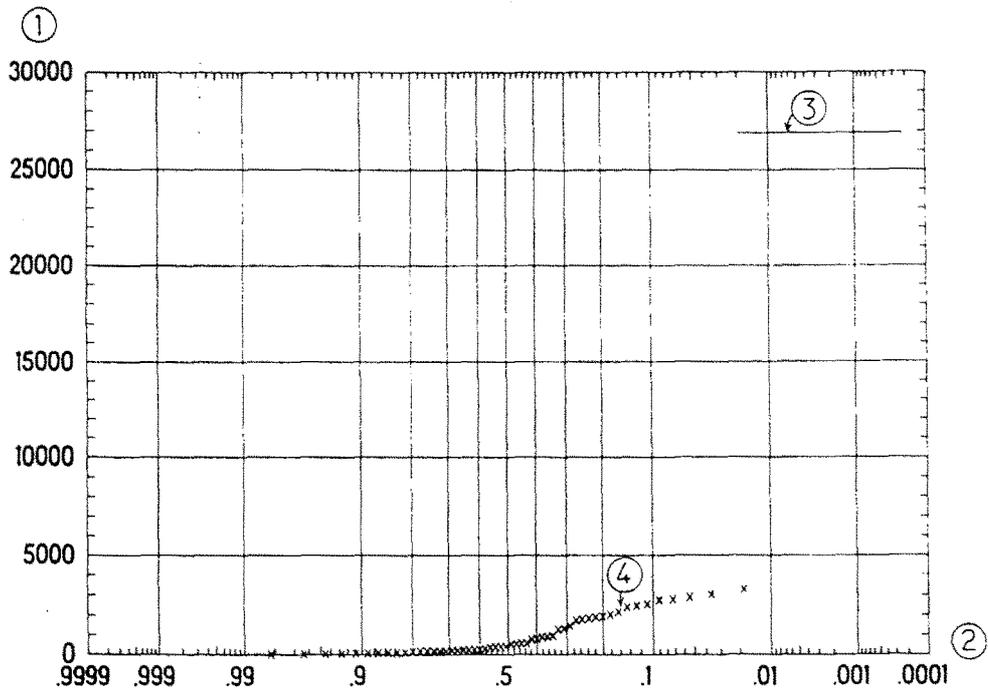


Fig. 8

Discharge probability relationship. Pecos River near Comstock, Texas.
Probabilité d'occurrence des débits. Rivière Pecos près de Comstock, Texas.

- | | |
|--|---|
| (1) Peak discharge in m^3/s . | (1) <i>Débit de pointe en m^3/s.</i> |
| (2) Probability of discharge being equalled or exceeded in any given year. | (2) <i>Probabilité pour que le débit pendant une année donnée soit égal ou supérieur.</i> |
| (3) June 1954 flood : 26 850 m^3/s . | (3) <i>Crue de juin 1954 : 26 850 m^3/s.</i> |
| (4) Records 1900-1953. | (4) <i>Observations de la période 1900-1953.</i> |

Fig. 9

Discharge probability relationship. Plum Creek near Louviers, Colorado.
Probabilité d'occurrence des débits. Plum Creek près de Louviers, Colorado.

- | | |
|--|---|
| (1) Peak discharge in m^3/s . | (1) <i>Débit de pointe en m^3/s.</i> |
| (2) Probability of discharge being equalled or exceeded in any given year. | (2) <i>Probabilité pour que le débit pendant une année donnée soit égal ou supérieur.</i> |
| (3) June 16, 1965 flood : 4 360 m^3/s . | (3) <i>Crue du 16 juin 1965 : 4 360 m^3/s.</i> |
| (4) Records 1942-1964. | (4) <i>Observations de la période 1942-1964.</i> |

adéquate une population de débits de crue, il est facile de constater que l'estimation des paramètres de la loi dépend de la taille de l'échantillon analysé. Il suffit de sélectionner quelques sous-échantillons de la période d'observation des débits pour constater que l'estimation des paramètres peut être très sensiblement différente. Les écarts ainsi observés résultent des incertitudes ou « erreurs » d'échantillonnage.

La fiabilité des estimations, exprimée par l'intervalle de confiance, sera donc fonction de la taille de l'échantillon. Par exemple, dans le cas de la loi de Gumbel, une des plus utilisées pour l'estimation des valeurs extrêmes telles que les crues, les tables dressées par Bernier et Veron [14] permettent de calculer les intervalles de confiance à 70 % et 95 %. On trouve ainsi que, pour un échantillon de débits de taille $n = 50$, une valeur $q = 2\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ du débit de durée de retour $T = 1\,000$ ans et un écart-type $\sigma = 350 \text{ m}^3/\text{s}$, l'intervalle de confiance à 95 % du débit de la crue millénaire serait compris entre 2 000 et 3 200 m^3/s . Cet exemple permet de constater la fragilité des extrapolations vers des fréquences rares à partir d'un échantillon ne contenant qu'un nombre de débits forcément limité.

G. ANALYSES RÉGIONALES

Comme il a été signalé précédemment, l'extrapolation vers de grandes périodes de retour nécessite de disposer de longues séries homogènes de données dans la mesure où on ne dispose que des données obtenues sur le site. Diverses méthodes d'analyse régionale ont été proposées pour réduire l'influence des erreurs sur les données locales et des valeurs exceptionnelles (outliers) et pour utiliser systématiquement l'information fournie par d'autres stations. Une des principales analyses récentes de ce type a été mise au point au Royaume-Uni [107].

Actuellement, la méthode la plus utilisée pour l'analyse régionale est la méthode des indices de crue [39] qui suppose que la « courbe de croissance » des crues $Q(T)/Q_m$ (où $Q(T)$ est la crue de période de retour T et Q_m est la moyenne des crues annuelles) est une caractéristique régionale, tandis que la moyenne des crues annuelles Q_m est calculée à partir des données locales. La « courbe de croissance » est déterminée à partir d'une analyse fréquentielle régionale portant sur les échantillons d'indices de crues (rapports des crues annuelles à leur moyenne), tandis que Q_m est estimé à partir des observations locales ou déduit de formules basées sur les caractéristiques du bassin versant et des précipitations.

En raison de la grande quantité de données disponibles, l'analyse régionale peut utiliser des distributions statistiques comportant un nombre de paramètres inconnus plus élevé que l'analyse portant sur les données d'une seule station; des distributions comportant jusqu'à quatre paramètres ont été utilisées, telles que la distribution Wakeby [73] et la distribution TCEV (Two-Component Extreme Value) [130].

H. REMARQUES SUR LES MÉTHODES D'AJUSTEMENT DES DÉBITS DE CRUE À UNE LOI STATISTIQUE

En raison du nombre et de la diversité des lois de probabilité dont dispose l'hydrologue, les méthodes d'ajustement des débits de crue à une loi statistique peuvent s'appliquer, en principe, à tous les types de bassins versants et de caractéristiques climatiques.

Sur les grands bassins dont les axes de drainage sont constitués par des fleuves importants, on dispose souvent de longues séries de mesure de débits. La taille

flood discharges has been chosen, the estimation of the parameters of the model is sensitive to the size of the sample analyzed. It is only necessary to select short samples from the period of observation of discharges to see that the estimated values of the parameters can change dramatically. The differences thus observed are the result of the sampling uncertainties or “ parameter estimation errors ”.

The reliability of the parameter estimates, expressed by the confidence interval, will therefore depend on the size of the sample. In the case of the Gumbel law, which is one of the methods most frequently used for the estimation of extreme values such as floods, the tables drawn up by Bernier and Veron [14] make it possible to calculate the 70 % and 95 % confidence limits. For example in the case of a sample of discharges of size $n = 50$, with an estimated value $q = 2\,500\text{ m}^3/\text{s}$ for the discharge with a return period $T = 1\,000$ years and a standard deviation $\sigma = 350\text{ m}^3/\text{s}$, the 95 % confidence interval would be between 2 000 and 3 200 m^3/s . This example shows the fragility of extrapolations towards rare frequencies from a sample which only contains a necessarily limited number of discharges.

G. REGIONAL ANALYSIS

As pointed out in the preceding section, extrapolation to high return periods requires long, homogeneous data series if only at-site data are utilized. To reduce the influence of local data errors and outliers, and to systematically utilize information from other sites, various methods of regional analysis have been developed. One of the early major analyses of this type was the UK study by the National Environmental Research Council [107].

At present, the most used method for regional analysis is the index flood method [39], which presumes that the growth curve of the flood $Q(T)/Q_m$ (where $Q(T)$ is the flood with T year return period and Q_m is the mean annual flood) is a regional feature, while the mean flood Q_m is determined from site specific data. The growth curve is determined by regional frequency analysis on the index flood series (annual flood divided by mean flood), while Q_m is estimated from local observations, or formulas based on catchment and precipitation characteristics.

Due to the larger amount of data available, regional analysis can use distributions with a large number of unknown parameters than at-site analysis; distributions with up to four parameters like the Wakeby [73] and the Two-Component Extreme Value Distribution [130] have been used.

H. COMMENTS ON FLOOD FREQUENCY ANALYSIS

Owing to the number and the wide range of probability distributions available to the hydrologist, the methods of fitting models to flood discharges can theoretically be applied to all types of catchments and climates.

For large catchments where the drainage areas are formed by large rivers, there are often long series of discharge measurements available. The large size of the data

importante de l'échantillon des données devient alors un gage de la qualité des estimations déduites des méthodes d'ajustement des débits de crue à une loi statistique.

On rappellera enfin que ces méthodes n'échappent pas à toutes les incertitudes inhérentes à toute science de la nature, à savoir :

a) Les erreurs systématiques sur les débits mesurés résultant des erreurs sur le tarage de la station de mesure et de l'extrapolation douteuse de la courbe d'éta-lonnage. Ce dernier facteur peut devenir très pénalisant sur les cours d'eau pré-sentant des variations rapides des débits et pour lesquels l'organisation des jau-geages ne permet pas toujours de répondre rapidement à de telles variations. La mesure des débits des très grandes crues est souvent rendue impossible en raison du climat de catastrophe et de l'atmosphère de crise imposés par les inondations provoquées par la crue.

b) L'hétérogénéité des données résultant des modifications apportées aux conditions d'écoulement par des aménagements (barrages, endiguements, recalibra-ges, construction d'ouvrages d'art, ...) ou par des interventions modifiant les caractéristiques du bassin versant (urbanisation, imperméabilisation des sols, déboi-sement, mise en culture, ...).

c) Données provenant d'un mélange de population. Dans certaines régions, les crues peuvent résulter de deux ou plusieurs causes. Par exemple, dans la région Nord-Ouest des États-Unis, les crues peuvent résulter d'averses hivernales ou de la fonte des neiges au printemps. Le mélange des données provenant de ces deux types d'événements conduit souvent à une distribution sur laquelle il n'est pas facile d'ajuster une loi simple. On peut être contraint de recourir à un mélange de lois avec toutes les difficultés que cela peut entraîner. Dans certains cas, des courbes fré-quentielles distinctes doivent être tracées pour chaque catégorie d'événements et la courbe définitive doit résulter de la composition des probabilités.

d) L'inadéquation de la loi de probabilité utilisée. Si, pour les fréquences correspondant à des durées de retour inférieures à quelques centaines d'années, l'analyse régionale doit permettre une validation de la loi utilisée, on ne peut éviter une très large incertitude dans les très faibles fréquences qui sont celles couramment adoptées pour les crues de projet des barrages.

e) Les incertitudes ou « erreurs » d'échantillonnage sont souvent la cause la plus importante de la fragilité des estimations. La prise en compte de séries d'observa-tions différentes, mais susceptibles néanmoins d'être corrélées entre elles sur une période commune, permet de tester la sensibilité des fluctuations d'éta-lonnage. De manière analogue, lorsque la période d'observation est courte, la prise en compte du maximum de données, par exemple le débit maximal de chaque mois et le regroupement des mois en saisons homogènes [14], peut permettre de diminuer les incertitudes d'échantillonnage.

Lorsqu'on utilise de courtes séries de données, plusieurs méthodes d'estimation conduisent à une estimation de la crue de projet qui, en moyenne, correspond à une plus grande probabilité de dépassement. Ce point a été signalé par Kendall dans les années cinquante; il a proposé, pour la loi de Gumbel, des facteurs de fréquence dépendant de la taille des échantillons [65, 107]. De nouvelles méthodes, telle que la méthode des moments pondérés par les probabilités, ont été proposées pour fournir de meilleures estimations et réduire de tels biais [71].

sample then provides a greater confidence of the quality of the estimations deduced from a statistical model.

In summary, it should be remembered that these methods are not free from all the uncertainties inherent in any science of nature, i.e. :

a) Systematic errors in the measured discharges resulting from errors in the rating of the control section and from questionable extrapolation of the calibration curve. The latter can become a critical factor when dealing with streams with rapid variations in discharge, that may be difficult to cope with in the organization of the gauging operations. Measurement of the discharges of very severe floods is often rendered impossible owing to the disaster conditions and the emergency situation caused by the resulting flooding.

b) Heterogeneity of data resulting from modifications of the flow conditions due to development works (dams, embankments, regauging, construction works, etc.) or to land use changes modifying the characteristics of the catchment (urban development, deforestation, cultivation, etc.).

c) Data from mixed populations. In some areas, floods may result from two or more causative conditions. For example, in the Northwestern US, floods can be caused by winter rainstorms or spring snowmelt. Mixing of data from the two types of events often produces a frequency curve that is not amenable to fitting by a simple probability model. One may need to resort to mixture distributions and all the difficulties that entails. For some locations, separate frequency curves must be developed for each causative condition and the final discharge frequency relationship must be based on combined probability theory.

d) Inadequacy of the probability model used. Although for frequencies with return period less than a few hundred years the regional analysis should ensure validation of the model used, it is not possible to avoid a very large degree of uncertainty for the very low frequencies usually associated with dam design floods.

e) Sampling uncertainties or “ parameter estimation errors ” are often the most important cause of the uncertainty of estimations. By taking into account different series of observations which can nevertheless be correlated over a common period, it is possible to test the sensitivity of the calibration to fluctuations. Similarly, when the period of observation is short, by taking into account a maximum number of data, for example by using the maximum discharge of each month, and by grouping the months into homogeneous seasons [14], it may be possible to reduce the sampling uncertainties.

When applied to small data sets, many of the standard parameter estimation methods will yield design flood estimates that on the average give higher than expected exceedence probabilities. This was recognized by Kendall in the fifties; he introduced sample size dependent frequency factors for the Gumbel distribution [65, 107]. New estimation methods, like the probability weighted moments method, have been claimed to give more efficient estimates and reduce such bias [71].

I. CONCLUSIONS

L'application des lois statistiques classiques à l'échantillon des débits observés pour estimer les crues de fréquence rare comporte dans son principe l'extrapolation des débits bien au-delà de l'échantillon; cette extrapolation ne comporte théoriquement pas de limite supérieure, ce qui semble être en contradiction avec le phénomène physique de formation des crues. En réalité, l'extrapolation est justifiée jusqu'à une durée de retour de l'ordre de grandeur du nombre d'années-stations ayant permis d'établir la loi statistique, puis de vérifier son adéquation. Une telle durée de retour peut, dans certains cas, être du même ordre de grandeur que celle retenue pour la crue de projet.

Les inconvénients rencontrés dans l'analyse statistique des crues existent également dans l'analyse statistique des pluies (cf. § 3.2.1. B); en outre, il faut reconnaître que, pour obtenir un débit, la pluie génératrice doit subir des transformations complexes et variées (cf. § 3.2.2.).

3.2. MÉTHODES BASÉES PRINCIPALEMENT SUR LA CONNAISSANCE DES PLUIES

3.2.1. Analyse des pluies (Méthode de la PMP. Analyse statistique des pluies)

A. MÉTHODE DE LA PMP [28, 33, 36, 69, 162]

a) Introduction - Définitions

La Pluie Maximale Probable (PMP) est définie comme étant « théoriquement la plus forte précipitation d'une durée déterminée, qui est physiquement possible sur une surface donnée, dans un site géographique particulier et à une certaine époque de l'année » [162].

Il s'agit là d'une définition conceptuelle et, par conséquent, les valeurs qui en dérivent évoluent avec les progrès de la connaissance des phénomènes atmosphériques. Ces valeurs sont également sujettes à des modifications liées aux variations climatiques à long terme. Toutefois, dans la pratique, ces variations de tendance climatique sont généralement ignorées, car elles sont lentes et leur influence est faible en comparaison des autres incertitudes.

L'application de la définition ci-dessus à une PMP susceptible d'être utilisée à des fins de projet nécessite une interprétation par des hydrométéorologues et des ingénieurs compétents. Certaines de ces interprétations sont subjectives et peuvent conduire à différentes valeurs de la PMP. Les procédés d'estimation de la PMP sont examinés dans les paragraphes suivants afin de fournir au lecteur quelques explications de base sur des approches différentes mais tout aussi valables.

En procédant à l'estimation de la PMP sur un bassin versant, les accroissements des précipitations sont normalement distribués en fonction du temps d'une manière conforme à la séquence chronologique observée pendant une averse réelle. La pratique standard utilisée aux États-Unis, mais pas nécessairement dans d'autres pays, consiste à conserver la valeur de la PMP pour chaque pas de temps, c'est-à-dire que toute séquence de n accroissements doit être constituée des n valeurs les plus élevées.

I. CONCLUSIONS

The application of conventional statistical models to the sample of observed discharges in order to estimate floods of rare frequency entails the principle of extrapolation with no theoretical upper limit. This seems to be at variance with the physical phenomenon of flood generation. In fact, the extrapolation is justified up to a return period about equivalent to the number of station-years which have been used to fit the selected statistical distribution and then to verify its adequacy. In some cases, this may be of the same magnitude than the selected return period for the design flood.

Drawbacks encountered in the statistical analysis of floods are also found in rainfall analysis (cf. § 3.2.1.B); furthermore, recognition must always be given to the fact that rainfall needs to be transformed by various complex hydrological processes before obtaining river flow (cf. § 3.2.2.).

3.2. METHODS BASED MAINLY ON RAINFALL DATA

3.2.1. Rainfall analysis (PMP method, Statistical analysis of rainfall)

A. PMP METHOD [28, 33, 36, 69, 162]

a) Introduction - Definitions

The Probable Maximum Precipitation (PMP) is defined as “ the theoretically greatest depth of precipitation for a given duration that is physically possible over a given size storm area at a particular geographic location at a certain time of year ” [162].

This is a conceptual definition which results in changes of the values derived as knowledge of atmospheric processes increases. Also these values are subject to change from long-term climatic variations; but practically, since climatic trends progress slowly and their influence is small compared to other uncertainties, they are generally ignored.

Translation of the above conceptual definition into a PMP which can be used for design criteria requires interpretation by competent hydrometeorologists and engineers. Some of these interpretations are subjective and can result in different estimates of PMP. Procedures for estimating the PMP are discussed in the following sections to provide the reader with some basic understanding of different, but equally valid, approaches.

In applying PMP estimates to a drainage basin, the incremental precipitation values are normally arranged in a temporal distribution that agrees with the chronological sequence observed during an actual storm. The standard practice in the US, but not necessarily in other countries, is to maintain PMP magnitude for all durations, i.e., any sequence of n incremental amounts should consist of the n highest values.

Les conditions météorologiques antérieures à la PMP sont importantes pour définir les caractéristiques de la crue maximale probable (PMF). La raison physique justifiant l'influence de la crue antérieure résulte du fait que les conditions atmosphériques qui contribuent à la production d'une précipitation sur une surface donnée persistent souvent pendant une longue période de temps. La détermination de l'importance et de la durée de l'averse antérieure et de l'intervalle de temps entre cette averse et la PMP est difficile, en raison de la grande variabilité des phénomènes atmosphériques. Très peu d'études ont été faites et, en attendant qu'un plus grand nombre soient entreprises, les caractéristiques de la précipitation antérieure doivent être basées sur les estimations faites à partir des épisodes pluvieux observés.

b) Durée critique

Pour un bassin versant donné, il existe une PMP qui produira la crue critique au site du barrage. Pour choisir cette PMP, il faut définir les hydrogrammes de ruissellement résultant de PMP de différentes durées, et parfois en distinguant plusieurs saisons, et les injecter dans chacun des réservoirs amont et dans le réservoir constitué par la future retenue du barrage projeté. Une PMP de courte durée peut résulter d'une averse isolée alors qu'une PMP de longue durée peut résulter d'une averse isolée ou d'une séquence d'averses. Par exemple, des averses orageuses ont de grandes chances de fournir des PMP relatives à des surfaces inférieures à environ 1 000 km² pour des durées inférieures à 6 heures. Des averses généralisées, comprenant souvent des averses orageuses, produisent des pluies moins intenses en moyenne mais dont la durée plus longue et l'extension plus grande conduisent à des hauteurs pluviométriques totales plus élevées pour des durées supérieures à 6 heures et pour de grandes surfaces.

Le principe de base pour la détermination de la durée critique est que cette durée doit être suffisamment longue pour que tous les accroissements de précipitation nette puissent être incorporés dans le calcul de l'hydrogramme final. Ceci est réalisé dans les meilleures conditions en considérant la séquence complète de la pluie et les estimations des pertes pour déterminer à quel moment se produit la fin de la précipitation efficace.

c) Méthodes d'estimation de la PMP

Les données sur les averses observées et un raisonnement météorologique sont utilisés dans une approche déterministe pour permettre d'estimer la PMP. En raison de l'absence de mesures suffisantes pour définir l'origine des fortes précipitations d'une averse isolée (convergence, mouvements ascendants, condensation, etc.), l'observation des averses est un moyen indirect de mesure de la potentialité maximale de ces conditions. On peut supposer qu'en associant des précipitations importantes observées aux conditions maximales d'humidité, il sera possible de déterminer la précipitation maximale liée à un événement pluviométrique particulier. En associant la transposition d'averses et des techniques de courbes enveloppes pour compenser l'absence de données suffisantes sur les averses, il est possible d'obtenir le niveau de la PMP.

Dans certains pays, on a déterminé et publié des estimations de la PMP généralisées. A partir de ces publications on peut calculer en un lieu quelconque des PMP de différentes durées pour une surface de taille donnée. Si nécessaire, on peut ainsi dresser une carte synthétique des isohyètes de PMP, superposée à la carte du bassin versant pour obtenir une estimation moyenne de la PMP sur le bassin.

The meteorological conditions antecedent to the PMP event are important in defining the characteristics of the PMF series. The physical basis for the antecedent flood is founded in the fact that atmospheric conditions conducive for precipitation over an area often persist for extended periods of time. The determination of the magnitude and duration of the antecedent storm and dry interval between it and the PMP event is difficult to specify because of the extreme variability exhibited in the atmosphere. Only a few definitive studies have been conducted and, until more are undertaken, antecedent precipitation criteria will have to be based on estimates made from observed precipitation episodes.

b) Critical duration

For each drainage basin there is a PMP which will produce a critical flood at the damsite. To select the PMP which produces the critical flood, the runoff hydrographs resulting from PMP of various durations and sometimes more than one season should be determined and routed through any upstream reservoirs and the project reservoir. A short duration PMP may result from a single storm and a long duration PMP may result from a single or sequence of storms. For example, thunderstorms are very likely to provide PMP over an area smaller than about 1 000 km² for durations shorter than 6 hours. General storms, which often include thunderstorms in some parts of the world, produce less intense rainfall on the average, but their longer life and greater areal coverage result in greater rainfall amounts for durations greater than 6 hours and for large areas.

The general guideline for determining the critical duration is that the duration should be long enough to allow all increments of excess precipitation to be included in the final hydrograph computation. This is best accomplished by examining the total rainfall sequence and loss rate assumptions to determine where the end of excess precipitation occurs.

c) Methodologies for PMP estimates

Observed storm data and meteorological reasoning are used in the deterministic approach to develop estimates of PMP. Due to the lack of sufficient measurements that define the causative nature (convergence, vertical motions, condensation, etc.) of severe precipitation in an individual storm, observed storm areal rainfall is used as an indirect measure of the maximum potential of these conditions. It is assumed that by adjusting observed severe precipitation amounts to maximum moisture conditions, the greatest precipitation potential for a particular storm event can be determined. Storm transposition and envelopment techniques are incorporated to achieve the level of PMP, to compensate for the lack of an adequate storm data base.

In certain countries, generalized PMP estimates have been developed and published. Using these publications one can develop PMP for various durations and storm area sizes at any location. If necessary, a synthetic PMP isohyetal map can be constructed and superimposed on the drainage basin to provide a basin average PMP estimate.

Lorsque les cartes de PMP généralisées ne sont pas disponibles, une méthode couramment utilisée consiste à transposer des averses historiques majeures depuis le point où elles se sont réellement produites jusqu'au droit du bassin versant du barrage projeté. Cette transposition nécessite une étude météorologique approfondie des événements pluviométriques majeurs qui se sont produits dans la région entourant le bassin versant. Si le bassin versant est très grand, l'étude régionale pourra concerner plusieurs centaines de milliers de kilomètres carrés.

Les facteurs à prendre en considération pour la transposition sont trop nombreux pour être explicités en détail dans ce bulletin, mais ils seront mentionnés brièvement afin de faciliter la compréhension. Ces facteurs comprennent l'estimation de l'humidité de l'air, sa maximisation, son ajustement spatial, la maximisation de la vitesse du vent, les effets de barrière, les distributions dans l'espace et dans le temps.

Si les données et les enregistrements disponibles sont insuffisants, il sera nécessaire d'effectuer des analyses supplémentaires pour obtenir la PMP. La maximisation d'une averse isolée et sa transposition sur le bassin versant ne garantissent pas une détermination correcte de la PMP critique. Il est donc généralement recommandé de transposer au moins quatre ou cinq averses de différentes durées avec l'humidité maximale et de prendre la valeur enveloppe pour obtenir la PMP. Le type de méthode d'enveloppe choisie conditionnera le degré de sécurité adopté. Des développements détaillés sur l'approche déterministe d'estimation de la PMP peuvent être trouvés dans [36] et [162].

Une autre méthode utilisée fréquemment, mais beaucoup moins fiable, pour déterminer la PMP est une méthode statistique. Elle est souvent utilisée lorsque certaines données météorologiques, telles que le point de rosée et la vitesse du vent, ne sont pas disponibles mais lorsqu'il existe de nombreuses données de précipitations. Ces méthodes statistiques sont plutôt utilisées pour procéder à une estimation rapide sur des bassins inférieurs à 1 000 km², mais sont parfois utilisées pour des bassins plus étendus.

Une méthode statistique courante est basée sur l'équation générale de fréquence [28] :

$$X_t = \bar{X}_n + K_t S_n$$

avec : X_t = précipitation de période de retour t .

\bar{X}_n = moyenne des précipitations maximales annuelles d'une série de n années.

S_n = écart-type des maxima annuels.

K_t = variable statistique variant selon les différentes lois de distribution ajustées sur les données hydrologiques.

Les valeurs de K_t utilisées dans cette équation sont données en fonction de la durée de la pluie et de la moyenne des valeurs maximales annuelles [69]. Pour obtenir la valeur finale de la pluie, il faut effectuer trois ajustements sur les valeurs de \bar{X}_n et S_n prenant en compte :

- 1) l'effet des pluies extrêmes correspondant à des événements rares;
- 2) l'asymétrie des longues séries d'enregistrement;
- 3) le fait que les précipitations observées sur des intervalles de temps fixes donnent rarement les quantités maximales pour la durée considérée.

A method that is commonly used where generalized PMP maps are not available involves transposition of major historical storms from where they actually occurred to the project drainage basin. Transposition of an historical storm requires an extensive study of the meteorology of major storm events in the region surrounding the basin. If the drainage basin is very large, the study region can involve hundreds of thousands of square kilometers.

The factors requiring consideration for transposition are too numerous to explain in detail in this Bulletin but are mentioned briefly to give the reader some understanding. These include : atmospheric moisture estimation, moisture maximization, wind maximization, moisture adjustment for relocation, elevation adjustment, barrier adjustment, sequential and spatial distributions.

Recognizing that the data and records available may be limited requires that additional analysis may need to be performed to obtain the PMP. Maximizing a single storm event and transposing it to the drainage basin gives no assurance that the critical PMP has been determined. Therefore it is generally recommended that at least 4 or 5 storm events for different durations be transposed and moisture maximized and some envelope be utilized to obtain the PMP. The type of envelope method selected will determine the amount of conservatism adopted. Details on developing the PMP using a deterministic approach can be found in [36] and [162].

Another commonly used but much less reliable method for estimating the PMP is a statistical procedure. A statistical method is often used when meteorological data such as dewpoint and wind speed are not available but where there is a large amount of precipitation data. These methods are most often used to make a quick estimate for basins of less than 1 000 km², but are occasionally used for larger areas. One commonly used statistical method is based upon the general frequency equation [28].

$$X_t = \bar{X}_n + K_t S_n$$

where : X_t = rainfall for return period t ;
 \bar{X}_n = mean of a series of n annual maxima;
 S_n = standard deviation of a series of n annual maxima;
 K_t = frequency factor which varies with the different frequency distributions fitting extreme-value hydrologic data (number of standard deviation).

The values used in this equation for K_t have been derived as a function of rainfall duration and the mean of an annual series [69]. There are three adjustments made to the values of \bar{X}_n and S_n to arrive at a final value of rainfall :

- 1) the effect of extreme rainfall from rare events;
- 2) the effect of skew from longer records and
- 3) the fact that precipitation data recorded for fixed time intervals rarely yield true maximum rainfall amounts for the indicated duration.

Étant donné que l'équation statistique ci-dessus fournit un résultat ponctuel, ce résultat doit être pondéré pour passer à une pluie moyenne sur le bassin versant. Pour opérer cette réduction, on a établi des courbes « hauteur-durée-surface » en fonction du pourcentage de précipitation ponctuelle maximale probable; ces courbes sont généralement désignées par le terme « courbes d'abattement » [33]. Les valeurs ponctuelles sont souvent estimées n'être applicables sans abattement que pour des surfaces comprises entre 1 et 25 km² (fonction de la durée de l'événement pluvieux) et elles ne sont généralement pas extrapolées à des surfaces de plus de 1 000 km² pour lesquelles elles ne sont plus fiables.

d) Effets saisonniers

Sur les bassins versants où la crue maximale peut résulter d'une combinaison de fonte de neige, de fonte de glace et de pluie, il est nécessaire de déterminer les variations saisonnières de la PMP. De telles variations doivent également être prises en compte dans l'étude des projets comportant des capacités de retenue variables selon les saisons.

Par exemple, dans certaines régions de l'hémisphère nord, la PMP peut se produire en juin et le maximum de fonte de neige en avril. Il est alors nécessaire de calculer la PMP du mois d'avril et de la combiner avec une fonte de neige assez élevée, par exemple une fonte de neige d'une période de retour de 50 à 100 ans. Comme c'est la période de l'année qui est la plus critique pour la fonte maximale de neige et la crue pluviale, la méthode usuelle consiste à établir la courbe d'évolution de la PMP pour toute la saison de fonte des neiges.

Dans d'autres régions, des effets saisonniers doivent également être pris en compte. Par exemple, dans les régions équatoriales, les fronts intertropicaux de convergence ont une influence sur l'estimation de la PMP et sur ses relations avec d'autres facteurs hydrologiques.

e) Conclusion

Après avoir déterminé la PMP pour un bassin versant, il faut transformer cette précipitation en crue maximale probable (PMF). Les méthodes utilisées pour cette transformation font l'objet du paragraphe 3.2.2. concernant les méthodes de transformation pluie - débit.

B. ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES [23, 53, 78, 107, 112]

a) Méthodologie

Lorsqu'une région dispose d'un réseau de stations pluviométriques suffisamment dense et de longues séries d'enregistrements (supérieures à 30 ans), on peut obtenir une information utile à partir de l'analyse statistique des pluies. On peut ensuite en déduire une information sur les écoulements et les crues.

L'analyse statistique des pluies est généralement effectuée à partir de séries partielles ou de séries annuelles des précipitations extrêmes. On analyse de cette façon les intensités des pluies de durée donnée (par exemple, 1 heure ou 1 jour). La durée choisie doit être en relation avec la superficie du bassin versant considéré. Ainsi, par exemple, les enregistrements historiques des plus fortes intensités annuelles des précipitations journalières sont extraits et rangés selon leur importance. On ajuste ensuite une fonction de distribution des valeurs extrêmes à cette série de

Since the statistical equation above yields a result for a point location, the result requires reduction to obtain an areal rainfall average over the drainage basin. Curves which relate the percentage of probable maximum point precipitation to depth-area-duration have been developed for this conversion and are generally referred to as area-reduction curves [33]. Point values are often assumed to be applicable to areas up to a number between 1 to 25 km² (according to the duration of the rainfall event) without reduction and usually not extended to areas beyond 1 000 km² because they are generally unreliable.

d) Seasonal effects

In drainage basins where the maximum flood may result from a combination of snowmelt, glacial melt and rainfall, the seasonal variation of PMP must be determined. Seasonal variation may also be required for design of a project with seasonally varying storage.

For example, in some northern hemisphere regions the maximized PMP may occur in June and the maximum snowmelt may occur in April. It is therefore necessary to estimate the maximum PMP in April and combine it with a reasonably high snowmelt event such as one which represents a 50 to 100 year recurrence interval. Since this is the time of year which is most critical for the maximum snowmelt and rain-flood, the usual procedure is to determine the seasonal variation curve of PMP for the entire snowmelt season.

There are seasonal effects in other regions that must also be considered. For example, in equatorial areas intertropical convergence fronts influence PMP estimation and its relationship with other hydrologic factors.

e) Conclusion

Following determination of the maximum PMP for a drainage basin, the precipitation must be transformed to a probable maximum flood (PMF). The methods used to transform the flood are described in § 3.2.2 which describes loss models and transfer function models.

B. STATISTICAL ANALYSIS OF RAINFALL [23, 53, 78, 107, 112]

a) Method

Where a region has a dense rainfall station network, with a reasonable length of record (greater than 30 years), useful information can be obtained from the statistics of the rainfall. This can in turn be used to infer information on river flows and floods.

The rainfall statistics are usually derived from the partial series or annual series of extreme rainfalls. Rainfall intensities of a particular duration (e.g. 1 hour or 1 day) are analysed in this manner. The duration chosen would be related to the catchment area under consideration. As an example, the historical record of the highest annual one day rainfall intensities could be extracted and ranked according to magnitude. This ranked annual series is then fitted to an extreme value frequency distribution. In addition, where a long record of data are available so that homogeneous seasons

valeurs annuelles classées. En outre, lorsqu'on dispose de longues séries de données telles qu'il soit possible de définir des saisons homogènes, il est possible de procéder à une analyse statistique des valeurs maximales pour chaque saison homogène.

Une autre méthode susceptible d'être utilisée consiste à sélectionner les valeurs supérieures à une intensité donnée afin de disposer de séries partielles de valeurs dépassant le seuil que l'on s'est fixé.

b) Distribution fréquentielle

(i) La fonction de distribution la plus couramment utilisée pour l'analyse des valeurs extrêmes est la distribution de Gumbel (utilisée notamment aux États-Unis), mais dans certains continents ou régions on utilise d'autres fonctions de distribution qui peuvent mieux s'ajuster aux données (par exemple les distributions log-Pearson type III et log-normal). Dans chaque cas, ces distributions de fréquence ajustées aux séries de pluies permettent de déterminer les intensités de pluie pour des périodes de récurrence souhaitées. Dans certains cas, l'estimation porte ainsi sur des périodes de retour moyennes supérieures à 1 000 ans et même 10 000 ans. Il s'agit là, bien entendu, d'une extrapolation considérable qui nécessite de disposer d'enregistrements historiques de pluie sur une vaste surface et dans une région météorologiquement stable, c'est-à-dire avec une faible variabilité de la pluviométrie et sans influence d'ouragans ou de cyclones tropicaux, etc. Cette disposition est valable lorsque les averses ont pour origine une seule cause météorologique. Lorsque le processus de formation des averses est perturbé par des ouragans, cyclones, etc., il convient d'en tenir compte en utilisant des lois de distributions mixtes.

(ii) Les fortes averses enregistrées au cours des cyclones, intéressant par exemple une région donnée seulement une fois sur une longue période d'observation, peuvent manifestement entraîner une grande incertitude sur l'extrapolation. Dans de telles régions où se produisent des averses exceptionnelles et dans lesquelles on ne dispose que d'une période d'observation limitée, l'analyse statistique est moins fiable pour l'estimation des crues extrêmes que l'approche déterministe du calcul de la PMP là où on dispose de données météorologiques.

(iii) Dans les régions caractérisées par une grande variabilité de la pluviométrie, comme l'Australie, l'extrapolation n'est effectuée normalement que jusqu'à une période de retour de 100 ans et avec précaution jusqu'à 500 ans. Pour pouvoir extrapoler au-delà de cette limite, il faut entreprendre des études spéciales et utiliser d'autres fonctions de distribution, voire une distribution mixte, en plus de la distribution log-Pearson III. Une distribution mixte permet de séparer la distribution de fréquence ajustée à la population des pluies ordinaires de celle ajustée à la population des ouragans les plus rares ou des cyclones tropicaux [23].

c) Données du projet

(i) De nombreux pays ont effectué l'analyse statistique classique de leurs enregistrements pluviométriques en utilisant une fonction de distribution de fréquences adéquate. La consistance et la longueur d'enregistrement de ces données sont telles qu'elles peuvent être valablement utilisées pour l'estimation des crues.

Pour l'ouest des États-Unis les données sont présentées sous forme de séries d'atlas NOAA [53], alors qu'en Grande-Bretagne elles figurent dans le UK Flood Studies Report [107].

(ii) A titre d'exemple de telles analyses, l'Australie a récemment achevé un système complet et informatisé d'analyse des pluies. L'ensemble de l'Australie fait

can be identified, it is also possible to derive statistics using the maxima of each homogeneous season.

Another approach which can be used is to select values exceeding a selected intensity to provide a partial series or peak over threshold series.

b) Frequency distribution

(i) The most common distribution used for extreme value modelling is the Gumbel distribution (e.g. used in the USA), but in some continents and regions there are other distributions (e.g. log-Pearson type III and log-normal) which may fit the data more satisfactorily. In any event, these frequency distributions, having been fitted to the rainfall series, allow determination of average recurrence intervals of rainfall intensities to be obtained. In some instances, average recurrence intervals up to 1 000 years and even up to 10 000 years are estimated. This is clearly a very large extrapolation, requiring extensive historical rainfall records and a region of stable meteorological influences, i.e. a low variability of rainfall and one not influenced by errant hurricanes or tropical cyclones, etc. This disposition is appropriate where storms are due to one class of mechanism. Where the basic process is contaminated by hurricanes, etc., these must be taken into account by making use of mixture distributions.

(ii) The large rainfalls recorded during hurricanes, for example, which may influence a particular region only infrequently in a long historical record of rainfalls, can obviously cause great uncertainty in any extrapolation. In such regions with possible unusual outlier extreme rains and limited rainfall records, statistical analysis is less reliable in estimating rare floods compared with the deterministic approach for PMP calculation where meteorological data are available.

(iii) In regions with high variability of rainfall such as Australia, extrapolation is only routinely taken to 100 years and with caution to 500 years. For further extrapolation, special studies may be undertaken and other distributions, such as double distribution (or mixture distribution), considered in addition to the usual log-Pearson type III distribution. The double distribution allows separate frequency distributions to be fitted to the population of common rainfalls and to the population of rarer errant hurricanes or tropical cyclones [23].

c) Design data

(i) Most countries have their rainfall records routinely statistically analysed using an appropriate frequency distribution. The density and length of record of these data are such that they are valuable for flood estimation.

In the USA, the data is presented for the Western USA as a series of NOAA Atlases [53], while in the UK it is presented in the UK Flood Studies Report [107].

(ii) As an example of the analysis which can be carried out, Australia has recently completed a comprehensive computerised system of rainfall analysis. The

l'objet du volume 2 de « Australian Rainfall and Runoff » qui contient 100 cartes fournissant une information sur l'intensité des pluies de durée comprise entre 5 minutes et 72 heures. Ces cartes sont également stockées sous forme informatique. Les données informatisées permettent aux hydrologues d'accéder à ces données dont la résolution géographique est de 0,025 degré en latitude et en longitude et pour des périodes de retour comprises entre 1 et 100 ans. Ces mêmes données peuvent également être utilisées pour l'extrapolation jusqu'à une période de retour de 500 ans et constituent un support pour des extrapolations supérieures [78].

La loi de distribution utilisée en Australie pour estimer une pluie de période de retour donnée est la loi log-Pearson III avec un paramètre d'asymétrie régional. Un coefficient d'asymétrie calé sur les données locales ne présente pas les mêmes défauts pour les pluies que pour les crues en raison de la variation spatiale régulière des pluies et du fait que le paramètre d'asymétrie ne devient pas négatif : il varie de 0 (log-normal) à environ 0,8. Les données pluviométriques sont présentées sous forme d'une série de cartes pour des durées spécifiques (1, 12 et 72 heures) et pour des périodes de retour moyennes (2 et 50 ans). Des procédés d'interpolation permettent de passer à d'autres durées et à d'autres périodes de retour.

Les cartes présentent les intensités pluviométriques sous forme d'isoplèthes et sont établies (comme aux États-Unis, en Grande-Bretagne, en Nouvelle-Zélande, etc.) par lissage spatial des intensités observées sur le réseau pluviométrique afin de réduire les variations aléatoires dans les données. Ce type d'analyse, appelée procédure généralisée, prend en compte les particularités météorologiques et géographiques locales et régionales.

d) Données de courte durée (inférieures à 6 heures)

Ces données sont importantes pour des petits bassins versants mais peuvent poser des problèmes dans de nombreux pays dont les réseaux de pluviographes sont lâches. On peut remédier à cette situation par l'utilisation des techniques de régressions multiples sur les données des postes pluviométriques à lecture journalière en utilisant des variables telles que l'altitude, la distance de la mer, l'exposition, etc., et déterminées à partir d'autres sites où il existe des pluviographes et des pluviomètres à lecture journalière.

e) Coefficients de réduction spatiale

Les statistiques des pluies ponctuelles mesurées doivent, en toute rigueur, être considérées comme représentatives de la pluviométrie au point considéré, mais peuvent être admises comme représentant les valeurs intensité-fréquence-durée sur des surfaces d'étendue limitée de 1 à 25 km² en fonction de la durée de l'événement pluvieux.

Pour des surfaces plus importantes, il n'est pas réaliste d'admettre que la même intensité pluviométrique puisse être appliquée à toute la surface considérée et une réduction doit être apportée à la pluie ponctuelle en utilisant des coefficients d'abattement fonction de la superficie. Ces derniers peuvent varier avec la fréquence considérée, de sorte qu'une série de courbes sont généralement utilisées.

Le Service météorologique des États-Unis [112] a étudié ce problème et a publié des courbes de coefficients d'abattement en fonction de la superficie et de la durée pour des périodes de retour jusqu'à 100 ans. En outre, l'existence de zones climatiques différentes peut nécessiter l'utilisation de coefficients d'abattement différents.

whole of Australia is covered in Volume 2 of Australian Rainfall and Runoff : 100 AI maps of rainfall intensity information from 5 minutes duration to 72 hours duration. These maps are also stored in computer compatible form. The computerised data allow hydrologists to access the data to resolutions of 0.025 degrees latitude/longitude, for average recurrence intervals from 1 year to 100 years. The same data can also be used to extrapolate to 500 years and forms a control on any further extrapolation [78].

The frequency distribution used to obtain the estimates of rainfall of given average recurrence interval in Australia is the log-Pearson type III with a regionalised skewness parameter. A site specific skewness parameter for rainfall does not have the same deficiencies as for flood data due to the continuous areal distribution of rainfall and the fact that the skewness does not become negative : it varies from 0 (log-normal) to about 0.8. The rainfall data are presented as a series of maps for specific durations (1, 12 and 72 hours) and average recurrence intervals (2 and 50 years). Interpolation procedures allow other durations and average recurrence intervals to be determined.

The maps present the rainfall intensities as isopleths and are constructed (as in the USA, UK, NZ, etc.) by spatially smoothing the rainfall network intensities to reduce noise in the data. This type of analysis, known as the generalised technique, takes into account local and large-scale meteorological and geographical features.

d) Short duration data (less than 6 hours) are important for small catchments, but can be a problem in many countries because of sparse networks of continuously recording rain gauges. Sparse networks can be supplemented by the use of multiple regression techniques on the data from daily read rain gauge sites using variables such as elevation, distance from coast, aspect, etc., determined from other sites where there are recording rain gauges and daily read rain gauges.

e) Areal reduction ratios

The statistics of point rainfall, as measured, should strictly be related to points, but can be taken to represent intensity-frequency-duration values over small areas up to 1 or 25 km² depending on the duration of the rainfall event.

However, for larger areas, it is not realistic to assume that the same intensity can be maintained over the entire area, and some reduction has to be made using depth-area ratios. The reduction ratios can vary for different probabilities, so a set of curves is usually required.

The United States National Weather Service [112] studied depth-area reduction ratios and prepared sets of depth-area-duration curves up to 100 year average recurrence interval. In addition, different climatic zones may require different depth-area ratios to reduce the point probability rainfall to the catchment probability rainfall.

Une autre méthode consiste à considérer la précipitation moyenne sur le bassin versant comme une variable aléatoire et à définir directement la distribution statistique de cette variable.

f) Conclusion

L'analyse statistique des pluies constitue une source d'information importante pour déterminer les crues rares là où il existe des enregistrements pluviométriques fiables et de longue durée provenant d'un réseau pluviométrique suffisamment dense, et lorsque les particularités météorologiques et géographiques de la région sont prises en compte par des météorologues compétents.

Dans les autres cas les analyses pluviométriques sont limitées à une période moyenne de récurrence de 100 ans et, en procédant avec prudence, de 500 ans.

3.2.2. Passage de la pluie brute à la pluie nette et méthodes de transfert pluies-débits

A. INTRODUCTION

Le présent paragraphe concerne le problème de la détermination de la crue de projet à partir de données issues d'une étude des pluies de différentes durées. Ces données sont supposées acquises et conformes aux besoins propres à chaque méthode. Le caractère exceptionnel de l'événement pluviométrique, qu'il soit exprimé explicitement en probabilité (période de retour) ou sous forme maximaliste (événement maximal probable), est en général également connu à ce stade de l'étude car il est considéré comme défini par la pluie de projet utilisée comme entrée du modèle. On ne reviendra pas sur ce choix mais on doit noter que les modèles pluie-débit utilisés pour l'estimation de la crue de projet ont un effet sur la valeur calculée et peuvent aussi modifier le but initial (obtention de valeurs pas aussi rares ou aussi grandes que prévu).

L'objectif de ce bulletin n'est pas de présenter en détail chaque méthode qui dépend de la région, du climat et des particularismes propres à chaque utilisateur. Le lecteur est invité à se reporter à la bibliographie annexée (Chapitre 6) qui donne une description de l'ensemble de ces méthodes. Le présent chapitre se limite à décrire brièvement les principales catégories de méthodes qui s'offrent au projecteur.

Ces méthodes ont pour objectif de déterminer, non seulement le débit de pointe, mais également l'ensemble de l'hydrogramme correspondant à la crue naturelle à l'entrée dans la retenue. Cet hydrogramme permet d'estimer le volume de la crue qui est souvent un facteur plus important que le débit de pointe pour le laminage de la crue par la retenue. La précision avec laquelle doit être déterminé cet hydrogramme dépend de l'importance du projet.

B. GÉNÉRALITÉS

Le passage d'une pluie de projet à une crue de projet se décompose en deux étapes successives qui sont :

— l'application d'une fonction dite de rendement qui fait passer de la pluie brute à la pluie nette;

An alternative method is to use the average precipitation over the basin as the random variable and to define directly the distribution of such average values.

f) Conclusion

Statistical analysis of rainfall is an important source of information in determining rare floods where there are good, long records of rainfall from a sufficiently dense station network and the meteorological and geographical features of the region are taken into account by experienced meteorologists.

In other cases rainfall analyses are limited generally to average recurrence intervals of 100 years with extrapolation permitted to 500 years with caution.

3.2.2. Loss models and transfer function models

A. INTRODUCTION

This section deals with the problem of estimating the design flood from rainfall data, assuming that the rainfalls of various durations have been determined from previous studies. The rarity of the rainfall event, expressed explicitly in terms of probability (return period) or in a maximizing way (probable maximum event), is generally known at this stage of the study since it is considered related to the rainfall pattern used as model input. Although this choice is generally accepted, it should be noted that the rainfall-runoff models used to derive design flows have an effect on the magnitude of the output and thus may alter the initial purpose (not so rare or so large as expected).

It is beyond the scope of this Bulletin to present thoroughly each method and its peculiarities which depend on location, climate and usage. The reader is therefore referred to the bibliography attached (Chapter 6) for a comprehensive description of these methods. Only the most important options for the designer will be presented.

The main objective of these methods is to determine not only the peak flow but also the entire hydrograph of the natural flood entering the reservoir. This hydrograph allows to estimate the volume of the flood which is often more important than the peak flow for the flood routing and the attenuation of the flood peak through the reservoir. The accuracy to which this hydrograph is determined depends on the importance of the project.

B. GENERAL POINTS

Converting a design rainfall into a design flood generally involves two successive steps that include :

- running a loss model to obtain the excess rainfall;

— l'application d'une fonction dite de transfert qui traduit l'atténuation et le décalage dans le temps de la pluie nette (sans modification du volume de l'écoulement), correspondant à la propagation des débits dans le réseau hydrographique du bassin versant.

En fait, une telle distinction est plus théorique que réelle et les analyses les plus récentes sur les processus de transformation pluie-débit sont très éloignées d'une telle dichotomie. Par exemple, dans la théorie de la surface contributive variable, qui considère qu'une crue est due au seul ruissellement sur des surfaces saturées d'extension variable, l'écoulement hypodermique produit dans les zones sans ruissellement contribue, soit à l'élargissement de zones saturées à l'aval, soit à l'écoulement lui-même par exfiltration (résurgence). Quoi qu'il en soit, le choix du processus pluie-débit n'est pas crucial pour l'estimation des crues catastrophiques dont la détermination est nécessaire dans le cas d'un grand barrage.

D'un point de vue conceptuel, on peut même se demander, dans l'hypothèse où l'on conserve cette dichotomie, s'il n'y aurait pas intérêt à appliquer un certain transfert à la pluie brute elle-même avant d'opérer sa transformation en pluie nette. Toutefois, s'agissant ici d'exposer les méthodes utilisées dans la pratique, on n'insistera pas sur l'utilisation de telles théories scientifiques nécessairement en avance sur l'application et au demeurant en rapide évolution.

En ce qui concerne les méthodes usuelles, le critère de classement le plus pertinent est probablement le caractère plus ou moins synthétique du modèle utilisé. C'est ce critère qui est adopté dans ce qui suit en commençant par les modèles relativement détaillés pour aboutir à des modèles plus synthétiques.

Dans la mesure où un modèle peut être obtenu par combinaison de sous-modèles variés, on présentera des combinaisons arbitraires mais, bien entendu, d'autres variantes existent, faciles à déduire des méthodes-types présentées ci-après.

Lorsque la crue de projet est calculée à partir des pluies, la probabilité de dépassement des crues de projet n'est pas seulement fonction de la probabilité des épisodes pluvieux, mais également de l'état initial choisi pour le modèle, en particulier des conditions d'humidité du sol. Si on doit également prendre en compte les apports résultant de la fonte des neiges, l'importance du manteau neigeux et le taux de fusion de la neige auront également une influence sur le résultat final. Ces choix peuvent avoir sur la durée de retour de la crue de projet une influence plus importante que le choix de la structure du modèle.

Les calculs de la PMF nécessitent de prendre en compte l'addition de phénomènes improbables, alors que d'autres méthodes ignorent simplement ces facteurs ou les globalisent. Cette addition de phénomènes improbables existe pour le calcul de la PMP à propos du nombre de paramètres météorologiques qui doivent être maximisés. Le phénomène est amplifié lors de l'utilisation du modèle pluie-débit; à quel niveau faut-il fixer les conditions initiales et minimiser les taux des pertes? La fonte de la neige augmente encore la complexité du problème résultant du choix du stock neigeux, du taux et de la durée de la fusion nivale. Chaque nouveau facteur important qui doit être maximisé contribuera à accentuer le caractère « improbable » de la valeur résultante de la PMF. La méthode habituellement utilisée consiste à ne pas maximiser les facteurs secondaires, mais à leur affecter des valeurs « élevées mais réalistes » correspondant généralement à des durées de retour de l'ordre de 10 à 50 ans.

— running a transfer function model, which gives the attenuation and delay, without modifying the volume of the runoff, for routing the excess rainfall along the various river reaches in the basin.

In fact, such a separation is more theoretical than real (in a classical hydrology sense) and the latest analysis of the rainfall-runoff process does not confirm this assumption. For example, in the theory of variable source areas, which assumes that a flood is only due to the surface runoff from saturated areas of variable size, the interflow contributes either to the enlargement of downstream saturated areas or to the river flow through oozing or resurgence. On balance, the choice of the governing rainfall-runoff process is not very significant for the estimation of the very rare floods required for a major dam.

The distinction between loss model and transfer function being realised, it could be considered, from a conceptual point of view, practicable to apply some transfer to the total rainfall instead of applying it to the excess rainfall. However, since we have to comment on current world practices, such scientific theories, inevitably in advance of practice and, in addition, still being evolved, will not be considered.

With regards to the common methods, the most pertinent classifying criterion is probably the more or less synthetic nature of a model. This section initially reviews the more detailed models and then the more synthetic ones.

A model may be developed from a combination of varied sub-models. Therefore, arbitrary combinations are presented but other variants do exist and are easy to derive from the standard methods presented below.

When the design flood is calculated from rainfall estimates, the exceedence probability of the design floods is not only determined by the probability of the rainfall event, but also by the initial states chosen for the model, especially the soil moisture conditions. If snowmelt contributions are also considered, the initial amount of snow and the melt rates will also affect final result. These choices may influence the actual return period of the design flood more than the choice of model structure.

PMF calculations require consideration of accumulating “ improbabilities ” while other methods simply ignore or lump these factors. Already in the calculation of PMP this process arises, through the question of how many meteorological factors should be maximized. This is further accentuated through the introduction of the rainfall-runoff model; how high should initial conditions be set, and should loss rates be minimized? Snowmelt will add complexity; through the choices of initial storage, melt rates and melt timing. Each new major factor to be maximized will add to the “ improbability ” of the resulting PMF value. The approach usually chosen to this problem is not to maximize secondary factors, but to set them to “ high, but realistic ” values, normally with return periods in the order of 10 to 50 years.

C. MODÈLE PLUIE-DÉBIT CONCEPTUEL COMPLET [135]

a) Origine

Depuis le milieu des années 60, de nombreux modèles simulant la circulation de l'eau dans un bassin versant ont été développés, surtout aux États-Unis. Ce sont des modèles complets pouvant être assemblés lorsque l'on décompose un bassin hétérogène en sous-bassins. Ce type de modèle peut fonctionner de façon continue ou de façon fractionnée par événement.

Le modèle SSARR (Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation) développé par le Corps des Ingénieurs militaires des États-Unis en est un exemple très connu. On peut citer également le modèle HSPF (Hydrologic Simulation Program Fortran), basé sur le Stanford Watershed Model, bien connu des hydrologues. Un troisième modèle susceptible d'être utilisé est celui du bassin de Sacramento qui a été mis au point par le National Weather Service et qui peut être considéré comme un modèle pluie-débit conceptuel complet.

Outre ces modèles pluie-débit, il existe des modèles pour les pluies extrêmes, tels ceux fondés sur l'onde cinématique. Les modèles de ce type effectuent le transfert de la pluie nette (calculée de façon à tenir compte de la variabilité spatiale et temporelle du processus pluvieux, en plus de la variabilité spatiale des caractéristiques du bassin versant) à travers tout le bassin versant (incluant l'écoulement sur les pentes et dans le réseau hydrographique).

b) Données nécessaires

Malgré un caractère assez proche du déterminisme, de tels modèles nécessitent de caler plusieurs paramètres et, par conséquent, de disposer de données de pluies, débits, températures, évapotranspirations potentielles relevées sur plusieurs années et à pas de temps fin. En outre, ces données sont nécessaires pour chaque sous-bassin individualisé où le modèle général est utilisé d'une manière finalement assez proche d'un modèle réellement distribué, c'est-à-dire un modèle où le processus pluie-débit est décrit de façon hiérarchisée dans tout l'espace du bassin versant.

c) Description sommaire de la méthode

Le modèle consiste en une analyse physique relativement complexe des processus intervenant dans un bassin versant et nécessite de se reporter aux manuels spécialisés pour en avoir une description détaillée. Pratiquement, l'application d'un tel modèle nécessite de disposer du logiciel complet et de sa notice d'utilisation.

d) Domaine d'application

Le domaine d'application d'un tel modèle est en principe illimité.

e) Avantages, Inconvénients

Un tel modèle est théoriquement séduisant car il permet la prise en compte d'un très grand nombre de caractéristiques du bassin versant intéressé. Il présente une bonne souplesse pour prendre en compte des changements éventuels ultérieurs dans le bassin versant et l'effet du (ou des) réservoir(s) qui peut être très significatif en particulier lorsque ces réservoirs sont grands comparativement à la taille des bassins versants. Lorsque la crue de projet doit résulter d'une succession d'orages, le recours à ces modèles complets est presque obligé.

Toutefois, ces avantages sont en fait un peu incertains car les dispositions

C. COMPREHENSIVE CONCEPTUAL RAINFALL-RUNOFF MODEL [135]

a) Origin

Since the mid sixties, various models that mimic the water movement within a basin have been developed, especially in USA. They are comprehensive models likely to be associated together when a basin is viewed as the juxtaposition of sub-basins. This type of model may work continuously or event by event.

The SSARR model (Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation) developed by the US Army Corps of Engineers, North Pacific Division, is a typical and well-known example of this class of model. Another example is the HSPF model (Hydrologic Simulation Program Fortran), based on the well-known Stanford Watershed model. A third model is the Sacramento Watershed model that was developed by the US National Weather Service and can be used as a comprehensive conceptual rainfall-runoff model.

Besides these rainfall-runoff models, there exist models for extreme rainfall events, like those based on kinematic wave routing methods. These models route the effective rainfall (computed in such a way that temporal and spatial variability of the precipitation process are considered, besides the spatial variability of catchment characteristics) through the whole catchment (including hillslopes and the drainage network).

b) Required data

In spite of a certain determinism, such models have many parameters which have to be calibrated and require rainfall, discharge, temperature and potential evaporation data for several years defined for a small time step. Moreover, these data are required for each individualized sub-basin where the model is run in a way very similar to that of a true distributed model, that is a model where the rainfall-runoff process is structured in the whole area of the basin.

c) Summary description of the method

The model involves a relatively complex physical analysis of the processes occurring within a catchment and requires reference to specialized handbooks for a detailed description. An analysis using such a model requires the complete code with its instruction book.

d) Application area

The area over which this type of model may be applied is theoretically unlimited.

e) Advantages, drawbacks

Such a model is attractive because it permits consideration of many characteristics of the basin in question. It provides good flexibility to take into account future potential catchment changes, and the effect of reservoir(s) which can be very significant, especially when the reservoirs are large compared to the drainage areas. When runoff from a series of storms is required, recourse to comprehensive models is almost inevitable.

These advantages cannot be fully realized because there are too many

arbitraires inévitables (comme, par exemple, l'initialisation du système en début de traitement de l'épisode pluvieux) sont trop nombreuses pour avoir une idée claire des conséquences qui en résultent. Quoi qu'il en soit, l'initialisation du système est une question liée au niveau de sécurité choisi. Le calage du modèle est délicat comme on peut le constater lorsqu'on dispose de données suffisantes pour contrôler le modèle sur une période très différente de la période de calage. Toutefois cet inconvénient existe pour toutes les méthodes d'estimation des crues.

En outre, les paramètres du modèle du bassin versant, définis à partir des conditions moyennes d'écoulement, peuvent difficilement s'appliquer avec certitude aux épisodes de crues exceptionnelles.

D. MODÉLISATION GLOBALE UTILISANT UNE MÉTHODE DE TRANSFERT LINÉAIRE (HYDROGRAMME UNITAIRE) [31, 78, 107, 135, 136]

a) Origine

L'origine de ces méthodes résulte des travaux classiques sur les processus de transformation pluie-débit effectués dans les années 30 par l'école des hydrologues américains, notamment Sherman et Horton. Contrairement aux modèles complets évoqués précédemment, cette catégorie de modèles est uniquement applicable à des épisodes « averse-crue » isolés. Des descriptions détaillées de ces modèles figurent dans les ouvrages spécialisés et dans les traités sur la modélisation mathématique en hydrologie [31, 135, 136].

b) Données nécessaires

Pour pouvoir caler de tels modèles, il est nécessaire de disposer de plusieurs (en principe une dizaine) couples « averse-crue ». Les données pluviométriques doivent être des pluies moyennes sur le bassin versant et leur durée proche du temps de concentration. Pour les régions dans lesquelles ont été effectuées des analyses régionales d'estimation des principaux paramètres du modèle, les modèles peuvent être utilisés sans calage préalable. Dans ce cas, on doit pouvoir disposer de données spécifiques du bassin versant (temps de concentration, caractéristiques des sols, etc.).

Pour le calcul de la crue de projet, il faut disposer d'une averse de projet (pointe et hyétoگرامme).

c) Description sommaire de la méthode

La méthode consiste à effectuer successivement deux opérations :

(i) Soustraire de la pluie brute une perte par infiltration. Cela peut être réalisé de plusieurs façons (courbe d'infiltration potentielle, taux relatif ou absolu d'infiltration constant, perte initiale suivie d'un taux de perte fixe ou évolutif, utilisation d'index de précipitations antérieures, etc.). Le choix du modèle représentant les pertes et celui des conditions initiales d'humidité du sol ont une grande influence sur la crue calculée.

Pour le calcul des pertes, deux modèles sont généralement utilisés : la relation classique de Horton d'une perte décroissante dans le temps et la méthode du « Curve Number » (CN) proposée par le Soil Conservation Service du Ministère de l'Agriculture des États-Unis.

(ii) L'écoulement est ensuite obtenu en effectuant le produit de convolution de la pluie nette précédemment obtenue avec une fonction de transfert.

unavoidable arbitrary statements (for example, the system initialization at the onset of a storm event) to give a fully representative result. The choice of the system initialization is basically a matter of the degree of conservatism that is selected. The model calibration is difficult, as may be seen when applying series long enough to allow a model to be checked on a period of time very different from the one used for the calibration. However this disadvantage can apply to all methods of flood estimation.

Also, basin parameters, defined from more frequent flow conditions, may be difficult to extrapolate accurately for the extraordinary flood cases.

D. LUMPED MODEL WITH LINEAR TRANSFER FUNCTION (UNIT HYDROGRAPH) [31, 78, 107, 135, 136]

a) Origin

These methods originate from the classical works on the rainfall-runoff process in the thirties by the school of American hydrologists around Sherman and Horton. In contrast to the previous comprehensive models, this class of models is only suitable for isolated storm events. More detailed descriptions of the models are found in advanced textbooks and comprehensive surveys on mathematical modelling in hydrology [31, 135, 136].

b) Required data

For calibration of such models, several (typically ten) high rainfall-runoff events are needed. The rainfall records should be basin averages, and of duration near the basin concentration time. In countries where regional analyses of the main model parameters have been carried out, the models can be applied without prior calibration. In this case, appropriate catchment data must be known (concentration time, soil characteristics, etc.).

For design flood calculation, a design rainfall (peak and hyetograph) must be available.

c) Summary description of the method

The method is based on two sequential operations :

(i) Removing the infiltration loss from the precipitation. There are wide choices of methods for doing this (infiltration curve, proportional loss (ϕ -index), constant rate, initial loss/constant rate, use of antecedent precipitation index, etc.). The choice of loss model and of initial soil moisture conditions may have large influence on the calculated flood.

For loss calculations two models are commonly used : Horton's infiltration rate relationship and the CN (Curve Number) method devised by the Soil Conservation Service of the United States Department of Agriculture.

(ii) The previously generated excess rainfall is convoluted with a transfer function to compute the runoff.

(i) **Équation de Horton** : La perte par infiltration est considérée comme la somme d'une perte constante dans le temps et d'une perte à décroissance exponentielle :

$$I(t) = a + b \exp(-t/\tau)$$

dans laquelle :

t = temps, avec origine des temps au début de l'épisode pluvieux;

I(t) = perte potentielle par infiltration;

a = perte limite lorsque t tend vers l'infini;

a + b = taux de perte initial;

τ = temps caractéristique;

a, b et τ sont des paramètres fonction des caractéristiques du sol.

Si P(t) est l'intensité du hyétogramme de projet, l'intensité de la pluie nette (c'est-à-dire après déduction des pertes par infiltration), Pn(t), est donnée par :

$$Pn(t) = \text{Max}[0, P(t) - I(t)]$$

La fonction de rendement de Horton est particulièrement utile pour les précipitations de courte durée. Pour des temps de réponse du bassin versant dépassant quelques heures, la capacité d'infiltration devient pratiquement constante et il est nécessaire de tenir compte des problèmes tels que la variation spatio-temporelle de l'intensité de la pluie.

Méthode du Soil Conservation Service : Le modèle de perte mis au point par le Soil Conservation Service est un modèle comportant un seul paramètre. Si R désigne le volume total de la pluie, la pluie nette Rn est donnée par :

$$Rn = \frac{(R - 0,2 S)^2}{R + 0,8 S}$$

S est un paramètre représentant la perte; 0,2 S est la perte initiale et 1,2 S la perte maximale correspondant à R tendant vers l'infini. S, paramètre du modèle, est fonction du « Curve Number » et la méthode est souvent désignée par l'expression « Méthode du Curve Number » ou « Méthode CN ». La valeur du Curve Number est fournie par des tables en fonction des types de sols, de leur occupation et de leur degré d'humidité [151]. Initialement la méthode a été élaborée pour les petits bassins versants en zone rurale en utilisant les pluies journalières et, par suite, l'estimation d'une valeur de S pour un grand bassin de caractéristiques non uniformes constitue un problème non négligeable. L'utilisation de la méthode sera également délicate dans des régions et pour des types de sols différents de ceux pour lesquels la méthode a été testée. L'avantage de cette méthode est de limiter le nombre des choix et des décisions que doivent prendre les hydrologues.

(ii) **Fonction de transfert** : Dans la mesure où la quantité d'eau emmagasinée dans le bassin peut être considérée comme une fonction linéaire de la pluie nette Pn(t) et de l'écoulement Q(t), la relation entre la pluie et le débit est donnée par un produit de convolution :

$$Q(t) = \int_0^t Pn(t - \tau) U(\tau) d\tau$$

ou, dans le cas d'une discrétisation du pas de temps :

$$Q(t) = \sum_{i=0}^n Pn(t - i) U_i$$

où U(x) et U_i sont deux fonctions de transfert.

(i) Horton's relationship : The potential infiltration loss is calculated as the sum of a constant loss and an exponentially decaying component :

$$I(t) = a + b \exp (- t/\tau)$$

where :

t = time, starting at the onset of the event;

I(t) = potential infiltration loss;

a = constant loss as t tends to infinity;

a + b = initial loss rate;

τ = characteristic time;

a, b and τ are parameters to be calibrated or related to soil characteristics.

If P(t) is the intensity of the design storm, the rainfall excess, Pn(t), is given by :

$$Pn(t) = \text{Max} [0, P(t) - I(t)]$$

Horton's relationship is particularly useful for small duration precipitations. For basin lags of more than a few hours, the infiltration capacity becomes essentially constant with time and problems such as the spatial-temporal variation of rain intensity should be considered.

SCS method : The loss model developed by the Soil Conservation Service is a single parameter model. If R denotes the total volume of rainfall and Rn the total rainfall in excess, the SCS method calculates Rn as :

$$Rn = \frac{(R - 0.2 S)^2}{R + 0.8 S}$$

S is a parameter describing the loss; 0.2 S is the initial loss and 1.2 S the total potential loss (as R tends to infinity). S, the model parameter, is related to the Curve Number, and the method is often referred as the Curve Number or CN method. The CN-value is tabulated for various soil types, land use and antecedent moisture conditions [151]. The CN method was originally developed for small rural catchments using daily rainfall data, and the estimation of the S-value for a large, non-uniform catchment can be quite difficult. So is the application of the method to regions and soil types other than what it has been derived for. Use of the method has the advantage of reducing the number of judgement decisions the hydrologist has to make.

(ii) Transfer function model : As long as the catchment storages are regarded as linear functions of the rainfall excess Pn (t) and outflow Q (t), the relation between the rainfall and outflow is given by the so-called convolution integral :

$$Q(t) = \int_0^t Pn(t - \tau) U(\tau) d\tau$$

or in case of discretized time steps :

$$Q(t) = \sum_{i=0}^n Pn(t - i) U_i$$

where U(x) and U_i are two transfer functions.

Si on applique le principe de continuité, l'intégrale de $U(x)$ ou la somme des U_i est égale à l'unité. U est appelée généralement l'hydrogramme unitaire (instantané).

U peut être défini par des expressions analytiques fonctions de paramètres à caler sur les couples « averse-crue » disponibles. L'hydrogramme unitaire représentant une cascade de réservoirs linéaires (modèle Nash) est une option fréquemment utilisée :

$$U(t) = \frac{1}{t\Gamma(n+1)} (t/\tau)^n \exp(-t/\tau)$$

où $\Gamma(x)$ est la fonction gamma: $\int_0^{\infty} e^{-u} u^{x-1} du$

Les deux paramètres sont n , nombre de réservoirs, et τ constante de temps de chaque réservoir.

Pour éviter d'avoir à définir la partie décroissante de U sur une très longue durée, une solution alternative est constituée par la série des modèles ARMA (Auto Regressive Moving Average) :

$$Q(t) = \sum_{i=1}^m A_i Q(t-i) + \sum_{j=0}^n B_j Pn(t-j)$$

où A_i et B_j sont des constantes et m et n représentent respectivement l'ordre de la composante autorégressive et celui de la composante moyenne mobile.

Un hydrogramme triangulaire ou polygonal est une alternative fréquemment utilisée, permettant de réduire à un ou deux le nombre de paramètres. La forme triangulaire est utilisée au Royaume-Uni et dans la méthode du Soil Conservation Service. Les paramètres peuvent être définis par calage sur les épisodes observés ou à partir de relations basées sur les caractéristiques des bassins versants.

Le modèle de propagation Muskingum, linéaire, est également applicable; il peut être utilisé, soit comme unique modèle de transfert, soit en combinaison avec un modèle d'hydrogramme unitaire. Le modèle Muskingum est basé sur l'hypothèse que le stock d'eau dans le bassin peut être exprimé par une combinaison linéaire des écoulements à l'entrée et à la sortie du bassin :

$$S(t) = K [x Pn(t) + (1-x) Q(t)]$$

où K et x sont les deux paramètres du modèle. Associée à l'équation de continuité, cette relation conduit à une fonction de transfert de la forme ARMA :

$$Q(t) = A_0 Q(t-1) + B_0 Pn(t) + B_1 Pn(t-1)$$

où A_0 , B_0 et B_1 peuvent être exprimés en fonction de x et K .

Certaines méthodes introduisent un comportement non linéaire, par exemple à l'aide de l'équation de stockage type Muskingum rendue non linéaire :

$$S(t) = K \{ x [Pn(t)]^n + (1-x) [Q(t)]^n \}$$

où n est une constante de l'intervalle (0,6 - 1).

Avec de telles modifications, on peut obtenir un modèle dépendant de 5 ou 6 paramètres (exemple : le modèle RORB, Australie [121]).

Comme le modèle de transfert fonctionne à partir de la pluie nette, un débit de base (composante d'écoulement souterrain) doit être ajouté à l'hydrogramme modélisé $Q(t)$.

When the principle of continuity is applied the integral or sum of U is equal to one. U is commonly referred to as the (instantaneous) unit hydrograph.

U can be specified by analytical functions depending on parameters to be calibrated using available rainfall-runoff events. The unit hydrograph represented by a cascade of equal linear storages (the Nash model) is a frequent option :

$$U(t) = \frac{1}{t\Gamma(n+1)} (t/\tau)^n \exp(-t/\tau)$$

where $\Gamma(x)$ is the gamma function $\int_0^{\infty} e^{-u} u^{x-1} du$

The two parameters are n, the number of reservoirs, and τ , the time constant of each reservoir.

To avoid infinitely long tails on the U function, an alternative formulation is the suite of ARMA (Auto Regressive Moving Average) models :

$$Q(t) = \sum_{i=1}^m A_i Q(t-i) + \sum_{j=0}^n B_j P_n(t-j)$$

where A_i and B_j are constants (weights) and m and n describe the order of the autoregressive and moving average components, respectively.

A triangular or polygonal hydrograph is a frequently used alternative, reducing the number of parameters to one or two. Triangular unit graphs are used in the UK and SCS approaches. The parameters may be decided through calibration on observed events or set through relationships based on catchment parameters.

The Muskingum routing model is also a linear approach which can be applied either as the only transfer model, or in combination with a unit hydrograph model. The Muskingum model is based on the assumption that the internal storage can be expressed as a linear combination of inflow and outflow :

$$S(t) = K [x P_n(t) + (1-x) Q(t)]$$

where K and x constitute the two model parameters. Combined with the continuity equation this relationship gives a transfer function of the ARMA form :

$$Q(t) = A_0 Q(t-1) + B_0 P_n(t) + B_1 P_n(t-1)$$

where A_0 , B_0 and B_1 can be expressed in terms of x and K.

Certain methods introduce nonlinear system behaviour, for instance through a nonlinear Muskingum storage equation :

$$S(t) = K \{ x [P_n(t)]^n + (1-x) [Q(t)]^n \}$$

where n is a constant in the interval (0.6-1.0).

Thus, the model depends on five or six parameters (e.g. RORB model, Australia [121]).

As the transfer model operates on rainfall excess, any base flow (groundwater flow component) has to be added to the modelled hydrograph Q(t).

d) Domaine d'application

De tels modèles s'appliquent plus particulièrement à des bassins versants de taille petite à moyenne (au plus quelques milliers ou dizaines de milliers de km²). Si on dispose de données concernant des observations pluies-débits, il sera généralement possible de caler les paramètres du modèle. Sinon, le modèle ne sera applicable que s'il existe des études régionales permettant d'estimer *a priori* les valeurs des principaux paramètres du modèle à partir des caractéristiques du bassin versant ou de la région. Par rapport à un modèle calé sur ces données, la précision sera très sensiblement réduite; l'erreur standard sera fréquemment augmentée de 50 %.

e) Avantages, inconvénients

Ces méthodes sont pratiques et d'emploi commode, et de nombreux règlements nationaux ou régionaux sont basés sur de telles approches [78, 107]. L'utilisateur peut facilement ajuster le taux d'infiltration supposé pour obtenir la crue de projet pour un degré d'humidité précédant l'averse (humide, moyen, sec) choisi en fonction du niveau de sécurité désiré. Un avantage résulte de la possibilité de combiner la pluie nette de plusieurs sous-bassins.

Ces méthodes peuvent souffrir cependant d'une certaine incertitude liée aux difficultés d'estimation des paramètres de la fonction de rendement qui sont susceptibles de varier de façon très importante (toutefois ces pertes peuvent devenir négligeables pour les très grandes crues). Elles sont particulièrement sensibles aux erreurs sur la séparation de l'écoulement de base et sur l'estimation de l'infiltration dans le processus de calage; la fixation de la fin de l'écoulement direct sur la décrue de l'hydrogramme a une incidence importante sur la valeur calculée de l'écoulement de surface ainsi que sur le taux d'infiltration. Un autre problème résulte de la représentation d'un processus hydrologique non linéaire par des modèles de transfert linéaires, ce qui peut entraîner de grandes erreurs dans l'extrapolation à des crues exceptionnelles si le modèle a été calé sur des conditions d'écoulement moyennes.

Il existe plusieurs programmes informatiques pour le calcul de la pluie nette, la construction de l'hydrogramme unitaire et la propagation de l'écoulement, qui facilitent l'utilisation de telles méthodes. Un exemple est le HEC-1 Flood Hydrograph Package, mis au point par le US Army Corps of Engineers [46].

E. MÉTHODE DU GRADEX [43, 62]

a) Origine

C'est la méthode actuellement la plus globale dans le domaine de la transformation pluie-débit. Elle résulte des travaux d'ingénieurs d'Électricité de France et correspond à une simplification drastique du processus de transformation pluie-débit pour n'en retenir que les traits les plus pertinents, sous la forme d'un modèle statistique. La méthode du gradex a pour base une description de la fonction de répartition de la pluie moyenne sur le bassin, supposée valable jusqu'à une fréquence au dépassement très rare.

b) Données nécessaires

L'étude pluviométrique doit permettre d'établir la distribution des pluies maximales annuelles sur une durée proche du temps de concentration (ou du temps de base moyen pour les crues) du bassin concerné. Une composition des distribu-

d) Working area

Such models work only on small and medium sized catchments (at the utmost thousands or ten thousands of square kilometers). When rainfall-runoff data are available, it is generally possible to calibrate the model. Otherwise, using the model is only possible when there exists a regional survey providing *a priori* estimates of the most important parameters of the model connected with catchment or regional data. In comparison with a calibrated model the accuracy will be significantly reduced; the standard error can typically increase by 50 percent.

e) Advantages, drawbacks

These methods are practical and convenient, and many national or regional guidelines are based on these or related approaches [78, 107]. The user can readily adjust the infiltration rate assumed in generating the design flood to a wet, average or dry condition prior to the storm, depending on the desired degree of conservatism. An advantage is the possibility of combining the excess rainfall from several sub-basins.

These methods suffer from uncertainty due to the difficulties in estimating the loss model parameters which are prone to large variations (but the losses may not be significant for extreme floods). They are especially sensitive to errors in base flow separation/infiltration estimation in the calibration process; the setting of the base flow point of recession on the falling limb of the hydrograph greatly affects the amount of surface runoff calculated and the infiltration rate as well. Another problem arises from describing the nonlinear hydrological system with linear transfer function models, which can result in large errors in extrapolation to high floods if the model is calibrated on moderate events.

There are several computer programs available for the combined calculation of rainfall excess, unit hydrograph transfer and river routing, which eases the use of such methods. One example is the HEC-1 Flood Hydrograph Package, developed by the US Army Corps of Engineers [46].

E. THE GRADEX METHOD [43, 62]

a) Origin

This is currently the most lumped method describing the rainfall-runoff process. It is the result of work carried out by engineers at Electricité de France. It involves a major simplification of the rainfall-runoff process, identifying the most pertinent characteristics, dealt with in a statistical model. One of the basic assumptions of the gradex method is that the cumulative distribution function of the areal rainfall in the catchment holds within a very large range of probabilities.

b) Required data

The rainfall study must give an assessment of the cumulative distribution function relative to the maximum annual rainfalls corresponding to a duration near to the time of concentration (or to the base time of floods) in the basin of concern.

tions des pluies des différentes parties du bassin est nécessaire si l'on ne dispose pas des pluies moyennes sur l'ensemble du bassin concerné. Il est souhaitable de disposer également des débits maximaux instantanés et des débits moyens journaliers calculés sur une durée identique à celle retenue pour les pluies. Sinon, il faut disposer d'études régionales permettant l'estimation *a priori* d'une crue de fréquence modeste telle que la crue décennale, ce qui entraîne une erreur supplémentaire résultant de l'incertitude propre à ce type d'estimation. La méthode du gradex est applicable dans les bassins dont les hydrogrammes de crue ont une durée comprise entre quelques heures et un petit nombre de jours.

c) Description sommaire de la méthode

(i) A partir de l'examen de quelques hydrogrammes de crue, on estime le temps de concentration du bassin versant ou le temps de base de l'hydrogramme de ruissellement direct; ce temps sera adopté comme pas de temps pour les données pluviométriques.

(ii) Étayée par de nombreuses analyses fréquentielles des hauteurs de précipitations effectuées dans diverses parties du monde, la fréquence $F(P)$ de la précipitation en t heures (t compris entre 5 et 50 heures environ) en un lieu et pendant une saison donnée est du type à décroissance exponentielle simple et tend, lorsque P est grand, vers une fonction exponentielle :

$$1 - F(P) \text{ tend vers } Ke^{-P/a} \text{ lorsque } P \text{ tend vers l'infini.}$$

C'est le cas, par exemple, d'une loi de Gumbel : $F(P) = e^{-Ke^{-P/a}}$

Le paramètre a appelé « gradex » (gradient des valeurs extrêmes) est un paramètre climatologique calculé à partir de quelques dizaines d'années d'observations journalières, ou à pas de temps plus fin et le plus proche possible du temps de concentration ou du temps de base de l'hydrogramme de ruissellement direct si on dispose d'un réseau de pluviographes.

Sur un graphique de Gumbel (Fig. 10) le gradex a est la pente de la droite $F(P)$ d'ajustement des valeurs extrêmes des précipitations.

(iii) Pour passer des hauteurs de précipitations au volume de crue Q pendant le pas de temps choisi, on fait intervenir une seconde hypothèse admise par un grand nombre d'hydrologues : en période de hautes eaux (au-delà de la crue décennale ou vingtennale), quand on approche de la saturation du bassin versant, tout accroissement dP de la précipitation produit un accroissement dQ de la lame d'eau ruisselée qui tend à devenir égale à dP . Cette hypothèse se traduit, sur le graphique de Gumbel (Fig. 10), par le parallélisme des droites asymptotes des pluies extrêmes P et des volumes de crue Q .

Pratiquement, on trace la parallèle $G(Q)$ à la droite $F(P)$ à partir du point représentatif de la crue décennale pour les petits bassins ou vingtennale pour les bassins importants et, éventuellement, cinquantenale pour les bassins à relief peu accidenté et à forte capacité d'absorption. L'erreur que l'on commet sur l'origine de l'extrapolation tend d'ailleurs à diminuer rapidement en valeur relative pour le débit de durée de retour mille ans ou dix mille ans.

(iv) Pour passer de la loi de probabilité du débit moyen Q en t heures à celle du débit de pointe Q_i , on lui applique le rapport $r = Q_i/Q$ qui est indépendant du

Combining the distribution functions, relative to different parts of the basin, is necessary if mean areal rainfalls are not available. It is also desirable to have at one's disposal instantaneous maximum and average daily discharges calculated for the same duration as the one adopted for the rainfalls. Otherwise, one needs regional studies allowing, for example, the 10-year flood to be assessed, a step which incorporates an additional error. The gradex method is suitable for catchments where the duration of flood hydrographs is of the order of a few hours or days.

c) Summarized description of the method

(i) From the analysis of some flood hydrographs, it is possible to estimate the time of concentration of the catchment or the base time of the direct runoff hydrograph; this time will be selected as the time step for the rain data.

(ii) Supported by a large number of frequency analyses of precipitation depths carried out in various countries around the world, the frequency $F(P)$ for the t -hour precipitation (where t may be a number between 5 and 50 hours) at a given location, and for a given season, is taken as a simple decreasing exponential function :

1 — $F(P)$ tends to $Ke^{-P/a}$ when P tends to infinity.

The extreme values of these storms have a Gumbel distribution :

$$F(P) = e^{-Ke^{-P/a}}$$

The parameter a , referred to as the “ gradex ” (gradient of extreme values), is a climatological parameter calculated from several decades of daily records, or using a shorter time close to either the time of concentration or the base time of the direct runoff hydrograph, but only if a network of continuous rain-gauge recorders is available.

On a Gumbel plot (Fig. 10), the gradex a is the slope of the fitted line $F(P)$ of extreme values of precipitations.

(iii) To deduce the volume of the flood Q from the precipitation depth during the selected time step, a second hypothesis is applied, which is widely accepted by hydrologists : during heavy floods (greater than the 10-year or 20-year level), as the catchment approaches saturation, any increase dP in precipitation tends to produce an equivalent increase dQ in volume of runoff. Consequently, on the Gumbel plot (Fig. 10) the asymptotic lines of the extreme precipitations P and of the volumes of the flood Q are parallel.

Practically, $G(Q)$ is plotted parallel to $F(P)$ from the point which represents the 10-year flood for small catchments, or the 20-year flood for larger catchments, or possibly even the 50-year flood for catchments showing very small topographical relief and high absorption capacities. The error which results from the origin of the extrapolation tends to rapidly decrease in relative value for the 1 000-year or 10 000-year discharge.

(iv) To derive the flood peak discharge Q_i from the t -hour mean discharge probability function Q , we multiply the latter by the ratio $r = Q_i/Q$, which is

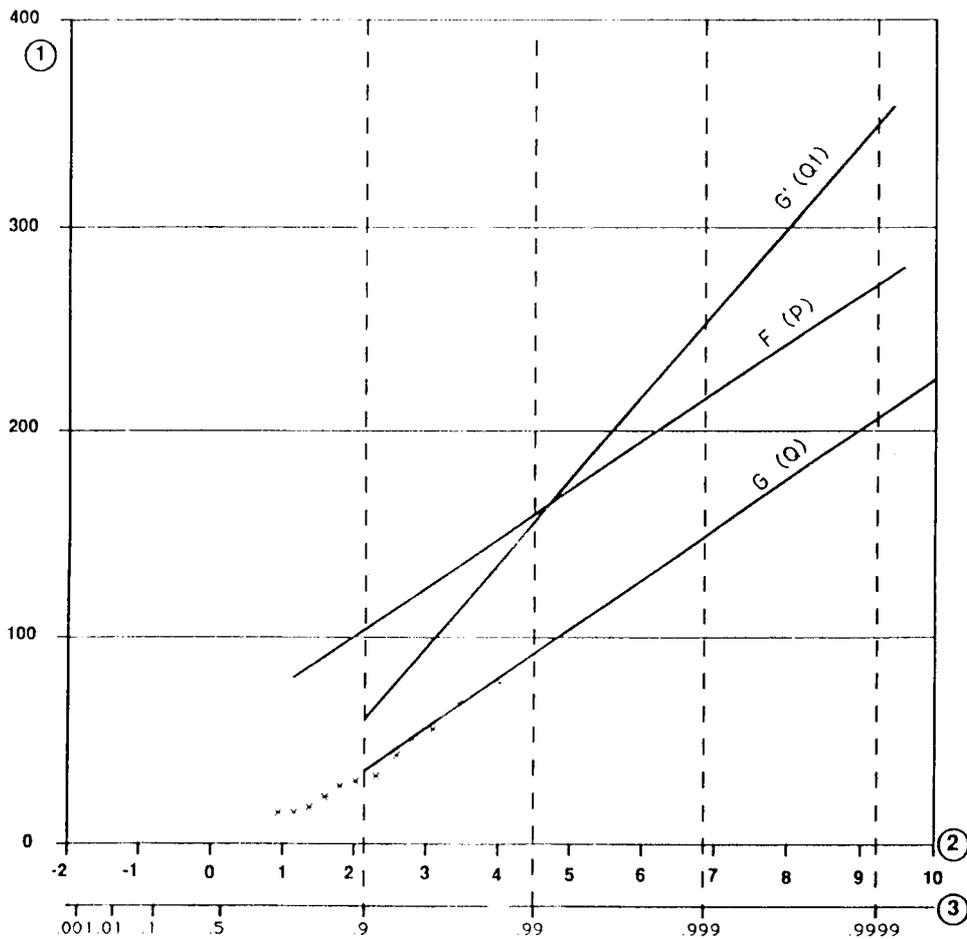
débit et dont la valeur moyenne est déterminée sur le plus grand nombre d'hydrogrammes disponibles.

On déduit alors la distribution des valeurs extrêmes du débit de pointe $G'(Q_i)$ de celle $G(Q)$ des débits moyens en t heures par une simple affinité de valeur r (Fig. 10).

d) Domaine d'application

La méthode du gradex peut être utilisée pour des bassins versants dont le temps de concentration ou le temps de base moyen est inférieur ou égal à 3 jours. Elle nécessite la connaissance des débits sur une dizaine d'années pour en déduire des quantiles Q moyennement rares (durée de retour de 20 à 50 ans).

La méthode n'est pas applicable dans les régions soumises à des événements de type cyclonique qui sont également mal pris en compte par une description simple de la distribution des pluies. Elle peut conduire à une surestimation des débits dans le cas des bassins très perméables pour lesquels le parallélisme des deux droites



independent of the discharge and whose mean value is determined from the greatest possible number of available hydrographs.

It is therefore possible to derive the distribution of the extreme values of peak discharge $G'(Q_i)$ from those of the mean t -hour discharges by a simple relationship involving the value r (Fig. 10).

d) Application area

The gradex method may be used for basins whose base time or time of concentration is smaller than or equal to three days. It requires the availability of flood records for say ten years to derive the quantiles relative to return periods in the range 20 to 50 years.

The method cannot be applied in areas where storm events may be of cyclonic type which are not amenable to a single cumulative distribution function. It may lead to an overestimation with very pervious basins due to the fact that the parallelism of the distributions $F(P)$ and $G(Q)$ (Gumbel plot) is only reached for a return period

Fig. 10
Gradex method

Méthode du gradex

Asymptotic behaviour of the flood distribution $G(Q)$ derived from the maximum annual precipitation $F(P)$ and the peak discharge distribution $G'(Q_i)$, derived from ratio r .

- (1) Volume Q and precipitation P (mm).
- (2) $U = -\text{Ln}[-\text{Ln}(F \text{ or } G)]$.
- (3) Frequency (F or G).

Comportement asymptotique de la distribution des volumes de crue $G(Q)$ déduit de la distribution des précipitations maximales annuelles $F(P)$ et distribution des débits instantanés $G'(Q_i)$ obtenus avec le rapport d'affinité r .

- (1) Volume Q et précipitation P (mm).*
- (2) $U = -\text{Ln}[-\text{Ln}(F \text{ ou } G)]$.*
- (3) Fréquence (F ou G).*

représentatives des distributions $F(P)$ et $G(Q)$ (graphique de Gumbel) n'est atteint que pour une période de retour nettement supérieure à 20 ou 50 ans, c'est-à-dire au-delà de la durée des observations généralement disponibles.

e) Avantages, inconvénients

Une fois que les données de base ont été analysées pour fournir des valeurs pertinentes, la méthode du gradex se révèle être une technique très simple pour l'estimation des crues très rares. Son caractère global très poussé permet une bonne maîtrise de l'évaluation du risque pour la période de retour choisie. En revanche, son domaine d'utilisation est limité par l'hypothèse de la décroissance exponentielle des fortes pluies (qui s'est révélée valable dans les régions où la méthode a été testée) et par le fait que le parallélisme des deux droites de distribution des pluies et des débits (graphique de Gumbel) devrait intervenir au-delà des plus forts débits observés; dans le cas contraire, cela pourrait conduire à une majoration sensible de la crue de projet pour la durée de retour choisie. Dans les cas où elle est applicable, la méthode du gradex présente une grande robustesse du fait qu'elle concentre son effort sur les seuls aspects essentiels du problème.

F. CONCLUSION

Les principales démarches utilisées de façon opérationnelle pour estimer les crues très rares à partir de la connaissance des pluies ont été illustrées par trois méthodes-types allant d'un modèle conceptuel assez complet à un modèle probabiliste. Il existe, bien entendu, au niveau mondial, de nombreuses variantes empruntant des portions de modélisation plus familières à tel projeteur de tel pays et tenant compte des particularités climatiques et des données disponibles. Cependant, les trois méthodes présentées ici donnent une indication raisonnable sur les principales attitudes de l'homme de l'art face à un problème difficile que la science hydrologique n'a pas encore résolu de façon satisfaisante. Dans l'état actuel des connaissances il semble que, pour les pays de climat non excessif et disposant de bonnes observations, les techniques statistiques soient efficaces car elles se limitent aux variables les plus intéressantes et tirent bénéfice d'un arsenal mathématique bien établi. Les modèles déterministes, *a priori* plus séduisants en raison du fait qu'ils modélisent fondamentalement le processus pluie-écoulement du bassin, sont plus sujets aux problèmes de calage et soulèvent des problèmes de validation.

Toutefois, toutes les méthodes doivent être adaptées et appréciées en fonction du climat spécifique et de la disponibilité des données.

3.3. CHOIX D'UNE MÉTHODE D'ESTIMATION DES CRUES

3.3.1. Introduction

L'estimation de la grandeur d'une crue de probabilité donnée, y compris sa limite supérieure que constitue la crue maximale probable (PMF), ne ressortit pas d'une science exacte. Un grand nombre de méthodes sont valables mais elles ne donnent qu'une estimation relative de la grandeur de la crue, que ce soit son débit de pointe, son volume ou son hydrogramme, dans les meilleures conditions de la connaissance et du raisonnement et dans les limites des données disponibles et de la connaissance des conditions météorologiques qui sont à l'origine du phénomène.

larger than 20 or 50 years, which is beyond the limited length of commonly available records.

e) Advantages, drawbacks

Once the basic data has been analysed to provide the relevant curves, the gradex method is a simple technique for estimating very rare floods. Its lumped nature allows a good assessment of probability for large values of the required return period. On the other hand, its area of application is restricted by the assumption of a Gumbel-like cumulative distribution function for extremely large rainfalls (although for the areas analysed to date it has given a suitable distribution function), and by the necessity for the parallelism of the two distributions of rainfalls and discharges (Gumbel plot) to occur just beyond the largest observed discharges. If not, it may lead to an overestimation of the design flood. When applicable, the gradex model appears to be very robust, due to selection of the pertinent features of the problem.

F. CONCLUSION

The main techniques in common use for estimating rare floods from rainfall data have been illustrated by three typical methods ranging from a rather comprehensive model to a simple probabilistic one. Of course, there exist, throughout the world, many variants combining parts of modelling according to the preferences of designers and the particular climate and availability of data. However the three methods reviewed above give a reasonable comment on the main attitudes towards a problem that hydrological science has not yet solved satisfactorily. In the current state of knowledge it appears that, for countries with good data and consistent climate, the statistical techniques are efficient because they focus on the most pertinent variables and rely on basic mathematical rules. Deterministic models, at first sight more appealing, because they basically model the basin rainfall-runoff process, are more sensitive to difficulties of calibration and validation.

However all methods should be assessed relevant to the specific climate and data availability.

3.3. CHOICE OF FLOOD ESTIMATION METHOD

3.3.1. Introduction

Estimation of a flood magnitude for a given probability, including the upper bound Probable Maximum Flood (PMF), is not an exact science. A number of flood estimation methods are available, but they only give an estimation of a relative flood magnitude, be it peak flow or volume of the hydrograph, to the best of knowledge and understanding and within the limitations of the data available and the knowledge of the initiating meteorological conditions.

3.3.2. Facteurs influençant le choix de la méthode d'estimation des crues

A. FACTEURS RESPONSABLES DE L'OCCURRENCE DES CRUES

a) Les caractéristiques climatiques du pays, de la région et du bassin versant détermineront l'averse qui est à l'origine de la crue, y compris ses éléments associés, son intensité et sa variabilité.

Le climat, qu'il soit tropical, équatorial, méditerranéen ou sous l'influence de la mousson, constitue un facteur essentiel pour la répartition saisonnière, l'intensité et le volume de la pluie. L'orientation du bassin versant par rapport aux vents dominants, la mer, les montagnes, les déserts, les typhons sont des causes de modification des conditions de production et d'importance des crues au même titre que l'existence et l'extension de la couverture neigeuse et des lacs.

b) Les caractéristiques physiques du bassin versant interfèrent avec le climat. L'altitude du bassin, sa topographie, sa forme et ses dimensions (existence d'affluents, de sous-bassins) auront une influence sur la pointe et le volume des crues et sur le temps de concentration.

La géologie, la pédologie et la végétation conditionneront l'importance et la vitesse de l'écoulement. La lame d'eau moyenne annuelle écoulée varie d'environ 700 mm en Amérique du Sud (1 000 à 1 100 mm dans le bassin de l'Amazone) à 45 mm en Australie.

Il existe évidemment des différences importantes dans l'estimation des crues en fonction des bassins versants dont les superficies peuvent varier de moins de 10 km² à plus d'un million de kilomètres carrés avec des crues de plus de 50 000 m³/s et des régions où les averses de tempête peuvent dépasser 1 000 mm en 24 heures.

c) La variabilité de l'écoulement a une influence significative sur l'estimation des crues extrêmes. Des informations sur les grandes différences dans la variabilité des débits suivant les pays et les continents sont publiées dans les catalogues des crues les plus importantes au niveau mondial [125]. Les rapports entre la crue de probabilité 1 : 1 000 et la crue moyenne annuelle peuvent varier de 2 à plus de 20. Un examen des tendances du coefficient de variation C_v pour les cours d'eau des différents continents [102] montre pour l'Europe, y compris la Grande-Bretagne, une valeur moyenne de 0,34, pour les États-Unis environ 0,64 et une grande variabilité pour les continents désertiques tels que l'Afrique du Sud et l'Australie (C_v de l'ordre de 1,1).

Les pays ou les régions dans lesquels la variabilité des débits est faible et qui disposent de bonnes données peuvent évidemment procéder à l'extrapolation des débits des cours d'eau avec une plus grande confiance que les pays dans lesquels cette variabilité est élevée et plus spécialement lorsqu'on dispose de données limitées.

Les variations saisonnières peuvent également intervenir, notamment dans les pays où les chutes de neige sont importantes, se traduisant par des saisons caractérisées par des pointes de crue et par des volumes de crue importants.

Les facteurs analysés ci-dessus doivent être pris en considération par les hydrologues pour la mise au point d'un modèle ou pour l'estimation des crues d'une probabilité donnée.

3.3.2. Factors influencing choice of flood estimation method

A. FLOOD PRODUCING FACTORS

a) The climatological characteristics of the country, region and catchment area will determine the initiating rainfall with associated patterns, storm intensities, and variability.

The climate, whether tropical, equatorial, monsoonal or mediterranean, is a major factor in the seasonal patterns, intensity and volume of rainfall. The orientation of the catchment to prevailing winds, the sea, mountains, deserts, typhoons are modifying factors; as is the existence and extent of snow cover and lakes.

b) The physical characteristics of the catchment combine with the climate. The catchment elevation, topography, shape and size (tributaries, sub-basins) will influence the flood peak, volume, and time of concentration.

The geology, pedology and vegetation will influence the extent and rate of runoff. The mean normal runoff for continents varies from nearly 700 mm in South America (1 000 to 1 100 mm in the Amazon basin) to 45 mm in Australia.

There are obviously major differences in flood estimation when dealing with catchments that can range from less than 10 km² to more than a million km² (where minimum recorded flows exceed 50 000 m³/s) and regions where rain storms can exceed 1 000 mm in 24 hours.

c) The variability of flow has a significant influence on the estimation of extreme floods. Indications of the wide differences in flow variability between countries and continents are given in world catalogues of very large floods [125]. Ratios of estimated 1 : 1 000 AEP (*) flood to mean annual flow can vary from 2 : 1 to more than 20 : 1. A review of trends in coefficients of variation C_v for rivers in different continents [102] indicates consistent flows for Europe with the Great Britain average C_v around 0.34, USA around 0.64, and high variability for the drier countries such as South Africa and Australia (C_v around 1.1).

Obviously countries or specific regions of some countries with low variability and good data can extrapolate river flows with more confidence than countries with high variability, more particularly where there is limited data.

Seasonal variations can also be significant, particularly in countries with extensive snow accumulations, giving seasonal trends for peak flows and for large volume flows.

The above factors have to be assessed by hydrologists in preparing a model or estimate of potential floods of a given AEP.

(*) AEP : Annual Exceedence Probability.

B. LES DONNÉES

Un élément fondamental pour l'estimation des crues est la disponibilité de données valables.

a) Type de données : pluies, débits des rivières; à l'échelle journalière, mensuelle, instantanée (valeurs de pointe); couverture neigeuse; niveaux et volumes des lacs.

b) Taille des séries de données : Compte tenu de la faible probabilité des crues qui doivent être estimées, il est souhaitable de disposer de séries de données sur au moins 50 à 100 ans avec un minimum de 10 années pour fournir une information utile.

Les crues importantes survenant après l'établissement de la courbe fréquentielle des crues nécessitent vraisemblablement d'apporter à cette courbe des modifications d'autant plus importantes que la période des séries de données sera plus courte [131, 157].

c) Importance spatiale du réseau d'observations : La densité des réseaux d'observations pluviométriques varie dans de grandes limites, depuis une forte densité de plus d'une station pour 100 km² dans quelques pays d'Europe jusqu'à moins d'une station pour 1 000 km² dans de nombreux pays, avec pour conséquence des différences importantes dans les tailles des séries de données et dans leurs possibilités d'application à des bassins versants particuliers.

d) Fiabilité des données : Elle constitue toujours un élément important et dépend des facteurs suivants :

- difficultés de mesurer le débit des grandes crues;
- méthodes utilisées pour le recueil des données et fiabilité des équipements; modifications susceptibles d'intervenir pendant la période des observations;
- fiabilité des capteurs des données;
- fréquence des lectures des données; difficultés d'accéder au capteur;
- précision et fiabilité des enregistrements et des moyens de lecture des données utilisées pour l'estimation des crues;
- modifications apportées aux caractéristiques des stations de jaugeage résultant des affouillements, alluvionnements, accidents et extensions; ces modifications peuvent ne pas avoir été prises en compte pour ajuster les calculs de débit (courbe de tarage de la station).

e) Variations saisonnières : Les variations saisonnières importantes doivent être prises en considération dans la collecte et l'interprétation des données. [132, 139] et l'Annexe B signalent de telles variations observées en Norvège où les pluies d'automne produisent les pointes de crue alors que la fonte de la neige au printemps est à l'origine de crues de longue durée et de volume maximal.

f) Les données sur les crues historiques peuvent présenter une grande valeur si elles sont disponibles. Quelques pays possèdent des relevés des niveaux des crues les plus importantes survenues depuis plusieurs siècles et, pour certains pays, depuis les civilisations romaine et égyptienne (cf. § 3.1.1.).

C. AUTRES FACTEURS

Outre les facteurs responsables de l'occurrence des crues et les caractéristiques des données, d'autres éléments peuvent influencer le choix d'une méthode d'estimation des crues.

B. DATA

A fundamental factor for flood estimation is the data available :

a) Type of Data : rainfall, river flows; daily, monthly, peaks; snow cover; lake levels/volumes.

b) Quantity : Given the low probabilities of floods to be estimated, at least 50 to 100 years is desirable with a minimum of 10 years needed to provide useful information.

The shorter the period, the more likely that major floods occurring after preparation of a flood-frequency curve will result in a major change to the curve [131, 157].

c) Coverage : The density of rainfall stations varies widely from high density (better than one per 100 km² in some European countries) to sparse coverage (less than one per 1 000 km² in many countries) with significant effect on the extent of data and applicability to specific catchments.

d) Reliability : This is always a matter of concern and includes :

- difficulties in measuring large floods;
- methods of data collection and reliability of equipment, and changes over the period of records;
- reliability of gauge readers;
- frequency of readings; difficulties of access;
- accuracy and reliability of recording and processing readings into the data format used for flood estimation;
- changes at flow gauging sites due to scour, silting, damage and upgrading, and whether these changes have been recorded and datums and calculation basis adjusted.

e) Seasonal variations : Strong seasonal variations must be recognised in collection and manipulation of data. [132], [139] and Appendix B refer to strong seasonal trends in Norway where autumn rain floods produce the peak flood flows, but spring snowmelts the biggest volume and longest duration floods.

f) Historical data can be of great value if preserved. Some countries have data on major flood levels going back for many centuries; and some to ancient Roman and Egyptian times (cf. § 3.1.1.).

C. ASSOCIATED FACTORS

Other factors in addition to flood producing factors and data can influence the selection of flood estimation method.

a) Expérience résultant des ruptures de barrages provoquées par les crues : Des accidents importants de ruptures de barrages survenus à une époque récente conduisent généralement à une révision des règles de sécurité, à une modification de la probabilité à adopter pour la crue de projet et, éventuellement, de la méthode de calcul de cette crue (cf. § 2).

b) Règlements et normes : De nombreux pays possèdent ou étudient des règlements de sécurité des barrages. Ces règlements peuvent imposer la probabilité à adopter pour la crue de projet et la méthode à utiliser pour sa détermination en fonction des diverses catégories de barrages et des conséquences d'une rupture de l'ouvrage (cf. § 4.9).

c) Concours d'un hydrologue expérimenté : La présence d'hydrologues possédant une expérience spécifique d'une région ou d'un pays particulier est aléatoire. Ainsi les autorités et les bureaux d'études ont tendance à faire confiance à une méthode particulière qui, à l'expérience, a conduit à des estimations de crue valables dans la région dont ils s'occupent.

d) Le projet : La taille du projet, son importance et les conséquences d'une rupture peuvent influencer le choix de la méthode. Un ouvrage modeste dont la rupture aurait des conséquences de minime importance n'exigera pas une analyse des crues sophistiquée.

Par contre, un grand barrage, d'importance vitale pour l'approvisionnement en eau et dont la rupture aurait des conséquences catastrophiques, voire même sur le plan international, nécessitera une étude hydrologique approfondie en utilisant très vraisemblablement plusieurs méthodes d'estimation des crues afin de définir la limite supérieure des inondations en cas de rupture et pour garantir un niveau convenable de protection.

e) Facteurs économiques : L'analyse économique des risques est de plus en plus importante dans l'évaluation des projets, en particulier lorsqu'il existe des besoins concurrentiels de crédits limités. Généralement, les projets nouveaux peuvent être conçus et réalisés pour supporter des crues de faible probabilité et présenter un niveau élevé de sécurité pour un coût modéré, alors que pour les ouvrages existants le problème est plus difficile.

Une étude économique des risques nécessite d'établir la loi de distribution des crues, mais elle peut ne pas être sensible à la méthode d'estimation des crues utilisée, dans le but de définir un optimum économique. Toutefois, l'analyse économique des risques ne devrait constituer qu'un facteur parmi d'autres dans le choix final de la probabilité de la crue de projet, lorsqu'auront été pris en compte tous les éléments concernant l'importance du projet et ses conséquences. Elle peut également être utilisée pour la détermination des dimensions des évacuateurs de crue principal et secondaire. Elle présente l'inconvénient de ne pouvoir estimer convenablement la valeur économique de la vie humaine.

3.3.3. Méthodes d'estimation des crues - Analyse critique

A. INTRODUCTION

Les méthodes d'estimation des crues et les modalités de leur application ont fait l'objet des paragraphes 3.1 et 3.2. Les considérations qui suivent concernent le choix

a) Experience with floods and dam failures : Major failures in recent times generally lead to reassessment of dam safety and more conservative approaches, upgrading design flood AEP and possibly the flood estimation method (cf. § 2).

b) Legal requirements, guidelines, standards : Many countries have, or are developing, dam safety legislation. The resulting codes, regulations, etc., can specify design flood AEP for various categories of dams and consequences of failure, and the flood estimation method (cf. § 4.9.)

c) Hydrological expertise available : The availability of hydrologists with experience specific to a particular region/country varies. Also Authorities and Consultants tend to develop an expertise and confidence in a particular method, which in experience has provided flood estimates relevant to their area of responsibility.

d) Project : The project size, importance and consequences of failure may influence the method selected. A small, remote project with minimal consequences of failure to loss of life and economic losses will not warrant a sophisticated flood analysis.

On the other hand, a large project, vital to water supply requirements, with catastrophic consequences in the event of failure, and possibly even international consequences of failure, will require a major hydrological investigation, most likely by using more than one estimation method to determine the upper limit of potential flooding and to ensure an adequate degree of conservatism and cross-validation.

e) Economic influences : Economic risk analysis (ERA) is a developing factor in assessment of projects, particularly where there are competing needs for scarce funds. Generally new projects can be designed and constructed to accommodate rare floods and provide a high degree of dam safety at moderate cost, while for existing projects this is more difficult.

An ERA requires a flood-frequency curve, but may not be sensitive to the flood estimation method used, for the purpose of indicating an economic optimum. However an ERA should only be used as one factor in the final selection of design flood probability when all considerations of project importance and consequences are taken into account. It can also be used to assist in relative sizing of the main spillway and supplementary spillway. It suffers from the drawback that the value of human life is not readily assessed.

3.3.3. Flood estimation methods - Critical analysis

A. INTRODUCTION

Basic flood estimation methods with comments on application are covered in § 3.1. and 3.2. The following comments relate to considerations in selecting a

d'une méthode. On doit être bien conscient de « l'imprécision des grandes lois de l'hydrologie et l'impossibilité de les traduire par des standards simples et universels ». Il existe également une « méconnaissance de la signification réelle, en terme de risques, de la notion de temps de retour » [103].

Il serait souhaitable que la méthode choisie ait été mise au point sur la base des données obtenues dans la région considérée et des caractéristiques climatologiques et physiques correspondantes. Toutefois, le degré de confiance dans une méthode ne peut s'appuyer que sur une comparaison entre les données limitées dont on dispose pour la période des observations et les maxima mondiaux observés dans des régions analogues.

B. PROBABILITÉ DE LA CRUE DE PROJET

La méthode d'estimation des crues doit être choisie en considération de la probabilité adoptée pour la crue de projet.

Un certain nombre de pays imposent les débits de l'évacuateur de crue, pour des barrages de divers types, dans l'intervalle de probabilité de 1 : 100 à 1 : 500 [20, 42, 141]. Bien que l'extrapolation nécessaire à partir des séries de mesures disponibles se traduise par de très larges intervalles de confiance, les méthodes statistiques sont souvent utilisées pour de telles probabilités.

Les débits de projet des évacuateurs de crue de probabilité 1 : 1 000 sont également fréquemment adoptés. De telles probabilités sont à la limite de l'extrapolation statistique et de l'interpolation à partir des modèles pluies-débits et dépendent des données disponibles et de la variabilité des débits.

Les crues de projet de très faibles probabilités telles que la PMF ou de probabilités comparables relèvent mieux de la méthode PMP/PMF ou des modèles pluies-débits.

C. MÉTHODES STATISTIQUES

De nombreuses méthodes sont décrites dans la littérature, telles que les lois de Gumbel, log-Pearson III, log-normal et loi exponentielle qui sont les plus usuelles (cf. § 3.1.4.).

Les lois statistiques relèvent d'un certain nombre de variables aléatoires et non de la nature physique de l'écoulement; elles ne comportent pas de limite supérieure comme il semble être physiquement le cas, ni la possibilité que les crues extrêmes puissent suivre une loi différente de celle des crues plus fréquentes. Ces différents aspects sont développés dans [15] et [100]. Il existe des cas tels que [3] pour lesquels des pointes de crues exceptionnelles ne peuvent être prévues en utilisant les analyses fréquentielles classiques des débits de pointe.

Les méthodes statistiques permettent d'obtenir une courbe fréquentielle des débits de pointe des crues sans correspondance avec la durée critique de la crue; elles ne fournissent ni le volume, ni l'hydrogramme de la crue. Elles sont par suite mieux adaptées aux situations pour lesquelles seule la pointe de crue est l'élément recherché, bien que les études statistiques du volume des crues puissent également être envisagées.

Ces méthodes dépendent essentiellement de l'étendue et de la fiabilité des données. La période couverte par les données est généralement beaucoup plus

method. It must be realised that “ the main laws of hydrology are insufficiently precise, and impossible to translate in terms of straight-forward universal standards ”. There is also “ inadequate understanding of the real significance, in terms of risk, of the notion of return period ” [103].

The method selected should desirably have been developed relevant to data from the region and the associated climatological and physical characteristics. However, the degree of confidence in any method can only be based on a comparison between the limited data available for the period of record and recorded world maxima for comparable regions.

B. DESIGN FLOOD PROBABILITY

The estimation method should be selected having regard to the design flood AEP.

A number of countries specify spillway design floods, for various categories of dam, in the range 1 : 100 to 1 : 500 AEP [20, 42, 141]. Although the extrapolation required for typical lengths of stream gauging records results in extremely wide confidence limits, statistical methods are often used for determining these floods.

Spillway design floods of 1 000 AEP are also commonly specified. These are on the boundary of statistical extrapolation and interpolation from rainfall-runoff models and depend on the data available and variability of flow.

Dam safety floods at extreme probabilities of PMF or comparable very low probabilities are better derived from PMP/PMF and rainfall-runoff models.

C. STATISTICAL METHODS

Many methods and variations are found in the literature, with Gumbel, log-Pearson III, log-normal and exponential models being the most common (cf. § 3.1.4.).

The statistical models relate to a number of random variables, not the physical nature of flooding, and do not provide for an upper bound, as would appear to be the physical case; nor do they provide for the possibility that extreme floods follow a different law to the more frequent floods. There are developments on these aspects in [15] and [100]. There are cases such as [3], where exceptional flood peaks experienced cannot be predicted using conventional flood peak/frequency analysis.

Statistical methods give a flood-frequency curve of peak flows, with no specific relevance to critical flood duration; they do not provide a flood volume or hydrograph. They are therefore best suited to cases where only the peak flow is required although frequency studies of flood volume could be also envisaged.

They are strongly dependent on the extent and reliability of the data. The period covered by the data is usually much shorter than the extrapolation period required,

courte que la période d'extrapolation nécessaire, avec pour conséquence de grandes variations entre les différentes lois sur la grandeur des crues de même probabilité dans la zone d'extrapolation.

La courbe fréquentielle des crues est également très sensible à une nouvelle analyse incorporant de nouvelles crues importantes résultant d'observations hydrologiques. Wang [157] souligne, parmi divers exemples, le cas où la probabilité d'une crue était estimée à 10^{-6} sur la courbe résultant de 30 années de données; l'incorporation d'une nouvelle crue a conduit à modifier la courbe de telle sorte que la probabilité de la crue citée précédemment était estimée seulement à 1 : 200.

Pour les raisons qui précèdent, les méthodes statistiques peuvent être utilisées avec la plus grande confiance pour des probabilités limitées à 1 : 500 lorsqu'on dispose de données valables, de préférence pour des durées de retour de 30 à 100 ans et lorsqu'on recherche seulement la grandeur des pointes de crues, c'est-à-dire lorsque le laminage de la crue dans la retenue n'est pas un facteur essentiel du projet. Lorsque des données valables sur une longue période sont disponibles et si les crues présentent dans la région une faible variabilité, l'extrapolation jusqu'à une probabilité de 1 : 1 000 est raisonnable.

Des précautions doivent être prises dans l'application des méthodes statistiques :

- lorsque les données sont rares, peu fiables ou ne portent que sur une courte période;
- lorsque les débits des crues sont très variables [114];
- pour de très faibles probabilités, inférieures à 1 : 1 000.

D. MODÈLES PLUIE - DÉBIT

Ces modèles déterministes reposent sur une solide base physique. Ils sont fonction des caractéristiques du climat et du bassin versant et fournissent l'hydrogramme et le volume de la crue dans la région où le modèle peut s'appliquer. L'analyse des pluies repose sur une série de données plus importante car la pluie est plus facile à mesurer que les débits et on dispose généralement d'un plus grand nombre d'observations des averses que des crues.

Le transfert de la pluie à l'écoulement implique le choix d'un certain nombre de variables pour réaliser un modèle du cours d'eau et de son bassin versant. Les modèles peuvent s'appliquer à de très grands bassins en utilisant des modèles de sous-bassins, tenant compte des variations spatiales de la pluie (cf. § 3.2.2.); ces modèles possèdent une grande souplesse en étant susceptibles de prendre en compte les effets atténuateurs des lacs et des réservoirs, les modifications actuelles ou potentielles des bassins et, pour quelques modèles, une réponse non linéaire. La plus grande expérience est nécessaire pour l'utilisation de ces méthodes; toutefois, l'arrivée des ordinateurs a considérablement simplifié l'utilisation d'un grand nombre de modèles.

Ces méthodes de transfert pluie-débit semblent pouvoir être utilisées dans les cas où :

- le laminage de la crue est important;
- une série de périodes critiques doit être étudiée;
- il existe des modifications potentielles du bassin versant.

with resulting wide variations between the different models for flood magnitudes at comparable extrapolated probabilities.

The flood-frequency curve is also sensitive to re-analysis with major floods subsequent to the hydrological investigation. Wang [157] quotes, among examples, a case where such a large flood was estimated to be a 1 : 10⁶ AEP on the curve prepared from 30 years data; the inclusion of the new flood in the analysis altered the curve such that the new flood was then estimated to be only 1 : 200 AEP.

Statistical methods, because of the above limitations, can be used with most confidence for probabilities to 1 : 500 AEP when there is reliable data, preferably for a period of 30 to 100 years and where only peak flows are required i.e. when flood attenuation by the reservoir is not significant. Where reliable data over a long period is available, and the flows of the region have a low variability, extrapolation to 1 : 1 000 AEP is reasonable.

Caution is needed when applying statistical methods :

- when data are scarce/unreliable/short period;
- where flows are highly variable [114];
- for very low probabilities, less than 1 : 1 000 AEP.

D. RAINFALL-RUNOFF RELATIONSHIP

These deterministic models have a strong physical basis. They depend on climate and catchment characteristics and provide a hydrograph and volume at any location which can be routed through the system. The rainfall analysis, which can be statistical or meteorological, has a bigger data-bank as rainfall is easier to measure than flows and there are usually more storm records than records of floods.

The conversion of rainfall to runoff involves selection of a number of variables for a model of the river and catchment system. The models can be applied to very large catchments using sub-basin models (cf. § 3.2.2.) with spatial variations of rainfall, and are very flexible, being able to take into account the attenuation effects of lakes and reservoirs, actual and potential catchment changes, and with some models non-linearity of response. Considerable expertise is required for these methods, however the advent of computers and software has greatly simplified the numerical task.

These methods seem to be usable for cases where :

- attenuation is significant;
- a range of critical periods should be tested; and
- there are potential changes in the catchment.

Ces méthodes sont bien adaptées à l'analyse des crues de très faibles probabilités, inférieures à 1 : 1 000 et permettent d'estimer la limite supérieure (PMF) à partir de l'estimation de la précipitation maximale probable (PMP). Ces modèles ne sont pas aussi sensibles que les méthodes statistiques aux grandes variabilités des débits de crues.

Il n'existe pas de fondement permettant d'affecter une probabilité de dépassement non nulle à la PMF, mais une probabilité peut être arbitrairement affectée en considérant les méthodes utilisées pour estimer la PMP et le calage du modèle pluie-débit. Une fourchette de probabilités comprises entre 10^{-4} et 10^{-9} est utilisée. On peut ensuite interpoler entre ces fréquences et le maximum extrapolable d'une distribution de crue qui se situe dans la gamme 1 : 100 à 1 : 1 000 [15, 122].

Les modèles utilisés sont décrits au § 3.2.2.

E. MÉTHODES HISTORIQUES, EMPIRIQUES ET RÉGIONALES

Les données historiques qui, dans certains pays, remontent à plusieurs siècles peuvent être d'une grande valeur, ainsi qu'il est indiqué au § 3.1.1., pour compléter les observations hydrologiques sur les grandes crues et faciliter les vérifications des méthodes d'estimation des crues.

Les formules empiriques et régionales (§ 3.1.2.) et les courbes enveloppes (§ 3.1.3.) sont très utiles :

- a) lorsqu'on dispose de peu de données météorologiques et hydrologiques;
- b) pour permettre un recoupement sur la vraisemblance des résultats fournis par plusieurs méthodes d'estimation;
- c) en tant que méthode d'estimation dans certaines situations particulières lorsque des pointes de crues exceptionnelles peuvent résulter de la conjonction de deux ou plusieurs conditions météorologiques ou lorsque les conditions de production de violentes averses sont rares dans la région [3].

3.3.4. Conclusions

Alors qu'on ressent le besoin de disposer de normes et de règles, il n'existe aucune méthode susceptible d'intégrer tous les facteurs, en particulier lorsque les données sont rares, les débits très variables et que les conditions météorologiques susceptibles de provoquer des averses exceptionnelles sont peu fréquentes. Dans l'utilisation des lois statistiques, une attention particulière doit être portée sur la cohérence des approches et des pratiques; le choix de ces lois doit tenir compte du climat et de la variabilité des écoulements de la région; enfin, l'hydrologue doit être parfaitement conscient des limites des méthodes utilisées.

Pour les grands barrages dont la rupture entraînerait de graves conséquences, la probabilité de dépassement annuel de la crue de projet est généralement comprise entre 1 : 1 000 et 1 : 100 000; ces probabilités sont largement en dehors de celles des données limitées disponibles pour exploiter et étalonner une quelconque méthode d'estimation des crues. Face aux incertitudes hydrologiques qui s'attachent à l'estimation des crues dont la période de récurrence dépasse considérablement la taille de l'échantillon des données, le projeteur doit adopter une attitude conservatoire en prenant en considération la sécurité globale du barrage vis-à-vis des crues potentielles exceptionnelles.

They are well suited to extreme probabilities less than 1 : 1 000 AEP and can provide estimates of the upper-bound PMF using an estimate of probable maximum precipitation (PMP). These models are not as sensitive as statistical methods in regions with flows of high variability.

There is no justification for assigning a non-zero AEP to PMF, but a probability can be arbitrarily assigned after consideration of the methods used to estimate PMP and the calibration of the runoff model. Probabilities ranging from 1 : 10⁴ to 1 : 10⁹ AEP are used. A flood-frequency curve can then be interpolated to a statistical extrapolation of river flows with probabilities in the range 1 : 100 to 1 : 1 000 AEP [15, 122].

Useful models are described in § 3.2.2.

E. HISTORICAL, EMPIRICAL, REGIONAL METHODS

Historical data, extending back many centuries in some countries, can be of great value as set out in § 3.1.1. to extend hydrological data on major floods and for calibration checks on estimation methods.

Empirical and regional formulae (§ 3.1.2.) and envelope curves (§ 3.1.3.) are very useful :

- a)* where little meteorological and hydrological data are available;
- b)* as a cross check on the reasonableness of results of flood estimation methods;
- c)* as a guideline in particular cases where exceptional flood peaks can result from two or more different storm producing meteorological conditions or where a major storm producing condition is rare to the region [3].

3.3.4. Conclusions

While there is a need for consistent standards and guidelines, there is no single method, or methods, to embrace all factors, particularly where data are scarce, flows are highly variable and where rare meteorological conditions can produce exceptional storms. Emphasis should be placed on consistent approaches and practices and use of laws, models should be chosen with particular relevance to the climate and flow variability of the region and the hydrologist should acquire expert understanding of the limitations of the methods used.

For large dams with major consequences of failure, the design flood annual exceedence probability selected is generally in the range of 1 : 1 000 to 1 : 100 000; these probabilities are well outside the range of the limited data-bank available to develop and calibrate any flood estimation method. In the face of the hydrological uncertainties in estimating extreme floods for probabilities well beyond the data period, the dam designer has to adopt a conservative approach for consideration of the overall safety of the dam against potential extreme floods.

Dans le cas de barrages importants dont la rupture aurait de graves conséquences, il est possible d'associer l'analyse fréquentielle si on dispose de données fiables et les méthodes hydro-météorologiques, ce qui permet de combiner des facteurs tels que des événements hydrologiques exceptionnels, des pluviométries très importantes, de faibles déficits en eau des sols et une forte fonte des neiges. Il est alors recommandé de procéder finalement à une comparaison globale entre les crues calculées et les valeurs maximales mondiales et régionales.

For major projects with serious consequences of failure, it is practicable to use a combination of frequency analysis, where good reliable data is available, and hydrometeorological approaches which can combine factors such as hydrologically rare events, extreme rainfall, low soil moisture deficit and intense snowmelt. A final overall comparison between computed floods and world and regional maxima is desirable.

4. CHOIX DE LA CRUE DE PROJET

4.1. PRINCIPES GÉNÉRAUX

Le choix de la crue de projet dépend du degré de risque admis en cas de dépassement de celle-ci. Il intervient à la fois sur la sécurité du barrage et sur le dimensionnement des ouvrages d'évacuation et de la réserve supplémentaire nécessaire au laminage de la crue de projet.

Dans beaucoup de cas, les conséquences de la rupture du barrage seraient si sévères qu'une probabilité significative de rupture ne peut être tolérée, et la protection doit être assurée jusqu'à un niveau de crue maximal. Toutefois, si les conséquences s'avéraient moins sévères, une faible probabilité de rupture peut être acceptée et les dépenses pour assurer la protection peuvent alors être réduites. En fait, aucun barrage ne peut être conçu avec une sécurité absolue et l'on doit accepter une certaine probabilité de rupture tout en considérant qu'il existe des situations dans lesquelles un phénomène dont la probabilité est suffisamment faible peut, d'un point de vue pratique, être considéré comme impossible (notion de certitude pratique).

La première tâche dans la détermination d'une crue de projet est de fixer le degré de sécurité accepté qui sera à la base de son estimation. Idéalement, ce choix devrait reposer sur des considérations techniques et économiques liées à l'aménagement et à son environnement.

En réalité, lorsque, comme c'est souvent le cas, des vies humaines sont en cause, les aspects psychologiques, moraux ou politiques sont prépondérants. On procède alors de façon assez empirique en s'en tenant à des usages ou à des règles qui diffèrent sensiblement d'un pays à l'autre.

Ainsi, dans de nombreux pays, les administrations ou organismes responsables fournissent des directives plus ou moins précises qui aident à choisir la crue de projet à adopter en fonction des risques encourus en cas de rupture.

La sécurité effective est donnée par la valeur de la crue qui emporterait le barrage. Cette crue peut correspondre à la crue de projet si celle-ci est estimée par une méthode maximaliste (PMF), mais peut lui être très supérieure si cette crue de projet est associée à des règles de dimensionnement des ouvrages d'évacuation imposant de fortes contraintes techniques et assurant implicitement des marges de sécurité supplémentaires.

Ainsi, très souvent la crue de projet est supposée arriver dans une retenue pleine et déversant un débit égal au débit moyen journalier estimé sur une longue période. De telles hypothèses, associées au maintien d'une vanne, même si éventuellement une vanne ne fonctionne pas et si les ouvrages de prise sont hors service, conduisent à un degré de protection très élevé, bien que mal défini.

La tendance actuelle dans de nombreux pays est de distinguer l'aspect sécurité du barrage de celui du dimensionnement des ouvrages d'évacuation. Cette approche conduit en pratique à définir deux crues de projet et les deux capacités correspondantes des ouvrages d'évacuation [20, 60, 103, 132] :

4. SELECTION OF DESIGN FLOOD

4.1. GENERAL PRINCIPLES

Selection of the design flood is governed by the degree of risk judged acceptable in the event of it being exceeded. It has an impact on dam safety and the determination of spillway capacity and surcharge storage required to safely accommodate the design flood.

In many cases, the consequences of a dam failure would be so severe that no significant level of failure probability can be tolerated, and the protection must be provided up to maximum flood levels. However, where the consequences would be less serious, some slight failure probability is acceptable, and expenditure for protecting the dam can be less. In fact, a dam can never be designed for absolute safety and some finite probability of failure must be accepted, although there are situations where the probability of the causative event must be so low as to be considered impossible in practical terms (this is the practical certainty concept).

The first task in determining the design flood is to establish the acceptable degree of safety on which the determination will be based. Ideally, this should be based on engineering and economic considerations relevant to the site and its environment.

In practice however, it is often the case that human life is a factor, or that psychological, moral and political considerations predominate. The approach is then typically quite empirical, on the basis of normal practice and rules which differ substantially from one country to another.

For example, many authorities and government agencies issue directives in varying degrees of detail, helping to select the design flood on the basis of the failure hazard.

Effective safety is represented by the size of river flood which would wash away the dam. This may equate with the design flood estimated by a maximist method (PMF), but may be much larger if the design flood is associated with very stringent rules for setting discharge capacity which automatically provide an extra margin of safety.

For example, the design flood is generally assumed to flow into an already full reservoir spilling long term average daily inflow combined with the stipulation for conserving freeboard with a gate assumed to be jammed shut during a routing of the design flood. This represents a very high degree of protection, even if not very precisely defined.

The present trend in many countries is to make a distinction between dam safety and works discharge capacity. This approach, in practical terms, leads to two design floods and their corresponding spillway discharge capacities [20, 60, 103, 132] :

● une « crue de sécurité » pour laquelle on considère pratiquement comme acceptable que la crête du barrage, les ouvrages d'évacuation et de dissipation d'énergie soient à la limite de la rupture, mais présentent encore un fonctionnement sûr. Cette crue est souvent égale à la PMF;

● une « crue de projet » *stricto sensu* devant être évacuée dans des conditions normales avec une marge de sécurité fournie par la revanche. Cette crue est généralement estimée comme un pourcentage de la PMF ou une crue de probabilité de dépassement donnée (1/100, 1/1 000, ...).

Si le choix de la crue de projet et le dimensionnement des ouvrages d'évacuation sont théoriquement fixés sur la base de considérations techniques et économiques et sur l'analyse des dommages qui résulteraient de la rupture du barrage, ils dépendent aussi de la confiance que l'on peut avoir dans les données de base, des caractéristiques de l'ouvrage et des contraintes que l'on s'impose dans les calculs des ouvrages d'évacuation.

Parmi les nombreux facteurs qui conditionnent ce choix, la fiabilité des données constitue donc un des premiers éléments à prendre en considération. Les autres facteurs intervenant sont liés à la structure de l'aménagement (type de barrage, type d'évacuateur, importance de la revanche, effet de laminage dans la retenue) ou à l'environnement (existence éventuelle de réservoirs artificiels à l'amont, ou de centres urbains à l'aval).

Ce choix ne conduit pas obligatoirement à une méthode unique et dans ce sens les différentes méthodes disponibles apparaissent donc très complémentaires. Deux démarches sont possibles :

- une démarche probabiliste consistant à évaluer la probabilité de la crue qui entraînerait la destruction du barrage;
- une démarche déterministe consistant à évaluer la crue contre laquelle on cherche à protéger le barrage.

4.2. FIABILITÉ DES DONNÉES

Le projeteur devra être d'autant plus prudent dans le choix de la crue de projet que les données de base sont peu fiables et de trop courte durée.

La confiance que l'on peut attribuer à une valeur de crue de probabilité très faible estimée par les méthodes statistiques est souvent illusoire et en tout cas essentiellement fonction de la qualité des données hydrologiques qui ont servi à son estimation. Cette incertitude sur l'hydrologie est particulièrement grave pour les petits bassins versants et pour les cours d'eau au régime très irrégulier ou soumis à des phénomènes physiques exceptionnels (région de cyclones, par exemple).

De même, le choix de la crue maximale probable comme crue de projet implique de disposer des données météorologiques nécessaires à l'utilisation correcte de cette méthode. Faute de données régionales, cette méthode est trop souvent mal utilisée en procédant à des estimations arbitraires et très incertaines de nombreux paramètres importants, pouvant conduire à des résultats surestimés ou sous-estimés et irréalistes (cf. § 3.3.).

La qualité de l'estimation d'une crue de projet est largement tributaire de la qualité de l'information hydrométéorologique collectée dans le passé. Cette esti-

- the “ **safety check flood** ” often made equal to the Probable Maximum Flood. It is considered acceptable practice for the crest structure, waterway, and energy dissipator to be on the verge of failure, but to exhibit marginally safe performance characteristics for this flood condition;

- the “ **design flood** ” strictly representing the inflow which must be discharged under normal conditions with a safety margin provided by the freeboard. It is usually taken as a percentage of PMF or a flood with a given probability of exceedence (1 : 100, 1 : 1 000, etc.).

While selection of the design flood and discharge capacity of the appurtenant works are theoretically based on engineering, cost and considerations of the consequences of dam failure, they are also influenced by the designer’s confidence in the basic data, the characteristics of the project and design criteria for the discharge works.

Thus, of the many influencing factors, reliability of the basic data is one of the prime factors to be considered. The others involve the project details (dam type, spillway type, freeboard height, reservoir flood detention capacity) and conditions upstream and downstream of the site (whether there are any man-made reservoirs on the river or downstream population centers).

There is no obvious single method for design flood selection, and those available rather appear complementary to each other. Two approaches are available :

- probabilistic approach, by which the probability of the flood which would destroy the dam is estimated;
- deterministic method, by estimating the flood, against which the dam must be protected.

4.2. RELIABILITY OF DATA

Great care must be taken in selecting the design flood, especially when the data are not very reliable with too short a duration.

Values of very low probability floods estimated by statistical methods are often meaningless, or at best, confidence in them depends on the quality of the hydrological input. Uncertainty about the hydrological data is particularly serious in small catchments and irregular rivers, and in areas exposed to cyclones or other exceptional physical events.

In the same way, taking the Probable Maximum Flood as the design flood means that adequate meteorological data must be available for the method to be reliable. In the absence or adequate regional records, this method is often improperly used, in that it will involve arbitrary and very doubtful estimates of many important parameters, possibly leading to either overestimated or underestimated and unrealistic results (cf. § 3.3.).

The quality of a design flood estimate is largely dependent on the quality of the hydrometeorological records, compiled in the past. The estimated values must

mation doit donc faire l'objet d'une analyse de confiance des valeurs obtenues, prenant en compte à la fois la quantité et la précision des données hydrologiques disponibles et la validité des méthodes de calcul utilisées.

Il est prudent de tenir compte du manque de fiabilité des données hydrologiques en compensant l'incertitude sur l'importance de la crue de projet, soit en augmentant sa valeur de façon réfléchie, soit en concevant des dispositifs sécuritaires (possibilité de déversement sans dégâts importants, section fusible...).

4.3. RISQUES A L'AVAL - ANALYSE ÉCONOMIQUE

4.3.1. Risques à l'aval

Pour évaluer ces risques, il convient d'estimer le niveau de l'eau qui serait atteint à l'aval par la crue artificielle que produirait la rupture du barrage et de le comparer à celui que provoquerait la même crue en l'absence du barrage. Dans le cas de barrages de grande hauteur dans des vallées étroites et encaissées, la différence sera beaucoup plus significative que pour des barrages moins élevés implantés dans des vallées larges.

On établit en général la relation entre la hauteur de la retenue et la crue due à la rupture du barrage et on étudie sa propagation le long de la vallée.

Les dommages pouvant être causés à l'aval du barrage peuvent être classés en trois catégories dont on trouvera un exemple dans le Tableau 1 des recommandations de l'ANCOLD [7] :

- les pertes en vies humaines;
- les pertes économiques directes résultant des dommages aux biens matériels : centres d'habitation, édifices agricoles, industriels ou commerciaux, etc.;
- les pertes économiques indirectes liées à l'existence même de l'aménagement : production hydroélectrique, approvisionnement en eau, maîtrise des crues, etc.

L'évaluation de ces dommages doit être effectuée en considérant les développements économiques futurs envisagés pour la vallée. On peut alors imaginer pouvoir fixer la crue de projet en recherchant la protection proportionnée au risque, à la suite d'une étude économique.

4.3.2. Analyse économique

Une augmentation de la sécurité d'un barrage entraîne une augmentation de son coût. Un équilibre doit être trouvé entre la sécurité et le coût.

Une approche théorique consiste à rechercher l'optimum économique entre le coût des ouvrages d'évacuation et le coût des dégâts contre lesquels on souhaite se protéger [17, 26, 59, 93]. Cela revient à minimiser le coût des ouvrages d'évacuation, augmenté de l'espérance mathématique actualisée du coût des dégâts que provoquerait la submersion par saturation de l'évacuateur.

La méthode de calcul est décrite dans [17] où le lecteur pourra se reporter.

En réalité, cette méthode de l'analyse économique du risque (ERA) se heurte à de nombreuses difficultés d'application :

therefore be subjected to a confidence analysis with reference to the quantity and accuracy of the hydrological data and the validity of the methods of calculation used.

It is wise to allow for inaccuracy in the hydrological data and compensate for the uncertainty of the magnitude of the design flood by adopting a carefully considered safety factor or adding engineered safeguards to the project (dam designed for overtopping without serious damage, fuse plug dyke, etc.).

4.3. DOWNSTREAM HAZARD - ECONOMIC ANALYSIS

4.3.1. Downstream hazard

In estimating the downstream hazard, one must calculate the rise in water level due to the artificial flood released by postulated dam failure and compare it with the same flood occurring without the dam. With high dams in steep narrow river valleys, this difference will be significantly larger than with lower dams in wide river valleys.

It is normal practice to determine the relationship between reservoir level and downstream flood, and the propagation of the flood wave down the valley is examined.

Damage likely to be caused downstream of the dam can be classified into three categories (see example in Table 1 of the ANCOLD recommendations [7]) :

- loss of human life;
- direct economic loss from property damage : housing, farm buildings, industrial plant, commercial premises, etc.;
- indirect economic loss arising from the loss of the dam : hydro power, water supply, flood control, etc.

When evaluating such damage, consideration must be given to planned future economic development in the floodplain. One can then establish the design flood by balancing protection against hazard, through an economic study.

4.3.2. Economic analysis

Enhancing dam safety increases costs, and some balance must be found between the two.

A theoretical approach would be to find the economic optimum between the cost of the discharge works and the cost of damage against which protection is to be provided [17, 26, 59, 93]. This is equivalent to minimising the discharge works cost, factored by the discounted mathematical expectation of the cost of the damage from overtopping caused by insufficient spillway capacity.

The calculation method is described in [17] to which the reader may refer.

In practice, this economic risk analysis (ERA) approach encounters many problems :

a) L'évaluation du coût des dégâts est rarement une opération simple et conduit dans la plupart des cas à un résultat incertain nécessitant d'utiliser une « fourchette » de variation.

b) Dans le cas d'un risque de pertes en vies humaines, bien qu'il paraisse très délicat, voire même impensable, pour des raisons psychologiques, morales ou politiques, d'affecter une valeur monétaire à chaque victime [26], cette pratique est adoptée dans certains pays sur la base de divers critères. Ce problème peut cependant être en partie résolu si l'on prévoit un dispositif d'alerte et d'évacuation à l'aval pouvant être considéré comme absolument sûr en matière de prévention contre la perte de vies humaines.

c) Enfin, lorsque l'estimation des crues est faite par une méthode statistique classique, l'évaluation précise des crues de très faibles probabilités est toujours très difficile et le minimum recherché pour le coût total est pratiquement indéterminé. Par contre, lorsque l'analyse des crues est fondée sur une méthode maximaliste (PMF), le choix du débit de la crue de projet est moins incertain car ce débit est borné par la valeur maximale probable.

L'approche économique paraît donc utopique dès qu'il s'agit de barrages importants dont la rupture mettrait en danger les populations situées à l'aval (en particulier s'il existe des grandes agglomérations pour lesquelles on cherchera la « garantie absolue »). Par contre, elle peut être intéressante lorsque ce risque de pertes en vies humaines est absent, ce qui peut être le cas de certains ouvrages situés à proximité immédiate de la mer ou d'un lac, ou encore de barrages sans retenue conséquente.

4.3.3. Sécurité et opinion publique

Il est difficile d'apprécier l'impact d'une rupture de barrage sur l'opinion publique, mais on peut supposer que la société ne supporterait pas le renouvellement d'un tel accident en un point du territoire à moins d'une quarantaine d'années d'intervalle.

Si cela s'avère exact, on doit alors prendre les dispositions pour que la probabilité de plus de deux ruptures en moins de quarante ans puisse être considérée comme négligeable pour l'ensemble des barrages existants. Cette probabilité est donnée par une loi de Poisson [101] et, si elle doit être inférieure à 2 % en 40 ans, il ne doit pas survenir dans la région considérée plus d'une rupture en moyenne en 200 ans. Cela, bien entendu, ne donne qu'un ordre de grandeur du degré de sécurité souhaitable.

Il convient de remarquer que très souvent, comme c'est le cas en France ou en Suisse et dans de nombreux autres pays, le degré de sécurité est amélioré lorsqu'on impose des marges de sécurité dans les calculs de dimensionnement (revanche, niveau initial, vanne bloquée, etc.).

4.3.4. Applications

Ces considérations théoriques montrent la difficulté du problème. Elles sont très rarement applicables, ce qui conduit les projeteurs des différents pays à choisir la crue de projet selon des usages ou règles qui prennent en considération les caractéristiques des structures et le contexte environnemental.

a) It is rarely easy to estimate the cost of the damage and the estimate is usually so uncertain that bracketing values must be used.

b) If there is danger of loss of human life, although it is invidious and even unthinkable to set a money value per victim, for psychological, moral or political reasons [26], it is practice in some countries to do so, based on a variety of criteria. The problem can be partly overcome with a warning and evacuation system for the downstream population, if it can be determined that such a system would be completely effective in preventing loss of life.

c) If a conventional statistical flood estimation method is used, accurate calculation of very long recurrence interval floods becomes very difficult and the minimum total cost cannot really be arrived at. On the other hand, if the flood analysis is based on a maximist method (PMF), selection of the appropriate design flood is less uncertain since its value is bounded by the probable maximum value.

The economic approach thus appears to be an unattainable ideal for large dams whose rupture would endanger the downstream population (especially if there is a large town or city, for which “ absolute safety ” will be demanded). But it can be attractive when there is no risk of loss of life, as with dams near the sea or a lake, or those impounding small reservoirs.

4.3.3. Safety and public opinion

It is difficult to assess the impact of a dam failure on public opinion, but it is doubtful whether society would tolerate a second accident in the area before a further forty years or so had passed.

If that assessment is true, designers must ensure that the probability of two or more failures under forty years is exceedingly small for all existing dams. This probability is given by Poisson's distribution [101] and, for example, if it is to be less than 2 % in forty years, it should not be more than one significant failure in the region every 200 years on average. This of course only gives an order of magnitude of the degree of safety required.

It might be noted that in France and Switzerland and many other countries, the level of safety is improved by stipulating safety factors on the design calculations for freeboard, pre-flood reservoir level, gate jammed shut, etc.

4.3.4. Applications

These theoretical considerations show the difficulty of the problem. But they are rarely applicable, so that designers in different countries select their design floods on the basis of usual practice or rules which reflect the characteristics of the dams and the environmental context.

4.4. TYPE DE BARRAGE

La nature du barrage et la taille de la retenue sont des éléments pouvant intervenir dans le choix de la crue de projet [96].

On sera d'autant plus prudent dans ce choix que le barrage sera sensible à un risque de submersion. La vulnérabilité de l'ouvrage aux crues est en effet différente selon qu'il est en béton, en enrochement ou en terre :

a) Le barrage-voûte peut généralement supporter une submersion car la résistance de l'ouvrage est souvent conditionnée par les facteurs thermiques plutôt que par les charges hydrauliques.

b) Le barrage-poids peut supporter une faible submersion jusqu'à un niveau qui provoquerait la rupture de l'ouvrage par défaut de stabilité, entraînant de sérieux dommages.

c) Le barrage en enrochement admet difficilement une submersion ; le matériau constituant la recharge aval pouvant être fluidifié et entraîné par le courant, excepté si le massif est constitué de gros blocs avec des vides très larges, ou renforcé par un treillis métallique.

d) Le barrage en terre est particulièrement érodable et ne supporte pas un déversement par-dessus la crête.

4.5. TYPE D'ÉVACUATEUR

Le type d'évacuateur intervient sur la sécurité du barrage et également sur son coût [17, 75, 96, 153]. L'évacuateur doit non seulement assurer l'évacuation de la crue de projet, mais également ne pas être endommagé par son passage au point d'entraîner une perte de la capacité du réservoir.

Il est bon de rappeler que la fiabilité de fonctionnement des ouvrages d'évacuation est également un facteur de sécurité important :

a) Les évacuateurs de surface sont en général préférés aux évacuateurs de fond car leur capacité maximale de débit croît toujours fortement pour une faible surélévation du plan d'eau (à l'exception des déversoirs en « tulipe ») et ils sont moins susceptibles d'être obstrués par des corps entraînés par le courant. Leur garantie de service est donc plus élevée surtout lorsqu'ils ne sont pas vannés [75, 86, 103]. Toutefois, ces avantages sont amoindris par les problèmes qui se posent au niveau du coursier ou des ouvrages de dissipation d'énergie, qui peuvent se traduire par une rupture du barrage pour des débits supérieurs au débit du projet.

b) Les évacuateurs non vannés sont d'une exploitation simple ; ils sont moins susceptibles d'être obstrués et présentent une plus grande sécurité que les évacuateurs vannés.

c) Les évacuateurs vannés, dont le débit est plus élevé pour un niveau donné de la retenue, permettent de réduire la hauteur et le volume du barrage, donc son coût, mais présentent une plus faible garantie de fonctionnement. Le risque de défaillance des vannes est généralement pris en compte dans le dimensionnement de l'évacuateur qui en possède. Ainsi par exemple en France, il est d'usage de considérer que la crue de projet doit être évacuée en supposant qu'une des vannes est bloquée donc indisponible.

4.4. DAM TYPE

Dam type and reservoir size can affect the selection of the design flood [96].

More care is taken in the selection when the dam is susceptible to damage from overtopping, since the vulnerability of concrete, rockfill and earth dams is not the same :

a) Arch dams can usually withstand overtopping because temperature loads rather than water loads often govern structural design.

b) Gravity dams withstand some minor overtopping up to a level that would cause instability at which stage severe damage would result.

c) Rockfill dams do not stand up well to overtopping; the material in the downstream shoulder may be submerged and washed away by the flow, unless it is made of large blocks with very large voids or reinforced with wire.

d) Earth dams are highly erodible and cannot withstand overtopping.

4.5. SPILLWAY TYPE

Spillway type affects dam safety and cost [17, 75, 96, 153]. In addition to discharging the design flood, the spillway must not be damaged during outflow to the extent that loss of reservoir storage occurs.

It must be recognized that reliability in operation of the discharge works is also an important factor in safety :

a) Surface spillways are usually preferred to orifice types because their capacities increase sharply with a small rise in water level (except for morning glory spillways) and they are less likely to plug with debris. They are therefore more reliable in operation, especially when ungated [75, 86, 103]. However, these advantages are offset by potential problems with the chute or energy dissipation works, that may result in dam failure when discharges greater than the design discharge occur.

b) Ungated spillways are straightforward in operation and are less likely to plug with debris and are safer than when gated.

c) Gated spillways, with greater discharge capacity for a given water surface elevation, enable the dam to be lower, with a smaller volume, thereby reducing cost, but are less reliable in operation. The risk of a gate jamming is usually allowed for in setting the capacity of a gated spillway. In France for example, it is normal practice to require the spillway to be capable of discharging the design flood with one gate jammed closed.

4.6. IMPORTANCE DE LA REVANCHE

La revanche correspond à la différence de cotes prévue entre la crête du barrage et le niveau maximal de la retenue résultant du laminage de la crue de projet.

En principe, son rôle est d'assurer une protection contre le batillage dû au vent et aux seiches. Elle est généralement prévue pour un vent violent orienté dans l'axe de la retenue et peut correspondre à un volume supplémentaire disponible important [15, 24, 95].

La concomitance d'une crue exceptionnelle et d'un vent très violent est un événement dont la probabilité est beaucoup plus faible que celle de la crue considérée. Il convient donc de choisir un vent approprié associé au niveau maximal de la retenue. On peut donc considérer que la revanche, tout en assurant un amortissement supplémentaire, permet d'évacuer en sécurité un débit nettement supérieur à celui de la crue de projet. Cela est surtout vrai pour la plupart des évacuateurs de surface qui ne seaturent pas.

Très souvent le niveau maximal de la retenue est calculé pour la crue de projet de probabilité donnée (10^{-3} par exemple) et la revanche est calculée pour la crue de sécurité (PMF par exemple) de façon que le niveau « extrême » de la retenue n'excède pas la crête du barrage ou ne provoque pas de dommage en cas de submersion.

Les valeurs de revanche adoptées varient beaucoup d'un ouvrage à l'autre; elles sont de l'ordre de 1 à 2 m pour un barrage en béton et peuvent dépasser 5 m pour des grands barrages en remblai [20, 95, 153]. Dans ce dernier cas, l'importance de la revanche est également justifiée par les tassements possibles du remblai, notamment en cas de séisme.

4.7. EFFET DE LAMINAGE DANS LA RETENUE

L'amortissement d'une crue naturelle dans le réservoir dépend de l'importance relative du volume de cette crue par rapport à la capacité du réservoir, ainsi que du type et des conditions de fonctionnement de l'évacuateur et de l'aptitude du barrage à supporter une submersion [58, 96].

Lorsque la retenue n'est pas pleine, la plupart des crues sont généralement très amorties et parfois même totalement encaissées. Cela est le cas des ouvrages spécifiquement destinés à la maîtrise des crues. Les réservoirs de grande surface dotés de déversoirs libres peuvent avoir un effet de laminage considérable sur la crue entrant, pouvant donc être pris en considération dans le calcul de la crue de projet.

L'effet de laminage sur la crue de projet est calculé à partir de l'hydrogramme naturel entrant dans la retenue en considérant une cote initiale au moins égale à la cote de retenue normale. Cela est le cas des retenues hydroélectriques qui sont généralement pleines en période de hautes eaux. Pour ces calculs il est d'une extrême importance de choisir le volume et la durée critique de la crue entrant dans le réservoir. On procède, soit par approximations successives, soit en considérant les caractéristiques de temps du système réservoir/déversoir.

4.6. IMPORTANCE OF FREEBOARD

Freeboard is the vertical difference in elevation provided between maximum reservoir level during a routing of the design flood and the dam crest.

In principle, its purpose is to provide protection against waves and seiches. It is usually calculated for a strong wind down the centreline of the reservoir, and may represent considerable surcharge reservoir capacity [15, 24, 95].

The simultaneous occurrence of an exceptionally large flood and a strong wind has a very much lower probability than the design flood alone. Therefore, an appropriate wind should be selected to be used in combination with maximum reservoir water surface level. It is therefore acceptable to consider that the freeboard, while offering extra surcharge capacity, enables a much larger flood than the design flood to be safely discharged. This applies mainly to most surface spillways (except for morning glory spillways) which do not become drowned.

The maximum reservoir level is often calculated for the design flood of given AEP (e.g. 10^{-3}) and the freeboard is calculated for the safety check design flood (e.g. PMF) so that the " extreme " water level will not overtop the dam or will not cause damage if overtopping occurs.

Freeboard heights vary greatly from one dam to another. They are of the order of 1-2 m for a concrete dam and may be more than 5 m for large embankment dams [20, 95, 153]. In the latter case, the additional height of freeboard is justified by the possible settlement of the embankment, which is much more likely in the case of earthquake.

4.7. STORAGE FOR ROUTING

The extent to which a reservoir will retard and attenuate a flood is governed by the size of the flood peak and volume as compared with reservoir capacity and surface area, the spillway type, and operating conditions and the ability of the dam to withstand overtopping [58, 96].

When the reservoir is not full, a large part of the flood, or even all of it, can be detained, as is the case with dams designed specifically for flood control. Reservoirs with large surface areas and ungated spillways can have a considerable damping effect on the inflow which might be taken into consideration when calculating the design outflow flood.

Design flood routing makes use of the hydrograph of the inflow to the reservoir, whose initial, pre-flood level is taken as not less than normal reservoir level (fully supply level). This applies to hydro-power dams, whose reservoirs are usually full in the high flow season. Thus it will be of utmost importance that the critical volume and duration of the inflow flood is chosen for the calculations. This might be done by trial and error, or by considering the time characteristics of the reservoir/spillway system.

4.8. EXISTENCE DE RÉSERVOIRS A L'AMONT ET/OU A L'AVAL

Pour un système de réservoirs situés sur un même bassin versant, il convient d'aborder le problème du choix de la crue de projet d'une façon globale en prenant en compte les conséquences de l'exploitation des différents réservoirs sur le régime naturel du cours d'eau.

Selon les possibilités de stockage et les règles d'exploitation, l'atténuation des crues sera plus ou moins importante dans chaque réservoir amont.

Pour des réservoirs avec des bassins versants intermédiaires très importants, la sommation des crues de projet peut conduire à des surestimations irréalistes et peut même avoir pour conséquence un accroissement de la crue de projet du réservoir situé à l'aval par la simple introduction d'un réservoir amont. Lorsqu'il y a un grand réservoir à l'amont, la crue de projet pour le barrage aval doit reposer sur l'estimation la plus défavorable résultant des deux modes de calcul suivants :

— Premier cas : on considère la crue de projet laminée par le réservoir amont, augmentée de la crue correspondante (de même probabilité) estimée sur le bassin versant intermédiaire entre les deux barrages.

— Deuxième cas : on considère la crue de projet calculée pour le bassin versant intermédiaire, augmentée de la crue correspondante laminée par le réservoir amont.

Cependant, si le barrage amont est doté d'un évacuateur vanné, il faut procéder avec prudence et envisager le risque d'une fausse manœuvre des vannes pouvant entraîner une crue artificielle supérieure à la crue naturelle.

Lorsqu'il est appréciable, l'effet « domino », qui consiste en la destruction en cascade des barrages implantés sur un même cours d'eau, doit être analysé en utilisant les logiciels de rupture de barrages et de propagation des ondes de crues qui sont actuellement disponibles sur micro-ordinateurs.

4.9. NORMES ET RÈGLEMENTS FIXANT LA CRUE DE PROJET

Les méthodes de calcul des crues de projet utilisées dans divers pays ont fait l'objet des rapports suivants présentés au 16^e Congrès International des Grands Barrages (San Francisco, 1988) et cités dans la bibliographie (Chapitre 6) : Australie [24], Brésil [25], Chine [114], Espagne [42], États-Unis [157], Finlande [125], France [43], Grande-Bretagne [84], Norvège [132], Suède [12], Suisse [15], Tchécoslovaquie [20].

Dans un certain nombre de pays, dont la France [59], il n'y a pas de règles formalisées pour fixer la crue de projet, mais de simples usages qui s'adaptent au cas par cas. Dans d'autres pays, parmi lesquels les USA [157], la Grande-Bretagne [84], le Canada [32, 108], l'Australie [24], la Suisse [15], l'Inde [57] et l'Afrique du Sud [4, 137], ce problème a fait l'objet de recommandations émanant de commissions scientifiques ou organismes responsables. Enfin, dans quelques pays comme la Pologne [9], la Tchécoslovaquie [20] et le Japon [140], la grandeur de la crue de projet à adopter est imposée par des dispositions législatives ou des règlements administratifs.

Lorsqu'il existe des normes ou règles en vigueur, le choix de la crue de projet repose sur une classification des aménagements qui se fait parfois en fonction de

4.8. UPSTREAM/DOWNSTREAM RESERVOIRS

If there are two or more reservoirs in the same catchment, the whole catchment must be considered in selecting design floods with reference to the effects that operation of the different reservoirs will have on the natural streamflow pattern.

Flood detention capability in the upstream reservoirs will depend on their storage capacities and operating rules.

For reservoirs with large intermediate catchments, adding the design floods may produce unrealistically high estimates, and might even have as a consequence that the design flood of a downstream reservoir could be increased by introducing an upstream reservoir. If there is a large reservoir upstream, the design flood for the dam downstream of it should be based on the most critical of two flood conditions :

- First, consider the design flood routed through the upstream reservoir plus the concurrent flood from the intermediate catchment between the two dams.
- Second, consider the design flood from the intermediate catchment plus the concurrent flood routed through the upstream reservoir.

However, if the upstream reservoir has a gated spillway, one must proceed with caution and consider the effects of accidental opening of the gates leading to an artificial flood that might be larger than the natural flood.

Where applicable, the “ domino ” effect of a series of successive collapses of reservoirs on a river should be investigated using dam break and flood routing algorithms, now commonly available for running on personal computers.

4.9. DESIGN FLOOD STANDARDS AND REGULATIONS

The methods used in various countries for calculating design floods have formed the subject of the following reports presented at the 16th International Congress on Large Dams (San Francisco, 1988) and mentioned in the bibliography (chapter 6) : Australia [24], Brazil [25], China [114], Czechoslovakia [20], Finland [125], France [43], Great Britain [84], Norway [132], Spain [42], Sweden [12], Switzerland [15], USA [157].

Some countries, including France [59], have no formal rules for setting the design flood, but use accepted practice which is modified to suit specific conditions. Others, like the USA [157], Great Britain [84], Canada [32, 108], Australia [24], Switzerland [15], India [57] and South Africa [4, 137] issue guidelines from scientific committees or regulatory authorities. In others, like Poland [9], Czechoslovakia [20] and Japan [140], the size of the design flood is stipulated in laws and regulations.

Where standards and rules apply, the selection of the design flood is based on schemes for classification of dams referring sometimes to size and dam

l'importance et des caractéristiques du barrage, ou, le plus souvent, selon les conséquences d'une éventuelle défaillance du barrage (risques à l'aval).

A titre d'exemple, on peut citer les directives émises en 1986 par le Comité National Australien des Grands Barrages (ANCOLD) [24]. Les recommandations de l'ANCOLD reposent sur une classification des dommages supplémentaires résultant des crues (Tableau 1), c'est-à-dire des dommages qui seraient directement imputables à la destruction du barrage en plus de ceux qui se produiraient sans rupture. Le choix de la crue à adopter est alors donné en fonction de ces dommages supplémentaires (Tableau 2).

Des procédures similaires, très utilisées aux États-Unis, ont été recommandées par le Corps des Ingénieurs de l'Armée des États-Unis (USCE) en 1979 [147], à propos de l'inspection des barrages existants. Le choix de la norme recommandée nécessite une identification de l'aménagement reposant sur des classifications selon la dimension du projet et selon le risque à l'aval qui sont fournies dans le manuel de l'USCE (Tableaux 3 à 5). Ces critères ont été fixés pour distinguer les barrages considérés comme certainement « non sûrs » et permettre de les conforter en priorité parmi les nombreux barrages dont les ouvrages d'évacuation sont en toute rigueur insuffisants. Toutefois, les barrages qui satisfont à ces critères ne doivent pas pour autant être considérés comme sûrs.

Un autre exemple est donné dans l'annexe A qui résume les normes utilisées dans les Îles Britanniques selon une classification des barrages basée uniquement en fonction du risque pour les personnes et les biens à l'aval dans l'éventualité d'une défaillance du barrage (Annexe A - Tableau 1 extrait de « Crues et sécurité des réservoirs » — ICE — 1978).

characteristics or, more frequently, the potential consequences of failure (downstream risk).

A typical example is the set of guidelines issued by the Australian National Committee on Large Dams (ANCOLD) in 1986 [24]. The ANCOLD recommendations are based on a classification of the extra damage from floods (Table 1), i.e. the damage that would be directly attributable to the destruction of the dam in addition to what would occur without failure. The design flood is then set with reference to this extra damage (Table 2).

Similar safety standards, widely used in the United States, have been recommended by the US Army Corps of Engineers for inspection of existing dams in 1979 [147]. Selection of the standard requires an identification of the impoundment based on the size and hazard classifications provided in the guidelines of the USCE (Tables 3 to 5). These criteria were established for declaring existing dams to be "unsafe" and to prioritize actions because so many dams were found to have inadequate spillway discharge capacity. Dams that met the criteria in Table 5 may still be declared to be "deficient".

Another example is given in Appendix A which summarizes the standards used in the British Isles according to a classification of the dams which is based solely on the risk to persons and property downstream in the event of failure of the dam (Appendix A - Table 1 extract from "Floods and Reservoir Safety" - ICE - 1978).

**Recommandations du Comité National Australien des
Grands Barrages pour le calcul de la crue de projet**

Tableau 1 - Catégories des dommages supplémentaires résultant des crues

Dommages élevés	Dommages importants	Dommages faibles
Pertes de vies envisagées en raison de la présence de populations ou d'autres centres d'activité à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées, mais la possibilité existe toutefois. Pas de développement urbain et nombre limité d'édifices à l'aval.	Pas de pertes de vies envisagées.
Pertes économiques considérables : dommages sérieux à des entreprises industrielles, commerciales ou agricoles, à des édifices publics et des centres d'habitation. Dommages au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques appréciables : dommages à des routes ou voies ferrées secondaires, à des édifices publics importants, au barrage lui-même et à d'autres réservoirs à l'aval.	Pertes économiques minimales : bâtiments agricoles, terres, chemins vicinaux.
Le barrage est essentiel à l'activité économique et les réparations ne sont pas possibles.	Réparation possible du barrage. Disponibilité de sources de secours pour la fourniture en eau ou en électricité.	Réparation du barrage possible. Pertes indirectes faibles.

**Tableau 2 - Crue de projet recommandée
Probabilité de dépassement annuel**

Catégorie des dommages supplémentaires		Crue de projet Probabilité de dépassement annuel	
Élevés	Pertes de vies Dommages considérables	PMF	à 1/10 000
Importants	Pas de pertes de vies Dommages importants	1/10 000	à 1/1 000
Faibles	Pas de pertes de vies Dommages légers	1/1 000	à 1/100

**Guidelines of the Australian National Committee
on Large Dams (ANCOLD) for the calculation of design flood**

Table 1 - Incremental Flood Hazard Categories

High	Significant	Low
Loss of identifiable life expected because of community or other significant developments downstream.	No loss of life expected, but the possibility recognized. No urban development and no more than a small number of habitable structures downstream.	No loss of life expected.
Excessive economic loss, such as serious damage to communities, industrial, commercial or agricultural facilities, important utilities, the dam itself or other storages downstream.	Appreciable economic loss, such as damage to secondary roads, minor railways, relatively important public utilities, the dam itself or other storages downstream.	Minimal economic loss, such as farm buildings; limited damage to agricultural land, minor roads, etc.
Dam essential for services and repairs not practicable.	Repairs to dam practicable or alternative sources of water/power supply available.	Repairs to dam practicable. Indirect losses not significant.

**Table 2 - Recommended Design Floods (AEP)
Annual Exceedence Probability**

Incremental flood hazard category (IFHC)		Annual exceedence probability (AEP)	
High	Loss of life, extreme damage	PMF	to 1 in 10 000
Significant	Unlikely of life, significant damage	1 in 10 000	to 1 in 1 000
Low	No loss of life, minor damage	1 in 1 000	to 1 in 100

**Recommandations du Corps des Ingénieurs de
l'Armée des États-Unis (USCE)**

Tableau 3 - Dimension de l'aménagement

Catégorie	Capacité du réservoir (hm ³)	Hauteur du barrage (m)
Petit	de 0,62 à 1,23	de 7,6 à 12,2
Moyen	de 1,23 à 61,5	de 12,2 à 30,5
Grand	≥ 61,5	≥ 30,5

Tableau 4 - Risque potentiel

Catégorie	Pertes en vies humaines (importance des dommages)	Pertes économiques (importance des dommages)
Faible	Aucune envisagée (pas d'habitations permanentes)	Minimales (terres non exploitées ou quelques édifices ou terres agricoles)
Important	Peu (pas de développement urbain et seulement quelques structures habitables)	Appréciables (agriculture, industrie ou édifices importants)
Élevé	Nombreuses	Considérables (centres importants d'habitations, industries ou agriculture)

Tableau 5 - Recommandations

Risque	Dimension	Crue de projet recommandée
Faible	Petit Moyen Grand	Probabilité : 1/50 à 1/100 1/100 à 50 % de la PMF 50 % à 100 % de la PMF
Important	Petit Moyen Grand	1/100 à 50 % de la PMF 50 % à 100 % de la PMF PMF
Élevé	Petit Moyen Grand	50 % à 100 % de la PMF PMF PMF

Guidelines of the US Army Corps of Engineers

Table 3 - Size classification

Category	Reservoir capacity (hm ³)	Height of the dam (m)
Small	from 0.62 to 1.23	from 7.6 to 12.2
Intermediate	from 1.23 to 61.5	from 12.2 to 30.5
Large	≥ 61.5	≥ 30.5

Table 4 - Hazard potential classification

Category	Loss of life (Extent of development)	Economic loss (Extent of development)
Low	None expected (No permanent structures for human habitation)	Minimal (Undeveloped to occasional structures or agriculture)
Significant	Few (No urban developments and no more than a small number of inhabitable structures)	Appreciable (Notable agriculture, industry or structures)
High	More than few	Excessive (Extensive community, industry or agriculture)

Table 5 - Recommended safety standards

Hazard	Size	Safety standard
Low	Small Intermediate Large	50-yr to 100-yr flood 100-yr flood to 50 % of the PMF 50 % to 100 % of the PMF
Significant	Small Intermediate Large	100-yr to 50 % of the PMF 50 % to 100 % of the PMF PMF
High	Small Intermediate Large	50 % to 100 % of the PMF PMF PMF

5. CONCLUSIONS

Les chapitres précédents ont souligné la complexité du problème auquel est confronté l'Ingénieur pour définir les caractéristiques de la crue à prendre en compte pour le calcul des ouvrages d'évacuation des barrages. Cette complexité tient à la nature même du processus de formation des crues, qui résulte de la conjugaison de nombreux phénomènes naturels dont l'importance prévisible est difficilement quantifiable.

De l'analyse critique des différentes méthodes d'estimation des crues, on peut toutefois déduire un certain nombre de recommandations générales :

1. Toutes les méthodes dont dispose l'Ingénieur pour estimer l'importance des crues de diverses probabilités ont pour base les observations pluviométriques et/ou hydrométriques effectuées sur le cours d'eau et dans la région considérés, et les résultats fournis par l'application de ces méthodes dépendront essentiellement des données adoptées au départ. On n'insistera jamais assez sur l'importance de la fiabilité de ces données.

Dans le programme d'étude d'un projet de barrage, il est donc essentiel de mettre en place, le plus tôt possible, des stations de mesure de la pluie et du débit qui pourront fournir des données particulières au site et complémentaires de celles recueillies antérieurement dans la région.

Pour la même raison, la mise en place et l'exploitation régulière et soignée de réseaux d'observations indépendants de projets de barrages déterminés doivent être recommandées afin de disposer pour des études futures d'une base de données de longue durée et de bonne qualité.

Les responsables politiques et financiers doivent être convaincus de l'intérêt que présentent de tels réseaux dont la rentabilité apparente, à court ou moyen terme, n'est pas toujours assurée.

Dans le même esprit, la formation d'un personnel qualifié pour assurer la collecte et l'interprétation des mesures constitue un élément essentiel pour l'obtention de données fiables et doit être encouragée.

2. L'estimation des crues de diverses importances et probabilités est un problème complexe nécessitant le concours d'Ingénieurs spécialistes (géographes, hydrologues, météorologues...) dont la coopération doit être recherchée à tous les stades de l'étude.

3. Le choix de la crue de projet met en jeu des phénomènes trop nombreux et variés pour qu'une méthode unique puisse tous les interpréter. Chaque fois que cela est possible, il est souhaitable d'utiliser plusieurs méthodes parmi celles qui ont été décrites dans les chapitres précédents. Une comparaison raisonnée et critique des résultats fournis par différentes méthodes peut permettre de mieux justifier la valeur adoptée en définitive pour la crue de projet.

4. A tous les stades du raisonnement, l'Ingénieur doit être attentif aux limites d'utilisation des calculs et faire preuve de réflexion et de bon sens.

5. CONCLUSIONS

The previous chapters have emphasized the complexity of the problems that the Engineer faces when defining the characteristics of the flood to be taken into account for the calculation of dam spillways. This complexity is due to the very nature of the process of flood formation which results from the combination of natural phenomena for which the critical data are difficult to quantify.

From critical analysis of the various methods of flood estimation, a number of general recommendations can be deduced :

1. All methods available to the Engineer for estimating the magnitude of floods of various magnitudes and probabilities are based on meteorological and/or hydrological records for the river basin and in the considered area; the results derived from the application of these methods will essentially depend on the data adopted for the study. One can never stress enough the importance of the reliability of these data.

In a dam project plan, it is therefore essential to set up, as early as possible, stream gauging and meteorological data stations that will provide specific records for the site and augment the data previously collected in the concerned area.

For the same reason, the setting up and regular and careful operation of meteorological networks, independent of any determined dam project, should be recommended, so as to obtain data of good quality for a long period for subsequent studies.

Political and financial authorities must be convinced of the long term value of such networks, although they may not show short or medium-term value.

Similarly, the training of qualified personnel for the collection and interpretation of the data is an essential strategy to obtain reliable data and must be encouraged.

2. The calculation of floods of various magnitudes and probabilities is a complex problem requiring the contribution of specialist Engineers, Hydrologists, Meteorologists..., whose cooperation must be sought through the whole process.

3. The choice of the design flood involves too many and varied phenomena for a single method to be able to interpret all of them. Whenever possible, it is desirable to use several of the methods described in the previous chapters. A reasoned and critical comparison of the results given by the various methods may provide better justification for the value finally adopted for the design flood.

4. At each stage of the estimation process, the Engineer must show awareness of the limitations of computational procedures and apply experienced judgement along with common sense.

5. Il faut insister sur le caractère exceptionnel des circonstances accompagnant les très fortes crues et le climat de tension et d'insécurité qui en résulte pour le personnel d'exploitation du barrage. Les phénomènes hydrologiques et les circonstances matérielles qui accompagnent les très fortes crues constituent des situations très particulières, et les crues fortes ne donnent qu'une image bien incomplète des conditions existantes en cas de crue décennale, surtout pour un fleuve important.

Le caractère singulier de ces conditions doit être pris en considération sur le plan de la fiabilité des infrastructures (accès aux vannes et possibilité de manœuvre, disponibilité de l'énergie électrique, des moyens de communication, ...).

Les conditions à respecter pour garantir la fiabilité du fonctionnement des évacuateurs de crue doivent être examinées dès l'élaboration du projet et faire l'objet de consignes précises durant toute la vie du barrage.

Dans le même esprit, pour les bassins versants dont le temps de réponse est suffisamment important, la mise en place d'un système d'annonce des crues facilitera l'exploitation des ouvrages d'évacuation du barrage.

6. Au niveau mondial, il existe des milliers de barrages (principalement en terre et/ou enrochement) qui ont été conçus et construits à une époque où les méthodes d'estimation des crues de projet n'étaient pas très développées et pour lesquels la capacité des évacuateurs de crues est insuffisante. Pour de tels barrages, les ouvrages d'évacuation doivent être calculés en utilisant les méthodes modernes d'estimation des crues, afin de vérifier que ces ouvrages permettent l'évacuation en toute sécurité des grandes crues. La révision et le confortement de ces anciens barrages doivent constituer une tâche essentielle pour chaque pays et chaque Comité National.

7. Au niveau des grandes Organisations techniques internationales (Organisation météorologique mondiale, Association internationale de la recherche hydraulique, Association internationale des sciences hydrologiques, Commission internationale des irrigations et du drainage et, bien entendu, Commission internationale des grands barrages), il est recommandé de développer les moyens d'études existants de façon à améliorer les connaissances dans le domaine de l'hydrométéorologie, à perfectionner les méthodes d'analyse et à développer l'observation des crues moyennes et surtout des crues exceptionnelles.

Ces observations devraient conduire à un accroissement du volume des données sur les paramètres physiques qui génèrent les averses violentes et sur les débits qui en résultent, et à confronter les hypothèses adoptées pour l'évaluation des crues à la réalité de l'observation des très fortes crues.

On pourrait même envisager l'élaboration d'un registre mondial des crues exceptionnelles des grands barrages, comportant également les caractéristiques des crues de projet adoptées pour les grands projets de barrages dans le monde, ainsi que les plus importantes caractéristiques pluviographiques, météorologiques et hydrologiques des bassins versants concernés, et quelques indications sur les méthodes adoptées pour déterminer les crues de projet de ces ouvrages.

En conclusion, toutes les considérations développées dans le présent bulletin et le bilan des accidents de submersion de barrages montrent que les ingénieurs et

5. The exceptional circumstances causing extreme floods and the associated widespread catastrophic damages must be emphasized, as well as the extremely difficult crisis situation for dam operating staff with acute problems in decision making during a time of high potential for operating problems. The records of historical moderate floods can only give an incomplete picture of the likely chaotic conditions which result from extreme floods, such as a 1 : 10 000 AEP. flood, especially for a large river basin.

The specific arrangement of these operational conditions must be taken into account at the level of infrastructure reliability, such as access to gates, means of operation, security of electrical power and communications, etc.

The arrangements required to secure operational reliability of spillways must be considered from the initial design phase through the various stages to completion of the project, and should form the subject of precise instructions throughout the dam's life.

In the same vein, for catchments whose lag times are sufficiently large, the implementation of flood warning and forecasting systems will make it easier to operate the flood outlet works of the dams to minimize the effect of the flooding.

6. Throughout the world there are thousands of dams (mostly of earth and/or rockfill) that were designed and built many years ago, when procedures for the selection of the design flood had not been developed, and where insufficient spillway capacity was adopted. For such dams, the spillways should be checked with the new methods to determine whether they can function safely when subject to rare floods. The review of these old dams and spillways should be a major concern of each country and of each National Committee.

7. Through the leading International Technical Associations like the World Meteorological Organization, the International Association for Hydraulic Research, the International Association of Hydrological Sciences, the International Commission on Irrigation and Drainage and, of course, the International Commission on Large Dams, it is recommended that studies be initiated to improve existing knowledge in hydrometeorology as far as practicable with relevant analytical methods, and so expand the records of floods-especially rare floods.

Comprehensive worldwide flood data should lead to more information on the physical parameters for violent rainstorms and resulting floods, and enable us to better compare the assumptions used in flood estimation with actual events derived from very large floods.

Existing World Register of maximum recorded floods could be extended to include the biggest floods at large dams, including the characteristics of design floods adopted for the major dam projects in the world, as well as the major rainfall, meteorological and hydrological characteristics of their catchments, together with some indication of the methods adopted for calculating the design floods for these structures.

In conclusion, all the considerations developed in this Bulletin and the record of accidents caused by overtopping show us that project engineers and hydrologists

les hydrologues, lorsqu'ils sont confrontés aux problèmes que posent le choix des crues de projet, le type et les dimensions des évacuateurs de crue et les consignes d'exploitation des ouvrages, ne doivent jamais oublier les points suivants :

- les crues exceptionnelles qui se sont réellement produites et qui peuvent très bien se produire à l'avenir excèdent de loin celles qui ont été mesurées;
- la combinaison d'événements de très faible probabilité d'occurrence peut effectivement se produire;
- et que, en dernière analyse, la vie humaine est d'une grande valeur et constitue notre bien le plus précieux.

must never forget the following when dealing with design floods, size and type of spillways and rules for reservoir operation :

- the exceptionnal floods actually experienced in Nature and that are likely to occur in the future far exceed those which we have on record;
- the combination of rare events with a very low probability of occurrence is a real possibility;
- and that, in the final analysis, human life is of great value and our most important asset.

6. REFERENCES

1. ADAM, D. P., " Environmental information from sediments ", Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Improved Hydrology Forecasting, Why and how, ASCE, pp. 206-219, New-York, 1980.
2. AFSHAR, A., MARINO, M. A., " Determining optimum spillway capacity based on estimation flood distribution ", Water Power and Dam Construction, January 1990.
3. ALEXANDER, W. J. R., KOVACS, Z. P., " Lessons learnt from exceptional floods in Southern Africa ", 16th ICOLD Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 73, San Francisco, 1988.
4. ALEXANDER, W. J. R., " Flood Hydrology for Southern Africa ", South African National Committee on Large Dams (SANCOLD), 1990.
5. American Society of Civil Engineers, " Evaluation Procedures for Hydrologic Safety of Dams ", A report prepared by the Task Committee on Spillway Design Flood Selection, Committee on Surface Water Hydrology, Hydraulics Division, New-York, 1988.
6. ANDERSON, M., BURT, T. " Process studies in hillslope hydrology ", John Wiley and Sons, London, 1990.
7. Australian National Committee on Large Dams, " Guidelines on design floods for dams ", 1986.
8. BAKER, V. R., " Paleoflood hydrology of extraordinary flood events ", Proceedings China-US Bilateral Symposium on the analysis of extraordinary flood events, Nanjing, 1985.
9. BALCERSKI, W., BOLESTA, S., « Évaluation des débits maxima pour le dimensionnement d'ouvrages d'évacuation des crues dans les barrages », CIGB, 9^e Congrès, Vol. II, Q. 33, R. 42, Istanbul, 1967.
10. BEARD, L. R., " Statistical Methods in Hydrology, Civil Works Investigations ", Sacramento District, US Army Corps of Engineers, 1962.
11. BENSON, M. A., MATALAS, N. C., " Synthetic Hydrology based on Regional Statistical Parameters ", Water Resources Research, 3, n° 4, 1967.
12. BERGSTRÖM, S., OHLSSON, P. E., " Towards new guidelines on spillway design in Sweden ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 67, San Francisco, 1988.
13. BERNIER, J., « Sur la théorie du renouvellement et son application en hydrologie », Rapport EDF, HYD 67, n° 10, 1967.
14. BERNIER, J., VERON, « Sur quelques difficultés rencontrées dans l'estimation d'un débit de crue de probabilité donnée », *Revue de statistique appliquée*, 1964.
15. BIEDERMANN, R. *and al.*, " Safety of Swiss dams against floods : design criteria and design flood ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 22, San Francisco, 1988.
16. BISWAS, K., " Systems approach to water management ", McGraw-Hill, 1976.

17. BOUVARD, M., « Crue de projet et maîtrise des crues après mise en service du barrage », CIGB, 16^e Congrès, Vol. IV, pp. 1623-1789, Q. 63, Rapport Général, San Francisco, 1988 (83 pages en français).
“ Design flood and operational flood control ”, ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, pp. 1623-1789, Q. 33, General Report, San Francisco, 1988 (83 pages in English).
18. BRATER, E. F., WISLER, C. O., “ Hydrology ”, John Wiley and Sons, New-York, Chapman and Hall, London.
19. British Columbia Hydro, “ Inflow Design Floods Guidelines ”, 1984.
20. BROZA, V., « Dimensionnement des évacuateurs de crue des barrages. Pratique actuelle, expériences d'exploitation. Idées nouvelles », CIGB, 16^e Congrès, Vol. IV, Q. 63, R. 42, San Francisco, 1988.
21. BUTLER, S. S., “ Engineering Hydrology ”, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1957.
22. CAMPO, A. D., ASPURU, J. J., MAROTO, L., “ Dams outlets capacity and location ”, ICOLD, 11th Congress, Vol. II, Q. 41, R. 33, Madrid, 1973.
23. CANTERFORD, R. P., PIERREHUMBERT, C. L., “ Frequency distribution for heavy rainfalls in tropical Australia ”, Hydrology Symposium 1977, Inst. Eng. Aust., National Conference Publication n° 77/5, pp. 119-124.
24. CANTWELL, B. L., MURLEY, K. A., “ Design flood guidelines, Australia ”, ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 15, San Francisco, 1988.
25. CARVALHO, E. *and al.*, “ Sao Felix Hydroelectric Project. Design flood ”, ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 4, San Francisco, 1988.
26. CASSIDY, J., CHERRY, D. B., HUI, S. L., WELTON, J. E., “ Consideration with regard to the choice of recurrence interval for a design flood ”, ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 36, San Francisco, 1988.
27. Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et des Forêts, « Étude statistique d'événements hydrologiques observés sur un nombre réduit d'années », 1978.
28. CHOW, V. T., “ A general formula for hydrologic frequency analysis ”, Transactions American Geophysical Union, Vol. 32, pp. 231-237, 1961.
29. CHOW, V. T., “ Handbook of applied hydrology ”, McGraw-Hill, New-York, 1964.
30. CHOW, V. T., MAIDMENT, D. R., MAYS, L. W., “ Applied hydrology ”, McGraw-Hill, New-York, 1988.
31. CIRIANI, T. A., MAIONE, U., WALLIS, J. R., “ Mathematical models for surface water hydrology ”, John Wiley and Sons, 1977.
32. Conseil National de Recherches Canada, Comité associé d'hydrologie, « Hydrologie des crues au Canada : Guide de planification et de conception », ISBN 0-660-92390-4, Catalogue NR 16-15/1988 F, CNRC 31 026, 1990.
33. COURT, A., “ Area-Depth Rainfall Formulas ”, *Journal Geophysical Research*, American Geophysical Union, Vol. 66, pp. 1823-1832, 1961.
34. COX, “ Renewal Theory ”, John Wiley and Sons, New-York, 1962.
35. CROSS, W. P., JOHNSTONE DON, “ Elements of applied hydrology ”, The Ronald Press Company, New-York, 1949.

36. CUDWORTH, A. G., " Flood Hydrology Manual ", A Water Resources Technical Publication, Bureau of Reclamation, US Department of the Interior, Denver, Colorado, 1989.
37. CUNNANE, C., LYNN, M. A., " Flood estimation following the Flood Studies Report ", The Institution of Engineers of Ireland, 1975.
38. CUNNANE, C., " Statistical Distribution for Flood Frequency Analysis ", World Meteorological Organization, Operational Hydrology Report n° 33, WMO-n° 718.
39. DARLYMPLE, T., " Flood Frequency Analysis ", Manual of Hydrology, Part 3, US Geological Survey, Water Supply Paper 1543-A, Washington, DC, 1960.
40. DAWDY, D. R., LETTENMAIER, D. P., " Initiative for risk-based flood design ", *Journal of Hydraulic Engineering* 113, pp. 1041-1051, 1987.
41. DE BEAUREGARD, J., DUMAINE, A., « La prévision des crues et la protection contre les inondations. Évolution des méthodes entre 1951 et 1967 », Société Hydrotechnique de France, 10^{es} Journées de l'hydraulique, Paris, Q. 1, R. 1, 1968.
42. DELGADO GARCIA, J., " Basic criteria for sizing large dam spillways ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 65, San Francisco, 1988.
43. DUBAND, D., MICHEL, C., GARROS, H., ASTIER, J., « Évaluation des crues extrêmes et de la crue de projet par la méthode du Gradex », CIGB, 16^e Congrès, Vol. IV, pp. 1009-1047, Q. 63, R. 60, San Francisco, 1988 (19 pages en français).
" Estimating extreme value floods and the design flood by the Gradex method ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, pp. 1009-1047, Q. 63, R. 60, San Francisco, 1988 (19 pages in English).
44. DUBREUIL, P., « Initiation à l'analyse hydrologique », Éd. Masson, Paris, 1974.
45. FARQUHARSON, F. A. K. *and al.*, " Some aspects of design flood estimation ", Symposium on Inspection, Operation and Improvement of existing Dams, Paper 4.7, Newcastle, UK, 1975.
46. FELDMAN, A. D., ELY, P. B., GOLDMAN, D. M., " The new HEC-1 Flood Hydrograph Package ", Technical paper n° 82, Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers, 1982.
47. FENN, D. D. *and al.*, " Probable Maximum Precipitation Estimates " - " United States between the Continental Divide and the 103rd Meridian ", Hydrometeorological Report No. 55 A, National Weather Service, US Department of Commerce, Silver Spring, Maryland, June, 1988.
48. FISHER and TIPPETT, " Limiting forms of the frequency distribution of the largest and smallest member of a sample ", Cambridge, 1928.
49. FRANCOU, J., RODIER, J. A., " Tentative classification of maximum observed floods ", Proceedings of the Leningrad symposium on floods and their computation, UNESCO, 1967.
50. FRANCOU, J., RODIER, J. A., « Essai de classification des crues maximales observées dans le monde », *Cahiers ORSTOM*, Série Hydrologie, Vol. IV, n° 3, 1967.

51. FRECAUT, R., « Éléments d'hydrologie et de dynamique fluviales », Tome 1 : Hydrologie et dynamique fluviales des régions chaudes et humides des basses latitudes, Publications Université Nancy II, France, 1982.
52. FRECHET, « Sur la loi de probabilité de l'écart maximum », *Annales de la Société Polonaise de Mathématiques*, 1927.
53. FREDERICK, R. H., MILLER, J. F., TRACY, R. J., " Precipitation frequency atlas of the western United States ", Vol. III : Colorado, NOAA Atlas 2, National Weather Service, US Dept. of Commerce, 1973.
54. FULLER, " Flood flows ", Trans. Am. Soc. Civil Eng., 1914.
55. GALINDEZ, A. *and al.*, " Historical investigation as a necessary complement for determining the maximum floods ", ICOLD, 9th Congress, Vol. II, Q. 33, R. 53, Istanbul, 1967.
56. GIANDOTTI, M., " Idrologia generale ", Firenze, 1937.
57. GOLE, C. V., KRISHNAMURTHY, K., " Evaluation and criteria for spillway design flood and adequacy in relation to safety of dams ", ICOLD, 13th Congress, Vol. III, Q. 50, R. 50, New-Delhi, 1979.
58. GONCALVES, A., « Évacuateurs de crue au Portugal », CIGB, 13^e Congrès, Vol. IV, C 7, New-Delhi, 1979.
59. Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages, « Détermination des crues de projet », CIGB, 11^e Congrès, Vol. II, Q. 41, R. 8, Madrid, 1973.
60. GUILLAUD, Ch., « La détermination de la crue de projet : les principes et leur application », CIGB, 16^e Congrès, Vol. IV, Q. 63, R. 70, San Francisco, 1988.
61. GUILLOT, P., « La probabilité du débit maximum annuel et ses relations avec la loi de distribution des débits journaliers », Congrès IAHR, Londres, 1963.
62. GUILLOT, P., DUBAND, D., « La méthode du gradex pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies », IASH, Publication n° 84, 1967.
63. GUILLOT, P., « Précisions sur la méthode du gradex. Utilisation de l'information hydrométéorologique pour l'évaluation de la crue de projet », CIGB, 11^e Congrès, Vol. II, Q. 41, R. 8, Madrid, 1973.
64. GUMBEL, " Statistical theory of extreme values and some practical applications ", National Bureau of Standards. Applied Mathematics Series, 1954.
65. HAAN, C. T., " Statistical methods in Hydrology ", The Iowa State University Press, Ames, 1977.
66. HANSEN, E. M. *and al.*, " Probable Maximum Precipitation Estimates, Colorado River and Great Basin Drainages ", Hydrometeorological Report No. 49, National Weather Service, US Dept. of Commerce, Silver Spring, Maryland, September 1977.
67. HANSEN, E. M. *and al.*, " Application of Probable Maximum Precipitation Estimates. United States East of the 105th Meridian ", Hydrometeorological Report No. 52, National Weather Service, US Dept. of Commerce, Washington, DC, August 1982.
68. HANSEN, E. M. *and al.*, " Probable Maximum Precipitation Estimates. United States between the Continental Divide and the 103rd Meridian ", Hydrometeorological Report No. 55 A, National Weather Service, US Dept. of Commerce, Silver Spring, Maryland, June 1988.

69. HERSHFIELD, D. M., " Estimating the Probable Maximum Precipitation ", Proceedings Am. Soc. of Civil Eng., *Journal Hydraulics Division*, Vol. 87, pp. 99-106, 1961.
70. HIRSCH, R. M., STEDINGER, J. R., " Plotting positions for historical floods and their precision ", *Water Resources Res.*, 23 (4), pp. 715-727, 1987.
71. HOSKING, J. R. M., " The theory of probability weighted moments ", IBM Math. Res. Rep., RC 12210, Yorktown Heights, New-York, 1986.
72. HOSKING, J. R. M., WALLIS, J. R., " The value of historical data in flood frequency analysis ", *Water Resources Res.*, 22 (11), pp. 1606-1612, 1986.
73. HOUGHTON, J. C., " Birth of a parent : The Wakeby distribution for modelling flood flows ", *Water Resources Res.*, 14 (6), pp. 1105-1109, 1978.
74. ICOLD, " Lessons from dam incidents ", 1974.
75. ICOLD, " Spillways for dams ", *Bulletin 58*, 1987.
CIGB, « Évacuateurs de crue de barrages », *Bulletin 58*, 1987.
76. ICOLD, " Dam Safety Guidelines ", *Bulletin 59*, 1987.
CIGB, « Sécurité des barrages, Recommandations », *Bulletin 59*, 1987.
77. Institute of Hydrology, " A guide to the Flood Studies Report ", Wallingford.
78. Institution of Engineers, Australia, " Australian rainfall and runoff. A guide to flood estimation ", Vol. I and II, Canberra, 1987.
79. Interagency Committee on Water Data, " Guidelines for Determining Flood Flow Frequency ", *Bulletin n° 17 B*, US Department of the Interior, Geological Survey, Office of Water Data Coordination, Reston, Virginia 22092, September 1981.
80. International Association of Hydrological Sciences, " Floods and their computations ", Leningrad Symposium, Vol. I, Publ. n° 84, Vol. II, Publ. n° 85, Co-edition IAHS/UNESCO/WMO, 1969.
81. International Association of Hydrological Sciences, " Flash floods ", Proceedings of the Paris Symposium, Publ. n° 112, September 1974.
82. JENKINSON, " The frequency distribution of the annual maximum values of meteorological elements ", Royal Meteorological Society, 1955.
83. KEN DELL, " Statistical analysis of extreme values ", First Canadian Hydrology Symposium, 1959.
84. KENNARD, M. F., BASS, K. T., " Determination of design flood and its application to existing dams ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 53, San Francisco, 1988.
85. KINAWI, I. Z., SHENOUDA, W. K., " Nile regime, design floods and operation rules of the High Aswan Dam ", ICOLD, 11th Congress, Vol. II, Q. 41, R. 22, Madrid, 1973.
86. KLEIVAN, E., TORBLAA, I., " Opinions on ungated vs gated spillway for embankment dams ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 9, San Francisco, 1988.
87. KNOX, J. C., " Geomorphic evidence of frequent and extreme floods ", Proceedings of the Engineering Foundation Conference on Improved Hydrologic Forecasting, Why and how, ASCE, pp. 220-238, New-York, 1980.

88. KOHLER, M. A., LINSLEY, R. K., PAULUS, J. L. H., " Applied hydrology ", McGraw-Hill Book Co, New-York, Toronto, London, 1949.
89. KOVACS, Z. P., " Maximum flood peaks discharges in South Africa : an empirical approach ", Technical report TR 105, Department of Water Affairs, Division of Hydrology, 1980.
90. KOVACS, Z. P., " Problems in the estimation of maximum flood peaks ", Proceedings of the South African National Hydrological Symposium, Pretoria, 1983.
91. KOVACS, Z. P., " Regional maximum flood peaks in Southern Africa ", Technical report TR 137, Department of Water Affairs, Directorate of Hydrology, 1988.
92. KUUSISTO, E., LOUKOLA, E., REITER, P., " The Finnish approach to dam safety ", Water Power and Dam Construction, Nov. 1985.
93. LABAYE, G., « Le problème des évacuateurs de crue de Serre-Ponçon. Essai de détermination d'un optimum économique », *Mémoires et Travaux de la Société Hydrotechnique de France*, Vol. I, n° 2, 1956.
94. LAVE, L. B., RESENDIZ-CARRILLO, D., " Optimizing spillway capacity with an estimated distribution of floods ", Water Resources Research, Vol. 23, n° 11, 1987.
95. LEE, W. H., " Assessment on the criteria of spillway capacities in Korea ", ICOLD, 13th Congress, Vol. III, Q. 50, R. 44, New-Delhi, 1979.
96. LE MAY, Y., « Les ouvrages d'évacuation des barrages. Évacuateurs de crue et vidanges de fond », Journées « Barrages », Karlovy Vary, Tchécoslovaquie, 1971.
97. LINSLEY, R. K., " Hydrology for Engineers ", McGraw-Hill Book Co, New-York, 1958.
98. LINSLEY, R. K., KOHLER, M. A., PAULUS, J. L. H., " Hydrology for Engineers ", 2nd Edn., McGraw-Hill, New-York, 1975.
99. LOBERT, A., « Recherche des lois de probabilité des crues par la méthode du renouvellement », Rapport EDF HYD 24, 1968.
100. LOMBARDI, G., « Analyse fréquentielle des crues. Distributions bornées », ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 17, San Francisco, 1988.
101. MARKOVITZ, E., « Probabilité avec laquelle une crue donnée peut être dépassée au cours d'un certain nombre d'années », *Water Resources Bulletin*, Vol. 7, 1971.
102. MCMAHON, T., " World Hydrology. Does Australia fit? ", Hydrology and Water Resources Symposium, Melbourne, Australia, 1982.
103. MEILLAND, P., CAYLA, O., « Les méthodes de calcul de la crue de projet et la garantie de fonctionnement des évacuateurs », CIGB, 16^e Congrès, Vol. IV, Q. 63, R. 8, San Francisco, 1988.
104. MEINZER, O. E. *and al.*, " Hydrology ", Dover Publications, McGraw-Hill Book Co, New-York, 1942.
105. MIQUEL, J., « Guide pratique d'estimation des probabilités des crues », Collection de la Direction des Études et Recherches d'Électricité de France, Éd. Eyrolles, Paris, 1984.

106. MYERS, V. A., " Meteorological Estimation of Extreme Precipitation for Spillway Design Floods ", US Weather Bureau Technical Memorandum, WBTM Hydro-5, US Dept. of Commerce, Washington, DC, October 1967.
107. National Environmental Research Council (G-B), " Flood Studies Report ", Institute of Hydrology, Wallingford, Whitefriars Press Ltd, London and Tonbridge, 1975.
108. National Research Council Canada, Associate Committee on Hydrology, " Hydrology of Floods in Canada : A Guide to Planning and Design ", ISBN 0-660-92390-4, Catalogue NR 16-15/1988 F, 1990.
109. National Research Council (USA), " Safety of Existing Dams : Evaluation and Improvement ", Committee on the Safety of Existing Dams, Water Science and Technology Board, Commission on Engineering and Technical Systems, National Academy Press, Washington, DC, 1983.
110. National Research Council (USA), " Safety of Dams, Flood and Earthquake Criteria ", Water Science and Technology Board, Commission on Engineering and Technical Systems, National Academy Press, Washington, DC, 1985.
111. National Research Council (USA), " Estimating probabilities of extreme floods. Methods and Recommended Research ", National Academy Press, Washington, DC, 1988.
112. National Weather Service, " A methodology for point-to-area rainfall frequency ratios ", NOAA Technical Report NWS 24, USA Dept. of Commerce, NOAA, Silver Spring, Maryland, USA, 1980.
113. Norwegian Water Resources and Energy Administration, " The Norwegian regulations for planning, construction and operation of dams ", Norwegian University Press, Oslo, 1986.
114. PAN, J., TENG, W., " Determination of design flood in China ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 88, San Francisco, 1988.
115. PARDE, M., « Méthodes pour déterminer les débits maxima possibles des crues exceptionnelles », CIGB, 9^e Congrès, Vol. II, New-Dehli, 1951.
116. PARDE, M., « Fleuves et rivières », 3^e édition, Éd. Armand Colin, Paris, 1958.
117. PARRETT, F., " History of dam safety development in the United States ", Seminar on safety evaluation of existing dams for foreign engineers, US Bureau of Reclamation, Jan. 30-Feb. 4, 1983.
118. PEARSON, K., " Tables for statisticians and biometricians ", The Biometric Laboratory, University College, London, 1930.
119. PILGRIM, D. H., " Estimation of large and extreme design floods ", Civ. Eng. Trans. IE Australia, Vol. CE 28, pp. 62-73, 1986.
120. PILGRIM, D. H., ROWBOTTOM, I. A., WRIGHT, G. L., " Estimation of rare floods (between the Probable Maximum Flood and the 1 in 100 Flood) ", The Institution of Engineers Australia, Civil Engineering Transactions, 1986.
121. PILGRIM, D. H., " Australian Rainfall and Runoff, A guide to flood estimation ", Vol. 1, revised edition, The Institution of Engineers, Australia, 1987.
122. PILGRIM, D. H., ROWBOTTOM, I. A., WRIGHT, G. L., " Estimation of spillway design floods for Australian dams ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 16, San Francisco, 1988.

123. PITMAN, W. V., MIDGLEY, D. C., " Amendments to design flood manual HRU 1/69 ", Report HRU 1/71, Hydrological Research Unit, University of the Witwatersrand, Department of Civil Engineering, 1971.
124. RAUDKIVI, A., " Hydrology ", Pergamon Press, Oxford, 1979.
125. REITHER, P. H., " Experience in design flood analysis of dams in Finland ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 57, San Francisco, 1988.
126. REMENIERAS, G., *L'Hydrologie de l'Ingénieur*, Collection du Centre de Recherches et d'Essais de Chatou, Éd. Eyrolles, 2^e édition, Paris, 1965.
127. RIEDEL, J. T., SCHREINER, L. C., " Probable Maximum Estimates - United States East of the 105th Meridian ", Hydrometeorological Report No. 51, National Weather Service, US Dept. of Commerce, Washington, DC, June 1978.
128. ROCHE, M., *Hydrologie de surface*, Éd. Gauthier-Villars, Paris, 1963.
129. RODIER, J. A., ROCHE, M., " World Catalogue of maximum observed floods ", Publ. IAHS No. 143, 1984.
130. ROSSI, F., FIORENTINO, M., VERSACE, P., " Two-component extreme value distribution for flood frequency analysis ", Water Resources Res., 20 (7), pp. 847-856, 1984.
131. RYTTERS, K., " The Mrica spillways ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 56, San Francisco, 1988.
132. SAELTHUN, N. R., " Norwegian procedures for flood estimation ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 28, San Francisco, 1988.
133. SCHNITTER, N. J., Transactions of the 13th International Congress on Large Dams, Vol. V, pp. 488-493, New-Delhi, 1979.
134. SHANIN, M., " Hydrology of the Nile Basin ", Elsevier, Amsterdam, 1985.
135. SINGH, V. P., " Applied modelling in catchment hydrology ", Water Resources Publications, 1982.
136. SINGH, V. P., " Rainfall-Runoff relationships ", Water Resources Publications, 1982.
137. South African National Committee on Large Dams, " SANCOLD Guidelines on safety in relation to floods ", Report No. 4, 1991.
138. STAROSOLSZKI, Ö., MELDER, O. M., " Hydrology of Disasters ", Proceedings of the Technical Conference on the Hydrology of Disasters, WMO, Geneva, Nov. 1988, Edr : James and James, 75 Carleton Road, London, N7 OET, UK.
139. SVEEN, A., LYSNE, D. K., PETTERSON, L. E., " Design of supplementary spillway ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 34, San Francisco, 1988.
140. TAKASU, S., YAMAGUCHI, J., " Principle for selecting type of spillway for flood control dams in Japan ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 19, San Francisco, 1988.
141. TAYLOR, M. J., " Oxfcrd Dam. Determination of risk due to construction flood ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 72, San Francisco, 1988.
142. The Institution of Civil Engineers, " Floods and reservoir safety; an Engineering guide ", ICE, London, 1978.
143. The Institution of Civil Engineers, " Flood Studies Report. Five years on ", Proceedings of a Conference organized by the Institution of Civil Engineers, Manchester, 22-24 July 1980, Thomas Telford Ltd.

144. TONINI, D., “ Elementi di idrografia e idrologia ”, Tome 1, Libr. Univ. Venise, 1959.
145. UNESCO, “ World Catalogue of very large floods ”, 1976.
146. US Army Corps of Engineers, “ HEC-1, Flood Hydrograph Package, Users Manual ”, HEC Program 723-X6-L 2010, September, 1990.
147. US Army Corps of Engineers, “ Engineering and Design, National Program for Inspection of Non Federal Dams ”, ER. No. 1110-2-106, Washington, DC, 1979.
148. US Bureau of Reclamation, “ Dam Safety hazard. Classification Guide ”, Oct. 1983.
149. US Bureau of Reclamation, “ Design of small dams ”, Engineering and Research Center, US Dept. of the Interior, Denver, Colorado, 1987.
150. US Federal Emergency Management Agency, Interagency Committee on Dam Safety, “ Federal Guidelines for selecting and accommodating Inflow Design Floods ”, 1984.
151. US Soil Conservation Service, “ National Engineering Handbook Section 4, Hydrology ”, US Dept. of Agriculture, Washington, DC, 1972.
152. US Water Resources Council, “ Guidelines for determining flood flow frequency ”, *Bulletin No. 17*, 1976.
153. VERCON, M., “ Contrôle des débits et de la dissipation de l'énergie pendant la construction et après la mise en service ”, CIGB, 11^e Congrès, Vol. IV, pp. 105-227, Q. 41, Rapport général, Madrid, 1973 (61 pages en français).
“ Flow control and Energy control during construction and after completion ”, ICOLD, 11th Congress, Vol. IV, pp. 105-227, Q. 41, General report, Madrid, 1973 (61 pages in English).

154. VESSEREAU, A., *La statistique*, Collection " Que sais-je ", Presses Universitaires de France, 16^e édition, mars 1986.
155. VIJAY, P., " Applied modelling in catchment hydrology ", Water Resources Publications, P. Singh Edr., 1982.
156. VON MISES, " The distribution of the largest of n values ", *Revue Mathématique*, Union interbalkanique, Athènes, 1936.
157. WANG, B. H., " Determination of design flood for spillways ", ICOLD, 16th Congress, Vol. IV, Q. 63, R. 39, San Francisco, 1988.
158. WANIELISTA, M., " Hydrology and water quantity control ", John Wiley and Sons, London, 1990.
159. WILSON, E. M., " Engineering Hydrology ", 4th Edition, McMillan Education Ltd., London, 1990.
160. World Meteorological Organization, " Guide to hydrological practices ", 1968.
161. World Meteorological Organization, " Estimation of maximum floods ", Tech. Note No. 98, WMO-No. 233, TP 126, Geneva, 1969.
162. World Meteorological Organization, " Manual for estimation of Probable Maximum Precipitation ", Operational Hydrology Report No. 1, WMO-No. 332, Geneva, Second Edition, 186.
163. YEVJEVICH, V., " Stochastic processes in hydrology ", Water Resources Publications, Fort-Collins, Colorado, USA, 1972.

.....

ANNEXES - APPENDICES

- | | |
|---|---|
| A) Méthodes utilisées pour le calcul des crues de projet dans les Iles Britanniques | A) Methods used for calculation of design floods in the British Isles |
| B) Calculs de la crue de projet en Scandinavie | B) Design flood calculations in Scandinavia |
| C) Mise en œuvre des méthodes de calcul de la crue maximale probable (PMF) aux États-Unis | C) Development of Probable Maximum Floods procedures in the United States |
| D) Application de la méthode des courbes enveloppes en Afrique Australe | D) Maximum flood peak envelope curves in Southern Africa |

MÉTHODES UTILISÉES POUR LE CALCUL DES CRUES DE PROJET DANS LES ILES BRITANNIQUES (*)

[37, 77, 107, 142, 143, 159]

1. INTRODUCTION

La « crue de projet » considérée ici est la crue naturelle au site du barrage qui est prise en considération, compte tenu de son laminage dans la retenue, pour le calcul des évacuateurs de crue du barrage.

La première étape pour utiliser les méthodes décrites ci-après pour le calcul de la crue de projet consiste à caractériser le barrage en application de la méthode définie dans l'ouvrage « Floods and Reservoir Safety - An Engineering Guide » publié en 1978 par l'Institution of Civil Engineers (Londres) [142] (Tableau 1). Cet « Engineering Guide » a été rédigé à la suite de la publication du Rapport d'étude des crues (1975) par le groupe de travail pour l'étude des crues au Royaume-Uni en coopération avec le Conseil National de la Recherche sur l'Environnement (NERC) [107].

Suivant la catégorie du barrage considéré, il est nécessaire de calculer la crue maximale probable (PMF), 0,5 PMF, 0,3 PMF, 0,2 PMF et/ou la crue de durée de retour 10 000 ans, 1 000 ans et 150 ans.

Si on prend en compte la capacité de la retenue et le laminage de la crue pour déterminer la capacité de l'évacuateur, il est indispensable de disposer d'un hydrogramme complet en définissant la réponse du bassin versant à l'averse de projet et en utilisant un hydrogramme unitaire.

Toutefois, dans les cas où la capacité de la retenue est si faible que le laminage de la crue est négligeable, il n'est pas nécessaire d'établir un hydrogramme ni de calculer le volume de la crue et il suffit d'estimer son débit de pointe.

La **méthode de l'hydrogramme unitaire** (1975) est utilisée :

- s'il est nécessaire de déterminer la PMF ou une crue de durée de retour supérieure à 1 000 ans;
- ou s'il est nécessaire d'établir l'hydrogramme de la crue (PMF ou crue de durée de retour de T années) en plus de l'estimation du débit de pointe.

Dans le cas où il est nécessaire d'estimer seulement le débit de pointe d'une crue de durée de retour inférieure à 1 000 ans, on peut utiliser la méthode de l'hydrogramme unitaire (1975) ou la **méthode statistique**.

Ces deux méthodes sont décrites ci-après.

Le « Reservoirs Act » qui a été promulgué en Grande-Bretagne en 1986 ne comporte pas de dispositions techniques réglementaires.

(*) Par Maurice O. Fives, Comité Irlandais des Grands Barrages.

METHODS USED FOR CALCULATION OF DESIGN FLOODS IN THE BRITISH ISLES (*)

[37, 77, 107, 142, 143, 159]

1. INTRODUCTION

The “ Design Flood ” considered herein is the natural inflow at the dam site which is taken into account together with routing through the reservoir in the sizing of spillways.

The initial step in the use of the methods described hereunder for the calculation of the design flood is the categorization of the dam under consideration on the basis of a method given in the document “ Floods and Reservoir Safety - An Engineering Guide » developed by the Institution of Civil Engineers (London) in 1978 [142] (Table 1). This Engineering Guide was written following publication of the Flood Studies Report (FSR) (1975) by the UK Flood Studies Team working within the National Environment Research Council (NERC) [107].

Depending on the categorization, the procedure may require the calculation of the Probable Maximum Flood (PMF), 0.5 PMF, 0.3 PMF, 0.2 PMF and/or the flood with a recurrence interval of 10 000 years, 1 000 years and 150 years respectively (T Year Flood).

If reservoir storage is envisaged and flood routing through the reservoir is necessary to determine spillway capacity, it becomes essential to obtain a complete design hydrograph by describing the catchment response to a design storm using a unit hydrograph approach.

However, in cases where storage is so small that flood attenuation is negligible, the necessity to estimate the profile and volume of the flood does not arise and estimation of the maximum flow only is necessary.

The **Unit Hydrograph Method** (1975) is used when :

- either an estimate of the PMF or a flood with a recurrence interval exceeding 1 000 years is required;
- or a profile of the flood — whether PMF or T Year — is required in addition to the estimate of maximum inflow.

In cases where an estimate of the maximum inflow only of a flood of recurrence interval up to 1 000 years is necessary, either the Unit Hydrograph Method (1975) or the **Statistical Method** may be used.

These two methods are described hereunder.

The Reservoirs Act which was enacted in Great Britain in 1986 does not include codes of practice or legal technical guidelines.

(*) By Maurice O. Fives, Irish Committee on Large Dams.

Tableau 1

Classement des barrages

Extrait de « Floods and Reservoir Safety » (ICE 1978)

Catégorie	Situation initiale de la retenue	Crue de projet du barrage			Simultanéité de la vitesse du vent et de la charge minimale due aux vagues
		Cas général	Disposition minimale si de rares submersions du barrage sont admissibles	Situation intermédiaire si une étude économique est justifiée	
A. Barrages dont la rupture menacerait la vie des populations	Déversement égal au débit moyen journalier estimé sur une longue période	Crue maximale probable, PMF	0,5 PMF ou la crue décennale (choisir la plus élevée des deux)	Non applicable	Hiver : Vent horaire maximal décennal Été : Vent horaire maximal moyen annuel Charge due aux vagues supérieure à 0,6 m
B. Barrages dont la rupture (i) pourrait menacer la vie des populations (ii) pourrait provoquer des dommages importants	Retenue pleine (c'est-à-dire sans déversement)	0,5 PMF ou la crue décennale (choisir la plus élevée des deux)	0,3 PMF ou la crue millénaire (choisir la plus élevée des deux)	Crue correspondant au minimum du coût global des ouvrages d'évacuation et des dommages Le débit ne doit pas être inférieur à celui correspondant aux dispositions minimales	Vent horaire maximal moyen Charge due aux vagues supérieure à 0,4 m
C. Barrages dont la rupture ne présenterait que des risques négligeables pour les populations et ne provoquerait que des dommages limités	Retenue pleine (c'est-à-dire sans déversement)	0,3 PMF ou la crue millénaire (choisir la plus élevée des deux)	0,2 PMF ou la crue de durée de retour 150 ans (choisir la plus élevée des deux)	mais peut dépasser celui correspondant au cas général	Vent horaire maximal moyen Charge due aux vagues supérieure à 0,4 m
D. Cas particuliers pour lesquels la rupture du barrage ne présenterait aucun risque pour les populations et ne provoquerait que des dommages très limités	Déversement égal au débit moyen journalier estimé sur une longue période	0,2 PMF ou la crue de durée de retour 150 ans	Non applicable	Non applicable	Vent horaire maximal moyen Charge due aux vagues supérieure à 0,3 m

Nota :

Si les modalités du contrôle du barrage l'exigent et si la capacité d'évacuation le permet, une exploitation à des niveaux égaux ou inférieurs à ceux indiqués au cours de l'année peut être adoptée, à condition que ces niveaux d'exploitation soient définis dans les comptes rendus ou les rapports sur le barrage.

Lorsqu'il est indiqué une fraction de la PMF, cela signifie que l'hydrogramme de la PMF doit être établi et que toutes les ordonnées doivent être multipliées par 0,5, 0,3 ou 0,2 ainsi qu'il est indiqué.

Table 1
Category of Dam

Source : Floods and Reservoir Safety (ICE 1978)

Category	Initial reservoir condition	Dam design flood inflow			Concurrent wind speed and minimum wave surcharge allowance
		General standard	Minimum standard if rare overtopping is tolerable	Alternative standard if economic study is warranted	
A. Reservoirs where a breach will endanger lives in a community	Spilling long term average daily inflow	Probable Flood (PMF)	0.5 PMF or 10 000 year flood (take larger)	Not applicable	Winter : maximum wind once in 10 years Summer : average maximum wind Wave surcharge allowance not less than 0.6 m
B. Reservoirs where a breach (i) may endanger lives not in a community (ii) will result in extensive damage	Just full (i.e., no spill)	0.5 PMF or 10 000 year flood (take larger)	0.3 PMF or 1 000 year flood (take larger)	Flood with probability that minimizes spillway plus damage costs; inflow not to be less than minimum standard but may exceed general standard	Average annual maximum hourly wind Wave surcharge allowance not less than 0.4 m
C. Reservoirs where a breach will pose negligible risk to life and cause limited damage	Just full (i.e., no spill)	0.3 PMF or 1 000 year flood (take larger)	0.2 PMF or 150 year flood (take larger)	Not applicable	Average annual maximum hourly wind Wave surcharge allowance not less than 0.3 m
D. Special cases where no loss of life can be foreseen as a result of a breach and very limited additional flood damage will be caused	Spilling long term average daily inflow	0.2 PMF or 150 year flood	Not applicable	Not applicable	Average annual maximum hourly wind Wave surcharge allowance not less than 0.3 m

Notes :

Where reservoir control procedure requires, and discharge capacities permit, operation at or below specified levels defined throughout the year, these may be adopted providing they are specified in the certificates or reports for the dam.

Where a proportion of PMF is specified it is intended that the PMF hydrograph should be computed and then all ordinates be multiplied by 0.5, 0.3 or 0.2 as indicated.

Toutefois, la loi prescrit la désignation d'ingénieurs sélectionnés en fonction de leur expérience et de leur compétence, et qui sont responsables de la conception, la construction et l'exploitation des barrages. Ces ingénieurs doivent se conformer aux règlements prescrits par les autorités compétentes.

En 1978, l'Institut des Ingénieurs Civils de Londres a publié le « Floods and Reservoir Safety - An Engineering Guide » [142] qui applique les techniques hydrologiques du Rapport sur l'étude des crues (FSR) 1975 [107] et comporte des recommandations.

En définitive, bien que la méthode de l'hydrogramme unitaire et la méthode statistique pour l'estimation des crues de projet ne soient pas spécifiquement prescrites par la législation, elles sont considérées comme telles par l'ensemble des autorités gouvernementales et administratives de Grande-Bretagne.

2. MÉTHODE DE L'HYDROGRAMME UNITAIRE (1975)

Le but de cette méthode est le calcul de la crue maximale probable (PMF) ou de la crue d'une durée de retour (T années) donnée, ainsi que de l'hydrogramme et du volume de cette crue.

2.1. Données de base nécessaires

2.1.1. Nature des données

Dans tous les cas, il est nécessaire de connaître les limites et la superficie (en km²) du bassin versant.

Les données suivantes sont également nécessaires; pour les bassins versants des Iles Britanniques, elles peuvent être obtenues à partir des cartes et des tableaux publiés dans le Rapport sur l'étude des crues (FSR) [107] :

- Pluie moyenne annuelle en mm.
- Pluie maximale de durée 2 heures (estimation).
- Pluie maximale de durée 24 heures (estimation).
- Pluie journalière de durée de retour 5 ans.
- Pluie de deux jours de durée de retour 5 ans.
- Rapport entre la pluie maximale de durée 1 heure et de durée de retour 5 ans et la pluie maximale de durée deux jours et de durée de retour 5 ans.
- Estimation des pluies maximales de durée 0,25; 0,5; 1; 48; 72 et 96 heures.
- Coefficient d'abattement permettant de passer de la pluie ponctuelle au centre du bassin versant à la pluie moyenne sur la surface totale du bassin.

- Un coefficient représentatif de la capacité de ruissellement du bassin versant.
- Un coefficient représentatif du degré d'humidité des sols du bassin versant.

Lorsqu'on ne dispose pas d'enregistrements convenables des pluies et de l'écoulement, les données suivantes sont nécessaires pour construire l'hydrogramme unitaire :

However, the Act does provide for the appointment of engineers who are selected on the basis of experience and competence to take responsibility for the design, construction, and operation of reservoirs. These engineers are required to conform to codes of practice and guidelines prescribed by the appropriate authorities.

In 1978 the Institution of Civil Engineers (London) published “ Floods and Reservoir Safety - An Engineering Guide ” [142] which utilizes the hydrologic techniques in the Flood Studies Report (FSR) 1975 [107] and advises on matters of choice and principle.

It is concluded that whereas the Unit Hydrograph method and the Statistical method of estimation of design flood are not covered by specific legislation, they are covered by the total body of law and administrative practice in Great Britain.

2. UNIT HYDROGRAPH METHOD (1975)

The aim of this method is the calculation of the Probable Maximum Flood or flood of given frequency of recurrence (T year) and also the profile and volume of these floods.

2.1. Basic data required in the method

2.1.1. Nature of data

In all cases a delineation of the catchment boundary and the area of catchment in km² is required.

The following data are required and are available for catchments in the British Isles from tables and charts in the Flood Study Report [107] :

- Annual average rainfall in mm.
- Estimated maximum 2 hr rainfall
- Estimated maximum 24 hr rainfall
- One day rainfall of 5 year return period.
- Two day rainfall of 5 year return period.
- Ratio of maximum 1 hr rainfall of 5 year return period to maximum 2 day rainfall of 5 year return period.
- Estimates of maximum rainfall for duration of 0.25, 0.5, 1.0, 48, 72, 96 hours.
- Areal reduction factor which is the factor used for converting point rainfall at the centre of the catchment to the appropriate areal rainfall for the total catchment area.
- A soil index giving the runoff potential of the catchment.
- Catchment wetness index.

Where adequate rainfall/runoff records are not available, the following data are required for the construction of the unit hydrograph :

- Longueur du cours d'eau en km.
- Pente du cours d'eau, c'est-à-dire la pente moyenne du cours d'eau principal (en m par km) calculée en excluant 10 % de sa longueur à son origine amont et 15 % de sa longueur à son extrémité aval.
- Fraction de la surface du bassin versant qui est urbanisée.

2.1.2. Période minimale d'enregistrement des données

La méthode peut être utilisée lorsqu'on dispose de données fiables sur au moins cinq crues importantes.

2.1.3. Taille des bassins versants pour lesquels la méthode est applicable

Le rapport sur l'étude des crues (FSR) donne des directives pour l'application de cette méthode à des bassins versants de 1 à 30 000 km².

2.1.4. Enregistrement des données

Les données concernant les bassins versants des Iles Britanniques sont stockées sur bandes magnétiques à l'Institut d'Hydrologie de Wallingford. En outre, un résumé des données est publié dans le Volume 4 du Rapport sur l'étude des crues (FSR).

2.2. Description de la méthode

La méthode de l'hydrogramme unitaire (1975) pour l'estimation des crues est une adaptation de la technique confirmée de l'hydrogramme unitaire permettant d'associer cette technique et les nouvelles méthodes d'estimation des pluies exceptionnelles pour le calcul du ruissellement.

La méthode a été appliquée en 1975 aux bassins versants des Iles Britanniques; elle peut être utilisée lorsqu'il existe ou non des données spécifiques au bassin versant considéré.

Les principales étapes de la méthode sont les suivantes :

- Construction de l'hydrogramme unitaire.
- Estimation de l'averse de projet.
- Estimation du coefficient de ruissellement.
- Calcul de la crue.

Lorsqu'on dispose d'enregistrements, on peut construire un hydrogramme unitaire et calculer le coefficient de ruissellement en utilisant les données sur les pluies et les écoulements pour cinq crues historiques importantes. Lorsqu'on ne dispose pas d'enregistrements, le Rapport sur l'étude des crues (FSR) donne des formules permettant de construire un hydrogramme unitaire et de calculer le coefficient de ruissellement. Si on dispose d'informations partielles sur des durées limitées, ces informations peuvent être utilisées, dans toute la mesure du possible, pour améliorer l'hydrogramme unitaire déduit des formules.

Les étapes du calcul sont les suivantes :

1. Détermination de l'hydrogramme unitaire :

Un hydrogramme unitaire est construit, soit à partir des crues observées, soit à l'aide des formules extraites du Rapport sur l'étude des crues (FSR).

- Stream length in km.
- Stream slope which is given by the average slope of the main channel in metres per km, excluding 10 % of length at upper and 15 % at lower end.
- Built up urban area as a fraction of the area of the catchment.

2.1.2. *Minimum period of data recording*

The method can be used where reliable data from a minimum of five substantial flood events is available.

2.1.3. *Size of the area where method is applicable*

The FSR provides guidance on catchments varying from 1 km² to 30 000 km².

2.1.4. *Recording of data*

Data on catchments in the British Isles is stored on tape at the Institute of Hydrology in Wallingford. Furthermore, a summary of the data is given in Volume 4 of the Flood Study Report [107].

2.2. **Description of the method**

The Unit Hydrograph (1975) method of flood estimation is an adaptation of the well established Unit Hydrograph technique whereby this technique was combined with new methods for the estimation of exceptional rainfall events to calculate runoff.

The method was developed in 1975 for catchments in the British Isles and can be used whether or not specific data are available for the catchment under consideration.

The main elements in the procedure are :

- The construction of the Unit Hydrograph.
- The estimation of the design rainstorm.
- The estimation of percentage runoff.
- The calculation of the flood.

Where records are available, a unit hydrograph can be constructed and percentage runoff calculated using the rainfall/runoff data for five major historical floods. Where no records are available, the FSR provides formulas for the construction of a unit hydrograph and estimation of percentage runoff. If partial or limited information is available, this information can, as far as possible, be used to optimize the unit hydrograph derived from the formula.

The steps in the procedure are as follows :

Step 1 - Derivation of unit hydrograph :

Derive a unit hydrograph either from records of historic flood events or from formulae in the FSR.

2. Durée de l'averse de projet :

La durée de l'averse de projet (D heures) est calculée à partir d'une formule publiée dans le FSR et compte tenu des caractéristiques du bassin versant.

3. Détermination de l'averse de projet :

Si on cherche à estimer la PMF à partir des données fournies par le Rapport sur l'étude des crues (FSR), on construit la courbe de la hauteur pluviométrique en fonction de la durée de la pluie et on déduit de cette courbe la hauteur pluviométrique de l'averse de projet de durée D (heures).

Un coefficient d'abattement tiré du Rapport sur l'étude des crues (FSR) permet d'obtenir la pluie applicable à l'ensemble du bassin versant. Le FSR donne une méthode permettant de construire le hyétogramme de cette pluie.

4. Estimation du coefficient de ruissellement :

Le rapport sur l'étude des crues (FSR) donne une formule de calcul du coefficient de ruissellement permettant de passer de la pluie brute à la pluie nette.

5. Calcul de la crue :

La pluie nette est introduite dans l'hydrogramme unitaire ce qui permet d'obtenir l'hydrogramme et le débit de pointe de la crue.

2.3. Domaine d'application

La méthode de l'hydrogramme unitaire est basée sur une analyse régionale des enregistrements météorologiques et des crues dans les Iles Britanniques. Elle prend en compte les différents types d'averses et de sols. C'est une méthode spécifique aux Iles Britanniques et elle ne peut être utilisée dans d'autres régions que si on dispose de données de qualité analogue pour le bassin versant considéré.

2.4. Avantages, inconvénients et fiabilité de la méthode

Le principal avantage de cette méthode est qu'elle permet de déterminer, non seulement le débit de pointe de la crue, mais également l'hydrogramme de la crue et son volume. C'est par conséquent une méthode idéale pour résoudre les problèmes de stockage, de calcul du débit de l'évacuateur de crue et de laminage de la crue dans la retenue.

En outre, comme les données météorologiques sont plus nombreuses que celles relatives aux débits des cours d'eau, une méthode basée sur l'analyse d'une averse de projet est probablement plus précise que toute autre méthode basée sur les mesures de débit.

Le principal inconvénient de la méthode est sa complexité et la nécessité de procéder en plusieurs étapes pour parvenir au résultat.

3. MÉTHODE STATISTIQUE

Le but de cette méthode est le calcul de la crue maximale d'une fréquence déterminée jusqu'à une durée de retour de 1 000 ans.

Step 2 - Duration of design rainstorm :

Calculate the duration of the design rainstorm (D hr) using a formula in the FSR and catchment characteristics.

Step 3 - Derivation of design rainstorm :

In the case of PMF, from data in FSR, a graph is constructed giving total rainfall in mm against duration of rainstorm. The total rainfall in mm for the D hr rainstorm is taken from the graph.

In the case of the T Year Flood, an estimate of the total point rainfall in mm for the D hr rainstorm is made on the basis of tables in the FSR. An areal reduction factor — available from the FSR — is applied to get the total rainfall in mm appropriate to the particular catchment area. The FSR provides a method of derivation of a profile for this total rainfall.

Step 4 - Estimation of percentage runoff :

The FSR provides a formula for percentage runoff to convert the gross rainfall to the net rainfall causing the immediate flood event.

Step 5 - Calculation of the flood :

This net rainfall is convoluted with the unit hydrograph to give a flood profile and maximum flow.

2.3. Application area

This method is based on an extensive regional analysis of meteorological and flood records in the British Isles. It takes account of rainfall pattern, type of terrain and soil conditions. It is specifically applicable to the British Isles and may only be utilized elsewhere when data of an equivalent quality and type are available for the catchment under consideration.

2.4. Advantages, disadvantages and reliability of the method

The main advantage of this method is that, in addition to giving peak inflow, it also provides a profile of the flood over its duration together with the volume of the flood. It is, therefore, ideal for the solution of problems related to reservoir storage, spillway capacity and routing through reservoirs.

Also, since the extent of data collection and duration of meteorological records is much greater than river flow data, a method which is based on the philosophy of working from a design rainstorm is probably more accurate than any method based on flow measurements.

The main disadvantage of the method is its complexity and the necessity to work through many steps to arrive at a result.

3. STATISTICAL METHOD

The aim of the method is the calculation of the maximum flood of given frequency of exceedence up to 1 000 years.

3.1. Données de base nécessaires

Ces données sont les suivantes :

- Surface du bassin versant en km² (A).
- Densité de drainage, exprimée par le nombre de confluent par km² de bassin versant, tel qu'on peut le lire sur une carte au 25 000^e (STMFRQ).
- Pente du cours d'eau, c'est-à-dire la pente moyenne du cours d'eau principal (en m par km) calculée en excluant 10 % de sa longueur à son origine amont et 15 % de sa longueur à son extrémité aval (S 1085).
- Un index du sol caractérisant le ruissellement du bassin versant. Une carte pédologique spéciale facilite la recherche de cet index pour les Iles Britanniques (SOIL).
- Pluie nette journalière de durée de retour 5 ans, en mm. Des cartes des isohyètes pour les Iles Britanniques sont publiées dans le Rapport sur l'étude des crues (FSR) (RSMD).
- La fraction du bassin versant dont les émissaires de drainage sont des lacs (LAKE).

3.2. Description de la méthode

La méthode statistique de calcul des crues a été mise au point dans les années 70 pour l'estimation des débits des crues de diverses durées de retour allant jusqu'à 1 000 ans. Elle est basée sur une analyse régionale des enregistrements météorologiques et des crues dans les Iles Britanniques.

Les étapes du calcul sont les suivantes :

1. Estimer la crue moyenne annuelle (Q)

Lorsqu'on dispose de relevés de crues, Q est la moyenne des débits des crues maximales annuelles. Lorsqu'on ne dispose pas de relevés de crues, Q est donnée par la formule :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = C \times A^{0,94} \times \text{STMFRQ}^{0,27} \times S \text{ 1085}^{0,16} \times \text{SOIL}^{1,23} \times \text{RSMD}^{1,03} \times (1 + \text{LAKE})^{-0,85}$$

dans laquelle le coefficient C est pris égal aux valeurs suivantes dans les diverses régions des Iles Britanniques :

Northern Scotland	: 0,0186.
East Anglia	: 0,0153.
South Coast	: 0,0234.
South West England	: 0,0315.
Central Region	: 0,0213.
Ireland	: 0,0172.

3.1. Basic data required in the method

The basic data required are :

- Area of catchment in km² (A).
- Stream frequency — which is given by the number of channel junctions per km² of catchment as read from a 1/25 000 scale map (STMFRQ).
- Stream slope which is given by the average slope of the main river channel in metres per km excluding upper 10 % and lower 15 % of length (S 1085).
- A soil index giving the runoff potential of the catchment. Guidance on this index is available for areas in the British Isles in a special soil map (SOIL).
- Net 1-day rainfall of 5 year return period, in mm. Maps of isohyets in the British Isles are available in the FSR (RSMD).
- The proportion of catchment area which drains through lakes (LAKE).

3.2. Description of the method

The statistical method of flood estimation was developed in the 1970's for floods of various return periods up to 1 000 years for catchments in the British Isles. It is based on an extensive regional analysis of meteorological and floods records in the British Isles.

The steps in the procedure are as follows :

Step 1 - Estimate the mean annual flood (Q)

Where flow records are available, Q is taken as the average of the maximum annual floods. Where flow records are not available, Q is calculated from the formula :

$$Q \text{ (m}^3\text{/s)} = \text{Multiplier} \times A^{0.94} \times \text{STMFRQ}^{0.27} \times S \text{ 1085}^{0.16} \times \text{SOIL}^{1.23} \times \text{RSMD}^{1.03} \times (1 + \text{LAKE})^{-0.85}$$

where the Multiplier applicable to various areas of the British Isles is as follows :

Northern Scotland	: 0.0186.
East Anglia	: 0.0153.
South Coast	: 0.0234.
South West England	: 0.0315.
Central Region	: 0.0213.
Ireland	: 0.0172.

2. Calculer le débit de pointe Q_t de la crue d'une durée de retour déterminée en multipliant Q par un coefficient propre à chacune des onze régions des Iles Britanniques et qui est donné, pour différentes durées de retour, par le Tableau 2 extrait du Rapport sur l'étude des crues (FSR).

Tableau 2
Valeurs du coefficient $a = Q_t/Q$
(Extrait du rapport d'étude des crues - FSR, 1975)

Région	Durée de retour en années							
	2	5	10	25	50	100	500	1 000
1	0,90	1,20	1,45	1,81	2,12	2,48	3,25	3,63
2	0,91	1,11	1,42	1,81	2,17	2,63	3,45	3,85
3	0,94	1,25	1,45	1,70	1,90	2,08	2,73	3,04
4	0,89	1,23	1,49	1,87	2,20	2,57	3,62	4,16
5	0,89	1,29	1,65	2,25	2,83	3,56	5,02	5,76
6/7	0,88	1,28	1,62	2,14	2,62	3,19	4,49	5,16
8	0,88	1,23	1,49	1,84	2,12	2,42	3,41	3,91
9	0,93	1,21	1,42	1,71	1,94	2,18	2,86	3,19
10	0,93	1,19	1,38	1,64	1,85	2,08	2,73	3,04
Irlande	0,95	1,20	1,37	1,60	1,77	1,96	2,40	2,60

3.3. Domaine d'application

La méthode statistique est basée sur une analyse régionale des enregistrements météorologiques et des crues dans les Iles Britanniques. Elle prend en compte les différents types d'averses et de sols.

C'est une méthode spécifique aux Iles Britanniques et elle ne peut être utilisée dans d'autres régions que si on dispose de données de qualité analogue pour le bassin versant considéré.

3.4. Avantages, inconvénients et fiabilité de la méthode

L'avantage de cette méthode résulte du fait qu'elle permet d'estimer rapidement le débit de pointe instantané. La formule est simple à appliquer et les valeurs des différents termes sont normalement connues de façon précise.

Le principal inconvénient résulte du fait que la méthode ne permet pas de calculer le volume de la crue et ne peut donc être utilisée lorsqu'on doit prendre en compte la capacité de la retenue pour calculer le débit de l'évacuateur de crue.

On ne considère pas que cette méthode est aussi précise qu'une méthode basée sur des données pluviométriques car, d'une façon générale, les données pluviométriques enregistrées sur une période de temps raisonnable sont plus directement disponibles que les données sur des débits.

Step 2 - Calculate the flood peak Q_t of a finite return period in years by multiplying Q by a factor which is appropriate for one of eleven regions in the British Isles and which is given for return periods of 2, 5, 10, 25, 50, 100, 500 and 1 000 years in the FSR and reproduced in Table 2.

Table 2
Values of the factor $a = Q_t/Q$
(Source : Flood Studies Report, 1975)

Région	Return period in years							
	2	5	10	25	50	100	500	1 000
1	0.90	1.20	1.45	1.81	2.12	2.48	3.25	3.63
2	0.91	1.11	1.42	1.81	2.17	2.63	3.45	3.85
3	0.94	1.25	1.45	1.70	1.90	2.08	2.73	3.04
4	0.89	1.23	1.49	1.87	2.20	2.57	3.62	4.16
5	0.89	1.29	1.65	2.25	2.83	3.56	5.02	5.76
6/7	0.88	1.28	1.62	2.14	2.62	3.19	4.49	5.16
8	0.88	1.23	1.49	1.84	2.12	2.42	3.41	3.91
9	0.93	1.21	1.42	1.71	1.94	2.18	2.86	3.19
10	0.93	1.19	1.38	1.64	1.85	2.08	2.73	3.04
Ireland	0.95	1.20	1.37	1.60	1.77	1.96	2.40	2.60

3.3. Application area

This method is based on an extensive regional analysis of meteorological and flood records in the British Isles. It takes account of rainfall pattern, type of terrain and soil conditions.

It is specifically applicable to the British Isles and may only be utilized elsewhere when data of an equivalent quality is available for the catchment under consideration.

3.4. Advantages, disadvantages and reliability of the method

The advantage of this method is that it provides a means of deriving a rapid estimate of the maximum instantaneous runoff. The formula is simple in application, and values for the different elements are normally readily available.

The main disadvantage is that since it does not provide a means of calculating the volume of a flood it is unsuitable for use where reservoir storage is a consideration in the evaluation of the discharge capacity of a spillway.

It is not considered to be as accurate as a method based on meteorological data because, generally, meteorological records over a reasonable time span are more readily available than flow records.

4. CONCLUSION

Le « Reservoirs Act » de 1975 fait obligation aux autorités locales de s'assurer que les propriétaires de grands barrages font appel à des ingénieurs qualifiés pour vérifier et certifier que l'ouvrage satisfait aux règles de sécurité et peut être utilisé sans risque pour le stockage de l'eau.

Un groupe d'ingénieurs qualifiés est agréé par le Secrétaire d'État, après consultation du Président de l'Institution of Civil Engineers. Cette Institution a prescrit la rédaction d'un rapport d'étude des crues et a participé à son élaboration. Le Rapport d'étude des crues (FSR) [107] définit deux méthodes pour l'estimation des crues, à savoir la méthode de l'hydrogramme unitaire (1975) et la méthode statistique.

En outre, l'Institution of Civil Engineers de Londres a publié un document intitulé « Floods and Reservoir Safety - An Engineering Guide » [142] qui classe les barrages du point de vue des risques qu'ils peuvent présenter, recommande la durée de retour qu'il convient d'adopter pour la crue de projet et fournit aux ingénieurs un guide pour l'interprétation du Rapport sur l'étude des crues (FSR - 1975).

On peut donc conclure que tous les barrages des Iles Britanniques seront révisés en temps utile sur la base de la méthode de l'hydrogramme unitaire ou de la méthode statistique.

4. CONCLUSION

The 1975 Reservoirs Act in Britain places an obligation on local authorities to ensure that owners of large raised reservoirs employ suitably qualified civil engineers to certify that the reservoir is sound and satisfactory and may safely be used for the storage of water.

A panel of suitably qualified civil engineers is appointed by the Secretary of State in consultation with the President of the Institution of Civil Engineers. The Institution of Civil Engineers recommended that a Flood Studies Report should be undertaken, and participated in the preparation of this report. The Flood Studies Report (FSR) [107] details two methods of estimation of floods namely : the Unit Hydrograph method (1975) and the Statistical method.

Furthermore, the Institution of Civil Engineers, London, prepared a document entitled “ Floods and Reservoir Safety - An Engineering Guide ” [142] which categorizes dams in terms of risk, advises on the appropriate recurrence interval, and provides guidance to civil engineers in the interpretation of the Flood Studies Report 1975.

It may therefore be concluded that all dams in Britain will in due course be reviewed either on the basis of the Unit Hydrograph method or the Statistical method.

CALCULS DE LA CRUE DE PROJET EN SCANDINAVIE (*)

[12, 92, 113, 125, 132]

Au cours de la dernière décennie, la Norvège (1980), la Finlande (1989) et la Suède (1989) ont élaboré des règlements nationaux pour le calcul des crues de projet. Les régimes hydrologiques des pays scandinaves sont fortement influencés par la neige et cette situation se reflète dans les règlements. Toutefois, chaque pays a adopté des approches différentes qui sont brièvement décrites ci-après. Il faut remarquer que la Norvège, du fait des transitions rapides entre les climats maritime et continental et des grandes différences d'altitude, présente des variations régionales plus importantes que les deux autres pays.

1. FINLANDE

Du point de vue légal, les barrages sont classés en trois catégories caractérisées par le dimensionnement minimal des évacuateurs pour des crues de période de retour 500, 1 000 et 10 000 ans pour les barrages permanents et 100, 500 et 5 000 ans pour les barrages provisoires. Le règlement de sécurité des barrages a été établi par le Bureau National Finlandais des Eaux en mars 1985 [92]. Les crues de projet des principaux barrages finlandais sont maintenant calculées par application de ce règlement.

La plupart des calculs sont basés sur des méthodes statistiques : la loi de distribution de Gumbel est utilisée pour calculer la crue centennale de durée critique. Au-delà de 100 ans, on applique des coefficients régionaux : environ 1,3 pour passer de 100 à 1 000 ans et 1,6 pour passer de 100 à 10 000 ans.

L'importance modérée de ces coefficients montre la relative stabilité des régimes hydrologiques finlandais : climat continental, crue résultant essentiellement de la fonte des neiges, bassins versants relativement étendus avec de faibles pentes et un grand pourcentage de lacs.

Pour les bassins versants de grande superficie et de structure complexe, on utilise de préférence les modèles hydrologiques de simulation (HEC-1) et les modèles d'écoulement dynamiques. Les simulations sont alors basées, soit sur le débit maximal de fonte des neiges au printemps, soit sur les crues dues aux pluies d'automne.

Pour le bassin versant de la rivière Kokemäenjoki (27 000 km²) [125], on a testé plusieurs combinaisons de stocks neigeux, d'évolution de la température et des précipitations. Cette étude a conclu que « le cas le plus réaliste » résultait de la combinaison d'un stock neigeux de probabilité 1/5 000, d'une séquence de températures de probabilité 1/100 et d'absence de précipitation.

(*) Par Nils Roar Saelthun, Comité Norvégien des Grands Barrages.

DESIGN FLOOD CALCULATIONS IN SCANDINAVIA (*)

[12, 92, 113, 125, 132]

During the last decade, Norway (1980), Finland (1989) and Sweden (1989) have established national regulations for design flood calculations. The hydrological regimes in the Scandinavian countries are heavily influenced by snow, and this in turn is reflected by the regulations. Nevertheless, each country has chosen different approaches, and these are briefly described below. It should be kept in mind that Norway with its sharp transitions between maritime and continental climate, and large altitude differences has much stronger regional variations than the two other countries.

1. FINLAND

By legislation, dams are to be classified in three categories, with minimum return periods of spillway capacities of 500, 1 000 and 10 000 years for permanent dams; 100, 500 and 5 000 years for temporary dams. The Dam Safety Code of Practice was issued by the Finnish National Board of Waters in March 1985 [92]. Design floods for all primary dams have been calculated by now.

Most calculations are based on statistical methods : standard Gumbel analysis to estimate 100-year flood for the critical duration. Above Q 100, regional growth curves are applied : $Q\ 1\ 000/Q\ 100 = 1.3$; $Q\ 10\ 000/Q\ 100 = 1.6$.

These moderate growth curves reflect the relatively stable hydrological regime of Finland : continental climate, dominating snowmelt flood, relatively large catchments with small gradients and high lake percentage.

For large and complex catchments, hydrological simulation models (HEC-1) and dynamic flow models might be preferred. The simulations are then based on either spring extreme snowmelt or autumn rainfall situations.

In a case from Kokemäenjoki river (27 000 km²) [125] several combinations of snow storage, temperature development and precipitation were tested. In the study, the combination of a 1/5 000 AEP (**) snow storage, 1/100 AEP temperature series and no precipitation was presented as the " most realistic case ".

(*) By Nils Roar Saelthun, Norwegian Committee on Large Dams.

(**) AEP = Annual Exceedence Probability.

2. NORVÈGE

La Norvège a adopté un double critère pour le calcul de la crue de projet : pour les ouvrages d'évacuation du barrage, la crue de projet retenue est la crue millennale à l'entrée dans la retenue; par ailleurs, la stabilité du barrage est calculée pour la PMF [113].

Crue de projet (crue millennale). La méthodologie standard consiste à estimer la crue millennale pour une durée de 1 jour et pour la durée critique du barrage (fonction des caractéristiques de l'évacuateur, de la surface de la retenue et de la valeur du débit). Un programme général d'estimation des crues est utilisé pour passer des nombreuses crues observées aux valeurs de la crue millennale. L'hydrogramme de crue résultant est ensuite injecté dans la retenue par le même programme pour déterminer la crue à la sortie de la retenue et le niveau de celle-ci. Dans l'analyse, les crues de printemps (à dominante de fonte des neiges) et les crues dues à la pluie sont généralement traitées comme des populations distinctes.

PMF. Le modèle hydrologique utilisé pour le calcul de la PMF est une adaptation du modèle suédois HBV-3 dont un grand nombre de paramètres sont initialisés à des valeurs standard. Les trois principaux paramètres commandant la réponse dynamique peuvent être déterminés par étalonnage ou par un ensemble de formules les rattachant à des paramètres topographiques. Le modèle simule la fonte des neiges en altitude par une méthode d'indice de température; tous les paramètres sont initialisés ou déterminés à partir des caractéristiques topographiques.

Les principales étapes dans l'estimation de la PMF sont les suivantes :

(i) Obtenir des estimations de la PMP pour la saison critique et du coefficient d'abattement, construire l'hydrogramme de la PMP, s'assurer que la pluie de durée critique y est incluse.

(ii) Si l'automne est la saison critique, on prend en compte un bassin enneigé. Pour les bassins de taille moyenne et grande, il n'est pas réaliste de prendre en compte un enneigement total pour toute la durée de la crue; en conséquence, la couverture de neige est fixée à celle dont la fréquence est trentennale pour la saison. La température pendant la fusion est prise égale à la plus forte moyenne journalière observée pendant la pluie après la date normale d'enneigement.

(iii) Simuler l'hydrogramme de la PMF en supposant le terrain saturé.

Cette méthodologie est appliquée dans le cas où les crues d'automne sont les plus critiques. C'est généralement le cas, les valeurs de la PMP étant plus élevées en automne qu'au printemps dans la plupart des régions. Pour quelques barrages situés dans les zones montagneuses de l'intérieur avec des durées critiques élevées, la crue de printemps peut devenir la crue critique. Dans ce cas, l'étape (ii) ci-dessus devient :

(ii) Étalonner un modèle hydrologique continu d'écoulement et rechercher le plus grand enneigement sur une période de 20 à 30 années.

Déterminer la période critique pour la PMP saisonnière et adopter pour les séries de température la plus haute moyenne journalière observée pendant les fortes pluies de cette période de l'année.

2. NORWAY

Norway adopts a double design criterion : the 1 000 year inflow flood is prescribed as design flood for normal operation of dam spillway system, while the stability of the dam is subject to the Probable Maximum Flood (PMF) [113].

Design flood (Q 1 000). The standard procedure is to estimate the 1 000 year flood for duration of one day and for the critical duration of the dam (a function of spillway characteristics, reservoir area and flood dimension). A general purpose program for flood estimation is used to scale a large observed flood to the estimated Q 1 000 values. The resulting flood hydrograph is then routed through the reservoir by the same program to estimate outflow flood and reservoir stage. In the analysis, spring floods (dominated by snowmelt) and rain floods are usually treated as separate populations.

PMF. The hydrological model used for PMF calculations is an adaptation of the Swedish HBV-3 model, with many parameters preset to standard values. The three main parameters controlling the dynamic response can be determined by calibration or by a set of formulas relating them to topographical parameters. The model simulates snowmelt in altitude zones by temperature index method; all parameters are preset or determined by topographical parameters.

The main steps in the PMF estimation are :

(i) Obtain PMP estimates for critical season and areal reduction factor, construct PMP hyetogram, make sure that critical duration is included.

(ii) If autumn situation is critical : assume catchment is snowcovered. For medium-sized to large catchments it is not realistic to assume full snow cover for the full duration of the flood, accordingly snow cover is set to 30 year event for the actual season. Temperature during melt is set to the highest daily mean temperature observed during rainfall after the normal date of snow cover.

(iii) Simulate PMF hydrogram, assume saturated ground.

This procedure applies if autumn floods are critical. This is usually the case, as PMP values are higher in the autumn than in the spring season for most regions. For a few inland/mountain dams with high critical duration, the spring flood may become critical. In that case, step (ii) will be :

(i) Calibrate a continuously running hydrological model, and find the highest snow content during a 20-30 year period.

Find the critical timing for the seasonal PMP and set temperature input series to the highest daily mean temperature observed during heavy rain for the actual time of the year.

3. SUÈDE

Le principe de la réglementation suédoise est de baser le calcul de la crue de projet pour les principaux barrages sur une combinaison critique d'événements rares mais observés. Les calculs de contrôle (comparaison avec les crues observées, analyse fréquentielle des crues régionales) montrent que la période de retour de la crue de projet résultant de ces calculs dépasse 10 000 ans [12].

L'essentiel de la méthode consiste en un modèle de pluie standardisé, basé sur une étude des pluies à grande échelle sur un quadrillage de 1 000 et 10 000 km². Le modèle de pluie est ajusté selon la région, l'altitude et la taille du bassin. On ajoute au modèle de pluie un apport déterminé représentant la contribution de la fonte des neiges (fonction de la région). Le modèle de fonte des neiges a été estimé à partir de simulations étendues de fontes de neige d'automne.

Le modèle hydrologique est une adaptation du modèle HBV-3 avec de nombreux paramètres initialisés à des valeurs standard. Les trois principaux paramètres commandant la réponse dynamique sont déterminés par calage sur au moins deux crues historiques.

Le processus décrit ci-dessus est appliqué lorsque les crues d'automne sont les crues critiques. Pour les grands bassins, la crue de fusion des neiges au printemps peut être une crue critique. Dans ce cas, le même modèle de pluie s'applique après adaptation selon la saison.

La contribution de la fusion neigeuse est toutefois calculée par un modèle continu d'écoulement en estimant tout d'abord le stock neigeux de fréquence trentennale considéré comme condition initiale, puis en cherchant la séquence critique de températures et en choisissant le début de la pluie de projet sur la base de l'information résultant d'au moins 10 années de données historiques.

3. SWEDEN

The philosophy of the Swedish regulation is to base the design flood for primary dams on a critical combination of rare but observed events. Control calculations (comparison with observed floods, regional flood frequency analysis) indicates that the resulting design flood has a return period in excess of 10 000 years [12].

The hub of the method is a standardized model rain-storm, based on a large scale study of areal rainfall in 1 000 and 10 000 km² grids. The model rainstorm is adjusted according to region, catchment altitude and catchment size. The model rain is increased by a fixed snowmelt contribution (depending on region). The model snowmelt has been estimated through extensive model simulations of autumn snowmelt.

The hydrological model is an adaptation of the HBV-3 model, with many parameters preset to standard values. The three main parameters controlling the dynamic response is determined by calibration on a minimum of two historical floods.

The procedure described above applies when autumn floods are critical. For large catchments, the spring melt flood may be critical. In this case, the same model rainstorm applies, scaled down according to season.

The melt contribution is however calculated by a continuously running model; first estimating the 30 year snow storage as an initial condition, and then searching the critical temperature sequence and timing the onset of the model rainstorm according to the information gathered from at least 10 years of historical data.

MISE EN ŒUVRE DES MÉTHODES DE CALCUL DE LA CRUE MAXIMALE PROBABLE (PMF) AUX ÉTATS-UNIS (*)

[36, 66, 67, 68, 106, 127, 146, 149, 151, 162]

1. DÉFINITION

On a maintenant adopté la crue maximale probable (PMF) comme crue de projet des barrages pour lesquels on peut s'attendre, en cas de rupture de l'ouvrage, à des pertes de vies humaines et à d'importants dommages économiques. Bien qu'il existe différentes définitions, on peut définir la PMF comme la situation de ruissellement maximal qui résulterait de la combinaison la plus sévère des conditions hydrométéorologiques raisonnablement envisageables sur le bassin versant considéré.

La PMF est la crue générée par la précipitation maximale probable (PMP) tombant sur le bassin versant. La PMP est définie comme « théoriquement la plus forte précipitation d'une durée donnée qui est physiquement possible de se produire sur une certaine surface en un lieu géographique donné et à une certaine période de l'année ».

On admet qu'il existe une limite physique supérieure de la précipitation en raison des facteurs limitants suivants :

- 1) quantité limite de vapeur d'eau contenue dans l'air qui circule au-dessus du bassin;
- 2) vitesse limite à laquelle le vent transporte l'air humide sur le bassin;
- 3) taux limite de transformation de la vapeur d'eau en précipitation.

Étant donné que la PMP doit être définie pour une certaine durée, la PMF est également reliée à la durée de la PMP.

En général, on peut s'attendre à ce que des averses de PMP de longue durée produisent des volumes de pluie susceptibles de couvrir des surfaces importantes; des averses généralisées, comme celles qui se produisent sur la côte ouest des États-Unis et qui couvrent quelques milliers de km², caractérisent des averses susceptibles de produire une PMP de longue durée. Par contre, une PMP de courte durée ou une averse locale peut avoir une très forte intensité, mais ne produire qu'une pluie limitée dans le temps et dans l'espace; la PMP de courte durée peut être associée à un orage susceptible de durer jusqu'à 6 heures et couvrir 500 miles carrés (1 300 km²) ou même moins.

Dans le cas d'une très grande retenue qui atténue la pointe de crue de façon significative, il peut être nécessaire de prendre pour crue de projet la PMF résultant d'une PMP de durée 72 heures ou plus. Pour une retenue plus petite qui n'atténue pas beaucoup les pointes de crue, une PMP de courte durée de 6 heures peut engendrer la crue de projet.

(*) Par Franklin G. De Fazio, Comité Américain des Grands Barrages.

**DEVELOPMENT OF PROBABLE MAXIMUM FLOODS
PROCEDURES IN THE UNITED STATES (*)**

[36, 66, 67, 68, 106, 127, 146, 149, 151, 162]

1. DEFINITION

The Probable Maximum Flood (PMF) has become the basic design flood for dams wherein loss of human life and large economic loss are expected if the dam were to fail. Although definitions of the PMF vary, it can be defined as the maximum runoff condition resulting from the most severe combination of hydrologic and meteorologic conditions that are considered reasonably possible for the drainage basin under study.

The PMF is considered to be that flood which would be created by the Probable Maximum Precipitation (PMP) occurring over the basin. PMP is defined as “ theoretically, the greatest depth of precipitation for a given duration that is physically possible over a given size storm area at a particular geographical location at a certain time of the year ”.

Precipitation is considered to have a physical upper limit because of physical limits as follows :

- 1) a limit on the moisture content of air that flows into the air space above a basin;
- 2) a limit to the rate at which wind may carry the humid air into the basin;
- 3) a limit on the rate at which inflowing water vapour can be converted to precipitation.

Since the PMP must be specified, in terms of a duration, the PMF is likewise related to the PMP storm duration.

In general, long-duration PMP storms can be expected to produce large total rainfall depths which may cover large areas; general storms, such as those which approach the west coast of the United States and cover a thousand square miles (2 500 km²) or more, are typical of the storms which could create a long-duration PMP. By contrast, a short-duration PMP, termed local storm, might have a very large intensity but would produce rainfall restricted in both time and space. Short-duration PMP can be associated with a thunderstorm which might last up to six hours and cover 500 squares miles (1 300 km²) or less.

A very large reservoir, which significantly attenuates peak inflow, might require consideration of a PMF produced by a 72 hour or greater duration PMP as the inflow design flood. For a smaller reservoir, which does not significantly attenuate peak inflows, a short-duration PMP of six hours may produce the critical design flood.

(*) By Franklin G. De Fazio, US Committee on Large Dams.

2. DÉTERMINATION DE LA PMP

La détermination des PMP prend en considération la pluie correspondant aux fortes averses historiques qui représentent généralement les plus grandes hauteurs pluviométriques enregistrées au lieu considéré ou dans la région voisine. De telles averses sont généralement associées à des crues importantes provoquant des dommages. Ayant obtenu une base de données convenable de fortes averses, l'estimation de la PMP consiste à déterminer à partir de ces averses les quantités de pluies relatives à des surfaces et des durées données.

Pour cela, on fait subir aux données observées trois opérations fondamentales :

- 1) la maximisation de la teneur en vapeur d'eau;
- 2) la transposition;
- 3) l'estimation de l'enveloppe.

2.1. La maximisation de la teneur en vapeur d'eau de l'averse consiste à majorer la précipitation observée pour obtenir la valeur correspondant à l'humidité maximale de l'air susceptible d'être atteinte pour le lieu et pour l'époque de l'année relatifs à l'averse considérée. En ramenant les totaux des fortes précipitations observées aux conditions d'humidité maximale, on admet qu'on obtient la plus forte précipitation potentielle pour le type particulier d'averse considéré. La maximisation de la teneur en vapeur d'eau de l'averse s'exprime mathématiquement par la relation :

$$P_a = P_o \frac{W_p (\text{max})}{W_p (\text{storm})}$$

avec :

P_a = précipitation ramenée aux conditions de teneur en eau maximale

P_o = précipitation observée

W_p = quantité d'eau précipitable (« max » correspondant à W_p maximum et « storm » correspondant à W_p observé).

On considère que les hauteurs pluviométriques obtenues par cet ajustement correspondent aux conditions physiques maximales de disponibilité en vapeur d'eau exprimées par les valeurs limites définies aux points 1 et 2 du paragraphe 1.

2.2. La transposition d'averses consiste à généraliser une averse ponctuelle à toute une région considérée comme homogène en tenant compte des caractéristiques topographiques et météorologiques jugées importantes pour l'averse considérée. Étant donné que chaque site n'a généralement pas été le siège du nombre suffisant de fortes averses nécessaires à la détermination de la PMP, la transposition d'averses constitue un moyen essentiel pour fournir des données supplémentaires en un site particulier.

2.3. L'estimation de la valeur enveloppe des averses consiste à sélectionner la valeur considérée comme la plus élevée parmi une série de données. Cette étape est rendue nécessaire lorsqu'on ne dispose pas d'une base uniforme de données d'averses pour chaque durée, surface, site et saison concernés.

Les trois opérations décrites ci-dessus sont détaillées dans les publications de l'OMM (Office Météorologique Mondial) [162] et de Cudworth [36]. La philosophie de l'évolution de la PMP est présentée par Myers [106]. Pour l'ensemble des

2. DEVELOPMENT OF THE PMP

Development of PMP depths considers rainfall produced by large historic storms. These storms usually constitute the greatest rainfall depths of record for the particular location or surrounding region. Such storms are frequently associated with significant flooding and damage. Having obtained a suitable severe storm data base, areal-durational rainfall depths from these storms are adjusted in developing estimates of PMP.

There are three basic adjustments made to the observed rainfall data termed :

- 1) moisture maximization;
- 2) transposition, and
- 3) envelopment.

2.1. Storm moisture maximization is a process whereby observed storm precipitation is increased to a value consistent with the maximum moisture in the atmosphere for the storm location and time of year. By adjusting observed severe precipitation amounts to maximum moisture conditions, the greatest precipitation potential for that particular storm event is assumed to be determined. The basic storm moisture maximization process can be expressed mathematically as :

$$P_a = P_o \frac{W_p (\text{max})}{W_p (\text{storm})}$$

where :

P_a = adjusted moisture maximized precipitation

P_o = observed precipitation, and

W_p = precipitable water (“ max ” refers to maximum W_p and “ storm ” refers to observed W_p).

Application of this adjustment results in storm rainfall depths that are considered to have reached conditions represented by the physical maximums of moisture availability expressed by the limitation indicated in 1 and 2 of Section 1.

2.2. Storm transposition involves relocating individual storm precipitation within a region considered homogeneous relative to topographic and meteorologic characteristics deemed significant to that storm. Since each location of interest has not likely experienced the number of severe storms necessary for PMP development, storm transposition becomes an important tool for providing additional data at a particular site.

2.3. Storm envelopment involves the selection of the likely greatest value from a set of data. This step becomes a requirement due to the lack of a uniform storm data base for every duration, area size, location and season of interest.

Details of the three processes previously described can be found in publications WMO [162] and Cudworth [36]. The history of the philosophy of PMP derivation is presented by Myers [106]. For the entire United States, regionalized studies leading

États-Unis, des études régionales permettant de calculer la PMP sont publiées dans différents rapports hydrométéorologiques (HMR) et dans les séries de notes techniques (TP) publiées par le US National Weather Service (NWS). Les rapports récents sur la PMP figurent dans Hansen *et al.* [66, 67, 68] et Schreiner et Riedel [127].

Il résulte de ce qui précède que la PMP peut être facilement et totalement déterminée avec précision pratiquement en tout point des États-Unis selon les critères fournis par l'une ou l'autre de ces publications.

Dans les régions où les caractéristiques de la PMP ne sont pas disponibles ou dans les régions très accidentées où des effets orogéniques locaux peuvent ne pas être pris en compte dans les publications sur la PMP régionale, il peut être nécessaire d'ajuster les résultats fournis par ces publications ou d'entreprendre des études spécifiques au site considéré.

3. DÉROULEMENT DE L'AVERSE

Lorsque la hauteur pluviométrique totale de la PMP a été calculée, il faut la distribuer au cours du temps dans un ordre logique. Des études sur l'occurrence des pluies ont montré que les variations des hauteurs pluviométriques tombées au cours d'une averse étaient tout à fait aléatoires.

Toutefois, pour distribuer dans le temps les hauteurs pluviométriques qui peuvent varier de zéro au début et à la fin de l'averse jusqu'à un maximum pour un temps intermédiaire, on procède selon des méthodes qui vont dans le sens de la sécurité. Le plus petit intervalle de temps considéré dépend du temps de concentration du bassin versant.

En général, les averses orageuses sont distribuées suivant des intervalles d'une demi-heure ou moins, alors que les averses généralisées peuvent être distribuées selon des intervalles de temps horaires.

L'intervalle de temps correspondant à l'intensité maximale est généralement placé à proximité du centre de l'averse. Si on le place très en avant ou à la fin de l'averse, il en résultera généralement une diminution du volume ruisselé calculé. Si on place la pointe d'intensité vers la fin de l'averse, on obtiendra de façon analogue une forte pointe de débit qui se produira lorsque la retenue sera à son plus haut niveau. Le résultat irait dans le sens de la sécurité en ce qui concerne la chronique de l'écoulement entrant dans la retenue.

Des directives pour distribuer la PMP au cours du temps figurent dans les rapports hydrométéorologiques du National Weather Service (NWS). D'autres directives sont données également par différents organismes tel que le US Bureau of Reclamation [149].

4. CALCUL DE LA CRUE MAXIMALE PROBABLE (PMF)

Une fois que la PMP de l'averse de projet a été déterminée, il faut construire l'hydrogramme résultant de la crue maximale probable (PMF). Dans ce but, on peut utiliser un modèle de ruissellement ou la méthode de l'hydrogramme unitaire.

to the development of PMP are currently available in various Hydrometeorological Report (HMR) and Technical Paper (TP) series of publications issued by the US National Weather Service (NWS). Recent PMP reports include Hansen *et al.* [66, 67, 68] and Schreiner and Riedel [127].

As a result of these and other reports in the series, estimates of PMP can be accurately, consistently, and readily determined for virtually any location in the United States within the criteria provided by the report.

For drainage regions where PMP criteria are unavailable or in regions of significant topographic relief where detailed effects of orography may not be fully accounted for in the regionalized PMP reports, adjustments to these reports may be necessary or site specific studies may be required.

3. STORM SEQUENCE

Once the PMP depth has been calculated, it must be distributed timewise into a logical storm sequence. Studies of rainfall occurrences have shown that the variation of rainfall depths in a storm are essentially random.

However, conservative considerations have been developed for timewise distribution of rainfall depths which must vary from zero at the beginning and end of the storm to a maximum at some intermediate time increment. The smallest increment of rainfall depth considered depends upon the time of concentration of the basin.

In general, thunderstorms are distributed in half hour or smaller increments while general storms may be distributed in one-hour increments.

The increment of maximum intensity is generally placed somewhere near the midpoint of the storm. Placing it toward the very front or end of the storm will, in general, result in a reduction in computed runoff volume. Placing the peak intensity toward the end of the storm will similarly result in a higher peak rate of inflow which would occur when the reservoir would be at its highest levels. The result would be conservative in terms of timing of inflow.

Guidelines for timewise distribution of PMP are presented in the NWS Hydrometeorological Reports. Other guidelines are presented by other agencies as the US Bureau of Reclamation [149].

4. PROBABLE MAXIMUM FLOOD CALCULATION

Once the PMP design storm has been developed, it is necessary to compute the resultant PMF hydrograph. This can be done by use of a runoff model or by the use of the unit hydrograph method.

L'outil le plus fréquemment utilisé aux États-Unis est probablement le logiciel HEC-1, hydrogramme de crue, développé par l'Hydrologic Engineering Center de l'US Army Corps of Engineers [146].

Qu'on utilise un hydrogramme unitaire ou un modèle de ruissellement, l'approche fait l'objet des mêmes limitations. Il est nécessaire de disposer de données de précipitations et des débits correspondants pour des averses suffisamment importantes afin de pouvoir caler le modèle choisi. La non-linéarité du processus de ruissellement est bien connue et un hydrogramme unitaire établi pour une averse plus faible aura généralement toujours une pointe inférieure à celle d'un autre hydrogramme établi pour une averse plus forte et de même durée. Il faut utiliser deux ou trois crues pour le calage du modèle et une troisième ou une quatrième pour vérification après simulation.

D'une manière générale, il faut adopter des hypothèses prudentes concernant l'humidité initiale et la couverture végétale du bassin versant. Il n'existe pas de directives spécifiques, sauf pour la méthode de l'US Soil Conservation Service [151] qui définit des conditions d'humidité standard (I, II et III) dans l'ordre des humidités croissantes.

Les conditions de ruissellement ne doivent pas être moins sévères que celles observées lors des grandes crues pour lesquelles on dispose d'enregistrements.

5. PROBABILITÉ D'OCCURRENCE

La probabilité de dépassement de la PMP comme celle de la PMF est nulle. Elle correspond, par hypothèse, aux conditions les plus sévères auxquelles physiquement on peut s'attendre.

La Nuclear Regulatory Commission a estimé qu'en général une probabilité de dépassement de 10^{-6} pouvait être tolérée pour un accident majeur à une centrale nucléaire. Si la PMP avait une probabilité de dépassement de 10^{-6} , la PMF pourrait avoir une probabilité encore plus faible étant donné qu'elle est souvent associée à des conditions d'humidité initiale et/ou de stocks neigeux qui ont une probabilité associée plus faible que la moyenne annuelle.

Probably, the most frequently used tool for this in the US is the computer program HEC-1, Flood Hydrograph, developed by the Hydrologic Engineering Center of the US Army Corps of Engineers [146].

Utilizing either a unit hydrograph or a runoff model approach is subject to the same limitations. Data for precipitation and streamflow resulting from a sufficiently severe storm must be available with which the chosen runoff tool can be calibrated. The non-linearity of the runoff process is well recognized and a unit hydrograph developed for a lesser storm will in general always have a lower peak ordinate than one developed for a more severe storm of the same duration. Two or three floods should be used for a calibration and a third or fourth should be simulated for verification.

In general, conservative assumptions should be made relative to antecedent moisture and the vegetative cover of the runoff basin. Specific guidelines are not available except for the US Soil Conservation Service Method [151] which specifies moisture conditions of I, II and III in the order of successively increasing wetness.

The runoff conditions should not be less conservative than have been found to occur during the large floods for which records are available.

5. PROBABILITY OF OCCURRENCE

The probability of exceedence of either the PMP or the PMF is zero. They are hypothesized as the most severe conditions that can physically be expected to occur.

In general, a probability of exceedence of 10^{-6} has been suggested by the Nuclear Regulatory Commission as a tolerance for a serious accident at a nuclear plant. If the PMP were to have an associated probability of exceedence of 10^{-6} , the PMF could have an even more remote probability since it is often combined with antecedent moisture conditions and/or snowpacks which have associated probabilities more remote than the annual average.

**APPLICATION DE LA MÉTHODE
DES COURBES ENVELOPPES
EN AFRIQUE AUSTRALE (*)**

[49, 89, 90, 91, 123, 129]

En Afrique du Sud, le coefficient K de la formule de Francou-Rodier (cf. § 3.1.3.) a été utilisé pour la première fois en 1980 pour construire à l'échelle régionale les courbes enveloppes des débits de pointe des crues. Sur la base des valeurs de K observées à 355 stations, des pluviométries journalières de fréquence centennale et du relief, cinq régions ont été délimitées [89]. Le débit de pointe de la crue correspondant à la valeur K de la courbe enveloppe (K_e) a été désigné par l'expression « crue maximale régionale » (RMF).

Dans les années 1980, plus de cinq averses exceptionnelles ont été observées sur de grandes surfaces et ont provoqué dans plusieurs régions les plus grandes crues jamais observées de mémoire d'homme. Il apparut alors que l'échantillon des données de 1980 était incomplet, en particulier du fait de l'absence des données des pays voisins et que les valeurs de K_e et les limites des régions devaient être révisées.

Le dépouillement des nouvelles données a été effectué de 1985 à 1988. Le nouvel échantillon comporte 519 pointes de crues observées dans sept pays. La crue la plus ancienne a été mesurée en 1856 dans la province de Natal. La distribution géographique des données est reproduite sur le Tableau I.

Tableau I
Distribution géographique et dates des crues

Pays	Nombre de crues	Dates des crues			
		Avant 1900	1900-1929	1930-1959	1960-1988
Afrique du Sud	355	6	50	85	214
Lesotho	12	—	—	—	12
Swaziland	7	—	—	—	7
Namibie	64	—	—	17	47
Botswana	14	—	—	—	14
Zimbabwe	54	—	8	17	29
Mozambique	13	—	—	2	11
Total	519	6	58	121	334

(*) Par le Dr C. P. R. Roberts, Comité National Sud-Africain des Grands Barrages.

**MAXIMUM FLOOD PEAK ENVELOPE CURVES
IN SOUTHERN AFRICA (*)**

[49, 89, 90, 91, 123, 129]

In South Africa, the Francou-Rodier K (cf. § 3.1.3.) was used for the first time in 1980 for the establishment of regional envelope lines of observed maximum flood peaks. Based on joint consideration of observed K values at 355 sites, 100-year, 1-day storm rainfall depths and general topography, five regions were defined [89]. The flood peak corresponding to the K envelope value (K_e) was named the “ regional maximum flood ”, RMF.

In the nineteen eighties, no fewer than five extraordinary large-area storms were experienced, which have resulted in the highest ever observed or remembered flood peaks in many years. It then became evident that the 1980 data-base was incomplete, not the least because of the absence of data from neighbouring countries, and both K_e and the regional boundaries needed revision.

The compilation of the new data-base was carried out between 1985 and 1988. The revised catalogue contained 519 maximum observed flood peaks in seven countries. The earliest peak was recorded in 1856 in Natal. The geographic distribution of data is shown in Table I.

Table I
Geographic distribution and dates of events

Country	Number of floods	Date of events			
		Before 1900	1900-1929	1930-1959	1960-1988
South Africa	355	6	50	85	214
Lesotho	12	—	—	—	12
Swaziland	7	—	—	—	7
Namibia	64	—	—	17	47
Botswana	14	—	—	—	14
Zimbabwe	54	—	8	17	29
Mozambique	13	—	—	2	11
Total	519	6	58	121	334

(*) By Dr. C. P. R. Roberts, South African National Committee on Large Dams.

Les valeurs de K des différentes crues de l'échantillon des données ont été reportées sur des cartes à l'échelle du millionième. Pour définir les limites des différentes régions, on a tenu compte des valeurs de K, du nombre et de la précision des données, de la pluie maximale de durée 3 jours, du relief et de l'orientation du bassin versant tenant compte des principales averses conditionnant les types de temps, du degré de perméabilité des sols et de la présence de barrages suffisamment importants pour influencer la crue à l'aval.

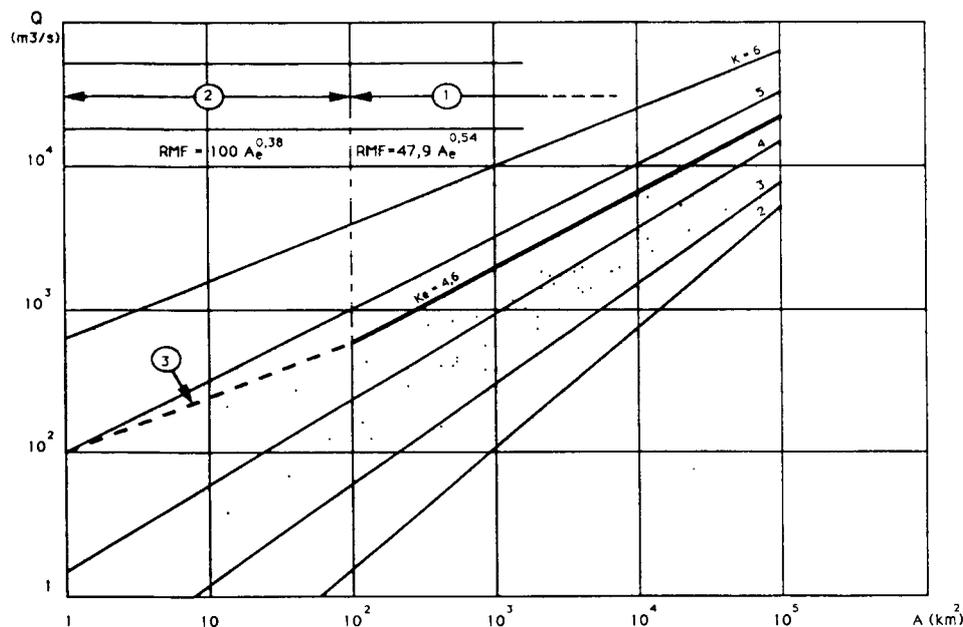
On a ainsi distingué huit régions. Pour chaque région, les débits des crues répertoriées ont été portés en fonction de l'aire du bassin versant correspondant. Dans la « zone des crues » (cf. § 3.1.3.), on a tracé l'enveloppe des droites $K_e = \text{constante}$ immédiatement au-dessus des plus fortes valeurs observées du coefficient K_e . Dans la « zone de transition », la courbe enveloppe est approximative et pour $A = 1 \text{ km}^2$ elle fait correspondre le débit équivalent à la pluie maximale de durée 15 minutes. On a représenté sur la Fig. 11 les données et la courbe enveloppe de la région de l'Afrique australe correspondant à $K_e = 4,6$. Les équations de cette courbe permettent de calculer le débit de pointe de la crue maximale régionale (RMF).

On estime que cette méthode empirique de calcul de la RMF est susceptible de fournir les meilleurs résultats pour des bassins versants dont les surfaces sont comprises entre environ 200 et 20 000 km^2 .

Cette méthode est décrite en détail dans [91] qui contient également le recueil des pointes de crues mesurées.

COMPARAISON ENTRE LA PMF ET LA RMF EN AFRIQUE DU SUD

La PMF et la RMF correspondent à deux concepts différents. La PMF (crue maximale probable) est une estimation basée théoriquement sur la crue maximale



The K-values of the flood peaks of the catalogue were plotted on 1 : 1 000 000 scale topographical maps. In delimiting regional boundaries, consideration was given to individual K-values, number and accuracy of data in a particular area, maximum recorded 3-day rainfall, topography, catchment orientation with respect of dominant storm producing weather systems, soil permeability and the presence of dams large enough to influence the downstream maximum flood peak.

Eight RM regions were thus distinguished. For each region the flood peaks listed in the catalogue were plotted against respective catchment areas. In the " flood zone " (cf. § 3.1.3.) the $K_e =$ constant envelope line was traced close above the highest observed K-value. In the " transition zone ", the envelope line is tentative and at $A = 1 \text{ km}^2$ it indicates the equivalent discharge to the maximum recorded 15-minute rainfall. In Fig. 11 the data and envelope line of region $K_e = 4.6$ in Southern Africa are shown. The equations of the envelope line enable the calculation of RMF.

This empirical method of Q_{\max} estimation is expected to provide the best results for catchment areas approximately between 200 km^2 and $20\,000 \text{ km}^2$.

This method is described in detail in [91] which also includes the catalogue of observed maximum flood peaks.

COMPARISON OF PMF AND RMF IN SOUTH AFRICA

The PMF (Probable Maximum Flood) and RMF (Regional Maximum Flood) are two different concepts. The PMF is a theoretically based estimate of the

Fig. 11

Highest recorded flood peaks and RMF in region $K_e = 4.6$.

*Pointes de crues maximales mesurées et crues maximales régionales (RMF)
dans la région $K_e = 4,6$.*

- | | |
|------------------------|--|
| (1) Flood zone. | (1) <i>Zone des crues.</i> |
| (2) Transition zone. | (2) <i>Zone de transition.</i> |
| (3) RMF envelope line. | (3) <i>Enveloppe des crues maximales régionales (RMF).</i> |

susceptible de se produire en un point donné, alors que la RMF (crue maximale régionale) est une estimation basée empiriquement sur l'enveloppe des crues observées dans la région à l'intérieur de laquelle se trouve le site considéré.

Une autre difficulté spécifique pour comparer les deux débits est qu'il n'existe aucun moyen objectif pour juger de la précision des estimations. Malheureusement, dans la réalité, seuls les accidents (ruptures) sont révélateurs, l'absence d'accident ne constitue pas un critère de qualité d'une méthode particulière.

Par conséquent, l'unique objet d'une comparaison numérique est l'existence de contradictions ou d'irréalismes.

Une comparaison entre la PMF et la RMF a été effectuée pour 75 barrages pour lesquels la PMF a été estimée par la méthode synthétique de l'hydrogramme unitaire, la plus utilisée en Afrique du Sud [123]; cette comparaison a montré que la valeur moyenne du rapport PMF/RMF était égale à 1,82 avec une valeur minimale de 0,54 et une valeur maximale de 4,49. Comme on pouvait le prévoir, les valeurs de la PMF étaient en moyenne plus élevées que celles de la RMF. Toutefois, le caractère contradictoire des estimations de la PMF est mis en évidence dans le Tableau II où les valeurs régionales du coefficient K_c sont comparées aux valeurs moyennes du coefficient K correspondant aux estimations de la PMF (K_{PMF}) dans six régions RMF.

Tableau II
Comparaison entre K_c et K_{PMF}

Nombre de barrages	K_c	K_{PMF}
1	4	5,34
17	4,6	5,51
41	5	5,47
8	5,2	5,60
6	5,4	5,39
2	5,6	5,90

On notera que le coefficient K_{PMF} n'augmente pas progressivement de la région 4,6 où les débits des crues extrêmes sont modérés (intérieur du continent) jusqu'à la région 5,4 où des pointes de crues de fort débit sont très fréquentes (ceinture côtière).

La conséquence de cette faiblesse est que l'erreur peut atteindre l'ordre de grandeur même de la PMF dans les régions les plus arides. Pour 4 des 75 barrages, la valeur du coefficient K_{PMF} dépassait 6 c'est-à-dire qu'elle atteignait les valeurs records à l'échelle mondiale. L'occurrence de telles valeurs des débits de pointe est impossible en Afrique australe dans les conditions climatiques actuelles.

CONCLUSION

La RMF (crue maximale régionale) est devenue une méthode adaptée pour l'estimation du débit de la crue de projet en Afrique australe. Par rapport à la

maximum flood than can be expected at the site whereas the RMF is an empirically based estimate of the envelope of floods that have been observed within the region within which the site is located.

Another difficulty in the comparison of Q_{max} type flood peaks is that there is no objective way to decide on the accuracy of the estimates. Unfortunately, in reality only the failures are revealed, the absence of failure is no criterion of quality for a particular method.

Consequently, the sole purpose of a numerical comparison is the discovery of inconsistencies, i.e., unreliability.

A comparison of PMF and RMF for 75 large dams, where the PMF was estimated by the most widely employed synthetic-unitgraph method in South Africa [123], has revealed that the mean ratio PMF/RMF was 1.82 with a minimum of 0.54 and a maximum of 4.49. As expected the PMF values were higher on average than the RMF values. However, the inconsistency of PMF estimates is manifest in Table II where the regional K_c -values are compared with the means of the K-value equivalents of PMF estimates (K_{PMF}) in six RMF regions.

Table II
Comparison of K_c and K_{PMF}

Number of dams	K_c	K_{PMF}
1	4	5.34
17	4.6	5.51
41	5	5.47
8	5.2	5.60
6	5.4	5.39
2	5.6	5.90

It is noted that K_{PMF} does not increase progressively for region 4.6 where the extreme flood potential is moderate (inland areas) through the region 5.2 where extremely high peaks are fairly frequent (coastal belt).

The consequence of this weakness is that the error may reach the magnitude of PMF itself in the more arid regions. At four of the 75 dams the K_{PMF} -value exceeded 6.0, i.e., it reached world record value. The occurrence of such relative flood peak magnitudes is impossible in Southern Africa under the present climatic conditions.

CONCLUSION

The RMF has become an accepted method for maximum design flood estimation in Southern Africa. The advantages over the PMF method are its simplicity,

méthode de la PMF ses avantages sont sa simplicité, sa logique et ses bases solides pour son application dans des conditions où un conservatisme excessif pourrait entraîner des conséquences inverses sur le bien-être des communautés que le projet a pour objet de développer.

Un avantage supplémentaire est que les valeurs approximatives des pointes des crues de durées de retour comprises entre 50 et 200 ans peuvent être obtenues rapidement à partir de la RMF (crue maximale régionale).

Comme pour toutes les méthodes empiriques, son aptitude à fournir des estimations fiables dépend de la représentativité de l'échantillon de données. Si, dans l'avenir, les valeurs du coefficient K_c augmentaient systématiquement de plus de 0,1 (augmentation des débits de 7 à 15 %), les valeurs actuelles et les limites des régions devront être révisées.

Il convient de rappeler que l'estimation du débit maximum maximorum des pointes de crues n'est pas une fin en soi. Ces valeurs sont utilisées seulement comme une base de décision de la valeur à donner à la crue de projet (ou à la crue de sûreté) pour un barrage existant ou projeté. Dans ces conditions, il est préférable d'adopter une base plus faible confortée par des mesures, plutôt que de s'appuyer sur une base plus élevée résultant de nombreuses hypothèses invérifiables.

consistency and its sounder logical basis for application in conditions where over-conservatism can have significant adverse consequences on the welfare of the community that the project is to serve.

Another of its advantages is that the approximate values of flood peaks in the 50-year to 200-year recurrence interval range can be quickly obtained from RMF.

As is the case with empirical methods, their ability to provide sound estimated depends on the representativeness of their data-base. If in future the K_e -values were consistently exceeded by more than 0.1 (7 to 15 % increase in discharge) then the present values and regional boundaries should be revised.

It is appropriate to remember that the estimation of maximum maximum type flood peaks is not an aim in itself. These values serve only as a basis for the decision on the maximum design flood (or safety evaluation flood) for a dam or project. Being so, it is preferable to use a lower basis which is supported by measurements, than rely on a higher basis derived from a number of unverifiable assumptions.

Imprimerie de Montlignon
61400 La Chapelle Montlignon
Dépôt légal : janvier 1992
N° 15873
ISSN 0534-8293
Couverture : Olivier Magna

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne



Computerized Archives on line

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>