

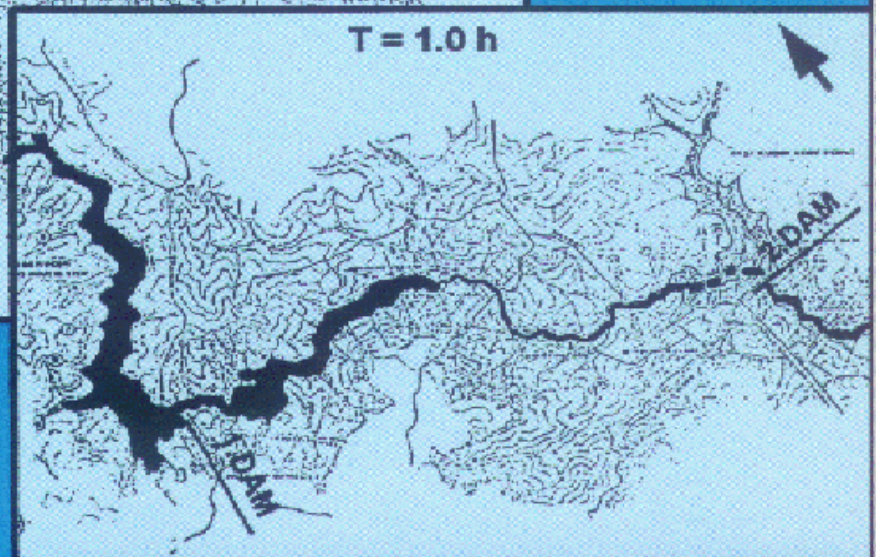
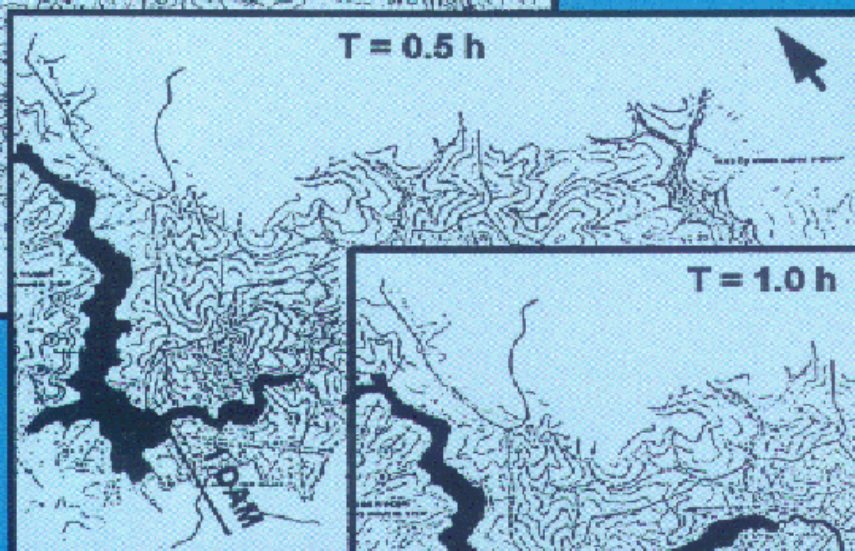
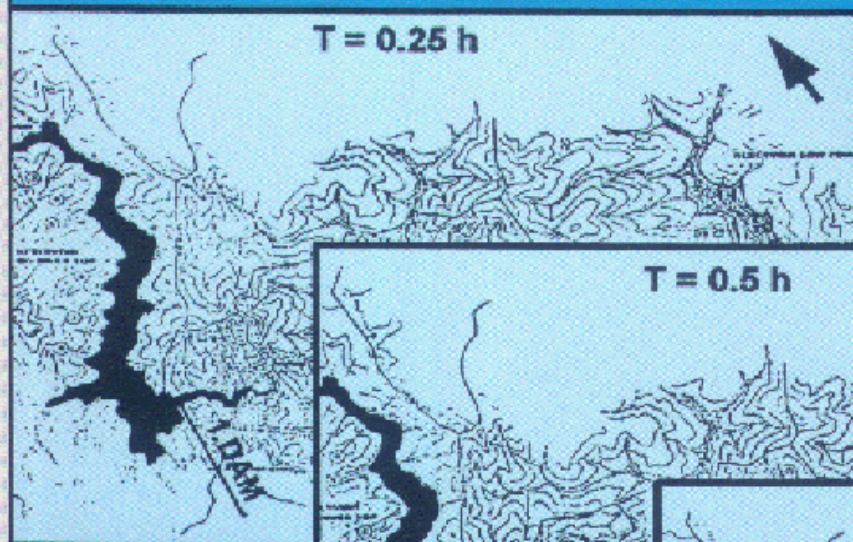
DAM-BREAK FLOOD ANALYSIS

Review and recommendations

ÉTUDE D'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

Synthèse et recommandations

Bulletin 111



1998

The cover illustration is reproduced from Fig. 29 of the Bulletin :
Maps showing the flood wave propagation at different times.

*L'illustration de couverture reproduit la Fig. 29 du Bulletin :
Cartes montrant la propagation de l'onde de crue à différentes heures.*

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.

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.

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.

Original text in English
French translation by Y. Le May.

*Texte original en anglais
Traduction en français par Y. Le May.*

DAM-BREAK FLOOD ANALYSIS

Review and recommendations

ÉTUDE D'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

Synthèse et recommandations

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris
Tél. : (33) 01 53 75 16 52 - Fax : (33) 01 40 42 60 71

COMMITTEE ON HYDRAULICS FOR DAMS
COMITÉ DE L'HYDRAULIQUE DES BARRAGES
(1987 - 1996)

Chairman/Président

USA/États-Unis J. J. CASSIDY

Sub-Committee 5/Sous-Comité 5

Finland/Finlande P. REITER (coordinator/coordonateur)

Australia/Australie J. WINTON

Great Britain/Grande-Bretagne P. A. BACK (1)
P. J. MASON (2)

Italy/Italie P. MOLINARO

South Africa/Afrique du Sud A. ROOSEBOOM

Spain/Espagne L. BERGA

(1) Until 1995/jusqu'en 1995

(2) Since 1995/depuis 1995

SOMMAIRE

- AVANT-PROPOS
1. INTRODUCTION
 2. PRÉSENTATION
DU BULLETIN
 3. GLOSSAIRE
 4. DOMAINE CONCERNÉ
 5. MÉTHODOLOGIE
D'ANALYSE DU RISQUE
D'ONDE DE RUPTURE
DE BARRAGE
 6. MÉCANISME DE RUPTURE
DE BARRAGE
 7. ÉTUDE DES ONDES DE
RUPTURE DE BARRAGE
SUR MODÈLES
MATHÉMATIQUES
UNIDIMENSIONNELS
 8. ASPECTS PRATIQUES DU
CALCUL DE L'ONDE DE
RUPTURE DE BARRAGE
 9. ÉTUDE DES ONDES DE
RUPTURE DE BARRAGE
SUR MODÈLES
MATHÉMATIQUES
BIDIMENSIONNELS
 10. ÉTUDE DES ONDES DE
RUPTURE DE BARRAGE
SUR MODÈLES PHYSIQUES
 11. MODÈLES NUMÉRIQUES DE
RUPTURE DE BARRAGE -
DISPONIBILITÉ ET
CAPACITÉS
 12. RECOMMANDATIONS
 13. RÉFÉRENCES

CONTENTS

- FOREWORD
1. INTRODUCTION
 2. ORGANIZATION
OF THE BULLETIN
 3. GLOSSARY
 4. ISSUES
 5. METHODOLOGY OF DAM-
BREAK FLOOD HAZARD
ANALYSIS
 6. DAM-BREAK MECHANISM
 7. ONE-DIMENSIONAL
MATHEMATICAL
MODELLING OF
DAM-BREAK WAVES
 8. PRACTICAL ASPECTS OF
DAM-BREAK WAVE
COMPUTATION
 9. TWO-DIMENSIONAL
MATHEMATICAL MODELS
OF DAM-BREAK WAVES
 10. PHYSICAL MODELLING OF
DAM-BREAK WAVES
 11. NUMERICAL DAM-BREAK
MODELS, AVAILABILITY
AND CAPABILITIES
 12. GUIDELINES
 13. REFERENCES

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	14
1. INTRODUCTION	16
2. PRÉSENTATION DU BULLETIN	22
3. GLOSSAIRE	28
4. DOMAINE CONCERNÉ	40
4.1. Généralités	40
4.2. Sécurité des barrages	40
4.3. Évaluation des risques	40
4.4. Cartographie du champ d'inondation	42
4.5. Plan d'alerte	44
4.6. Plan de secours en cas d'onde de rupture de barrage	44
4.7. Évaluation du risque de rupture de barrage	50
4.8. Autres utilisations des modèles d'onde de rupture de barrage	50
4.9. Législation	52
5. MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE DU RISQUE D'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE	54
6. MÉCANISME DE RUPTURE DE BARRAGE	60
6.1. Généralités	60
6.2. Analyse statistique des ruptures de barrages	64
6.3. Considérations physiques sur la rupture de barrage	68
6.3.1. Généralités	68
6.3.2. Modèles réduits de rupture de barrage, en laboratoire	70
6.3.3. Essais <i>in situ</i> , à grande échelle	72
6.3.4. Digue fusible : essais en laboratoire et <i>in situ</i>	74
6.3.5. Essais de résistance à la submersion des types, formes et matériaux de barrage	76
6.3.6. Renard	78
6.3.7. Nécessités de recherches	80
6.4. Hypothèses et méthodes de calcul pour simuler la rupture d'un barrage - Recommandations	80
6.5. Formules pour l'estimation du débit maximal évacué	90

TABLE OF CONTENTS

FOREWORD	15
1. INTRODUCTION	17
2. ORGANIZATION OF THE BULLETIN	23
3. GLOSSARY	29
4. ISSUES	41
4.1. General	41
4.2. Dam safety	41
4.3. Hazard rating	41
4.4. Inundation mapping	43
4.5. Emergency action planning	45
4.6. Dam-break flood rescue action planning	45
4.7. Dam-break risk evaluation	51
4.8. Other uses of dam-break flood models	51
4.9. Legislation	53
5. METHODOLOGY OF DAM-BREAK FLOOD HAZARD ANALYSIS	55
6. DAM-BREAK MECHANISM	61
6.1. General	61
6.2. Statistical analysis of historical dam-breaks	65
6.3. Physical consideration of a dam-break event	69
6.3.1. General	69
6.3.2. Dam-break models in laboratory scale	71
6.3.3. Large-scale field tests	73
6.3.4. Fuseplug, laboratory and field tests	75
6.3.5. Tests on overtopping resistance of dam types, shapes and materials	77
6.3.6. Piping	79
6.3.7. Research needs	81
6.4. Recommended hypotheses and calculation methods to simulate the dam-break event	81
6.5. Formulas for estimating the peak discharge	91

7. ÉTUDE DES ONDES DE RUPTURE DE BARRAGE SUR MODÈLES MATHÉMATIQUES UNIDIMENSIONNELS	98
7.1. Évolution des méthodes d'étude de la propagation de l'onde de rupture de barrage	98
7.2. Équations fondamentales	100
7.3. Solutions analytiques de l'étude de l'onde de rupture de barrage	102
7.4. Méthodes numériques	110
8. ASPECTS PRATIQUES DU CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE	124
8.1. Généralités	124
8.2. Prescriptions relatives aux modèles et à leur exploitation	126
8.3. Procédure de modélisation	130
8.4. Structure et géométrie du modèle	134
8.5. Rugosité des zones d'écoulement et autres pertes d'énergie	142
8.5.1. Rugosité du lit d'écoulement	142
8.5.2. Termes de perte d'énergie locale	148
8.6. Limites du modèle et conditions aux limites	148
8.6.1. Généralités	148
8.6.2. Limites amont et aval	150
8.6.3. Limites internes	152
8.6.4. Écoulements latéraux entrant et sortant - Pertes par infiltration ..	152
8.7. Conditions initiales	152
8.7.1. Généralités	152
8.7.2. Conditions initiales aux limites	154
8.7.3. Conditions initiales relatives aux éléments de calcul	156
8.7.4. Conditions initiales particulières (corps flottants, couverture de glace et transport solide)	156
8.8. Applications particulières	158
8.8.1. Applications à des lits secs	158
8.8.2. Écoulements de l'onde de rupture de barrage en présence d'une couverture de glace	160
8.9. Contrôle du modèle, étalonnage et analyse de sensibilité	164
8.10. Résultats courants de l'analyse de l'onde de rupture de barrage	170
8.10.1. Principes généraux	170
8.10.2. Liste des matières	170
8.10.3. Rapport technique	174
8.10.4. Données constantes utilisées dans le modèle	176
8.10.5. Résultats de l'analyse de sensibilité de rupture de barrage	178
8.10.6. Résultats de l'étude de propagation de crue dans la vallée à l'aval du barrage	184

7. ONE-DIMENSIONAL MATHEMATICAL MODELLING OF DAM-BREAK WAVES	99
7.1. Historical development in dam-break flood routing	99
7.2. Basic equations	101
7.3. Analytical solutions of the dam-break flood	103
7.4. Numerical methods	111
8. PRACTICAL ASPECTS OF DAM-BREAK WAVE COMPUTATION	125
8.1. General	125
8.2. Requirements for models and working environments	127
8.3. Modelling procedure	131
8.4. Model structure and model geometry	135
8.5. Roughness of flow areas and other losses	143
8.5.1. Channel roughness	143
8.5.2. Local loss terms	149
8.6. Model boundaries and boundary conditions	149
8.6.1. General	149
8.6.2. Upstream and downstream boundaries	151
8.6.3. Internal boundaries	153
8.6.4. Lateral inflow and outflow, infiltration losses	153
8.7. Initial conditions	153
8.7.1. General	153
8.7.2. Initial conditions at boundaries	155
8.7.3. Initial conditions at the computational cell	157
8.7.4. Special initial conditions (floating debris, ice cover and sediment transport)	157
8.8. Special applications	159
8.8.1. Dry channel applications	159
8.8.2. Dam-break flood routing with ice cover	161
8.9. Model testing, calibration and sensitivity analysis	165
8.10. Most common results of the dam-break flood analysis	171
8.10.1. General principles	171
8.10.2. List of content	171
8.10.3. Technical report	175
8.10.4. The constant data used by the model	177
8.10.5. Results of the dam failure sensitivity analysis	179
8.10.6. Results of the flood routing in the valley below the dam	185

8.10.7. Résultats de l'étude de propagation de crue, en considérant spécialement l'évaluation de risque de crue et l'utilisation des résultats par les autorités responsables des opérations de secours	196
8.10.8. Utilisation de cartes pour présenter les résultats de l'étude de propagation de crue et de l'évaluation de risque (carte de submersion). Autres utilisations des cartes	198
9. ÉTUDE DES ONDES DE RUPTURE DE BARRAGE SUR MODÈLES MATHÉMATIQUES BIDIMENSIONNELS	208
9.1. Généralités	208
9.2. Modèles bidimensionnels basés sur les équations complètes	210
9.3. Modèles bidimensionnels simplifiés	214
9.4. Traitement des singularités hydrauliques et des zones urbaines	222
9.5. Système informatique géographique et télédétection : une aide possible dans la modélisation bidimensionnelle de la propagation d'une crue	228
10. ÉTUDE DES ONDES DE RUPTURE DE BARRAGE SUR MODÈLES PHYSIQUES	248
10.1. Historique des modèles physiques d'ondes de crue et d'ondes de rupture de barrage	248
10.2. Modélisation de la propagation d'une onde de crue	254
11. MODÈLES NUMÉRIQUES DE RUPTURE DE BARRAGE - DISPONIBILITÉ ET CAPACITÉS	262
11.1. Introduction	262
11.2. Informations sur les modèles	262
11.3. Comparaison des capacités techniques	262
12. RECOMMANDATIONS	280
13. RÉFÉRENCES	286
13.1. Références individuelles	286
13.2. Publications	299

8.10.7. Results of the flood routing with special consideration of flood hazard evaluation and use by the rescue authorities	197
8.10.8. The use of maps to present flood coverage, results of flood routing and hazard evaluation (inundation mapping). Other uses of maps for presentations	199
9. TWO-DIMENSIONAL MATHEMATICAL MODELS OF DAM-BREAK WAVES	209
9.1. General	209
9.2. 2D models based on the complete equations	211
9.3. 2D simplified models	215
9.4. Treatment of hydraulic singularities and urban areas	223
9.5. Geographical information system and remote sensing : a possible support in 2D modelling of flood propagation	229
10. PHYSICAL MODELLING OF DAM-BREAK WAVES	249
10.1. History of physical dam-break and flood wave modelling	249
10.2. Modelling flood wave propagation	255
11. NUMERICAL DAM-BREAK MODELS, AVAILABILITY AND CAPABILITIES	263
11.1. Introduction	263
11.2. Model information	263
11.3. Comparison of technical capabilities	263
12. GUIDELINES	281
13. REFERENCES	286
13.1. Individual references	286
13.2. Institutional publications	299

LISTE DES FIGURES ET TABLEAUX

- Fig. 1. – Opérations de secours au cours de la crue résultant de la rupture d'un barrage.
- Fig. 2. – Géométrie de la brèche dans les modèles 1 et 2.
- Fig. 3. – Géométrie de la brèche dans le modèle 3.
- Fig. 4. – Comparaison des différents modèles d'évolution de la brèche (d'après Macchione et Sirangelo, 1990).
- Fig. 5. – Estimation du débit de pointe passant à travers une brèche ouverte dans un barrage en terre. Comparaison entre les valeurs prévues et observées.
- Fig. 6. – Solution de Ritter.
- Fig. 7. – Solution de Dressler.
- Fig. 8. – Solution de Stoker : profil de l'onde pour une profondeur d'eau non nulle à l'aval.
- Fig. 9. – Exemple de réseau d'écoulement avec boucles.
- Fig. 10. – Discrétisation espace-temps suivant le schéma de Preissmann.
- Fig. 11. – Configuration des divers modèles.
- Fig. 12. – Carte topographique de la vallée avec emplacements des profils en travers.
- Fig. 13. – Divers moyens de programmer des profils en travers.
- Fig. 14. – Trois types de jonction.
- Fig. 15. – Couverture de glace ou de corps flottants dans un lit de rivière.
- Fig. 16. – Zones où des embâcles de glace ou de corps flottants sont possibles.
- Fig. 17. – Description de la formation et de la rupture d'embâcles de glace ou de corps flottants.
- Fig. 18. – Comparaison des hydrogrammes de niveau et de débit à un emplacement critique situé à l'aval d'un barrage, dans le cas d'une rupture de barrage en hiver.
- Fig. 19. – Procédés d'analyse pour définir le processus d'ouverture d'une brèche dans un barrage en remblai.
- Fig. 20. – Présentation graphique d'hydrogrammes de débit pour différentes hypothèses de brèche et volume de retenue, y compris le volume de crue naturelle.
- Fig. 21. – Tableau résumant les principaux paramètres de la brèche et les résultats de l'analyse de sensibilité.
- Fig. 22. – Série d'hydrogrammes de débit à divers emplacements (profil en travers).
- Fig. 23. – Profil en long d'un tronçon de rivière avec profils de débit et de niveau d'eau à divers moments.
- Fig. 24. – Graphique tridimensionnel $Q / t / x$ dans un tronçon de lit d'écoulement.
- Fig. 25. – Niveaux d'eau dans un tronçon de rivière submergé par une crue.
- Fig. 26. – Présentation graphique d'une étude d'incidents d'exploitation à un barrage et à une usine hydroélectrique – Présentation des risques et mesures correctives.
- Fig. 27. – Profil en long donnant les vitesses d'écoulement à divers moments.
- Fig. 28. – Hydrogrammes sous forme de tableaux, destinés à l'évaluation du risque de crue et à l'organisation des opérations de secours.
- Fig. 29. – Cartes montrant la propagation de l'onde de crue à différentes heures.
- Fig. 30. – Information cartographique, comme le prescrit le code Finlandais de sécurité des barrages.

LIST OF FIGURES AND TABLES

- Fig. 1. – Rescue action during a dam-break flood.
- Fig. 2. – Geometry of the breach in model 1 and model 2.
- Fig. 3. – Geometry of the breach in model 3.
- Fig. 4. – Comparison of different breach evolution models (from Macchione and Sirangelo, 1990).
- Fig. 5. – Estimate of the peak discharge following the breaching of an earthfill dam. Comparison between predicted and observed values.
- Fig. 6. – Ritter's solution.
- Fig. 7. – Dressler's solution.
- Fig. 8. – Stoker's solution : wave profile for non zero downstream water depth.
- Fig. 9. – Example of looped channel network.
- Fig. 10. – Space-time discretization according to the Preissmann scheme.
- Fig. 11. – Structures of different models.
- Fig. 12. – Topographical map of the valley with the position of the cross sections.
- Fig. 13. – Different ways of coding cross sections.
- Fig. 14. – Types of three-way junctions.
- Fig. 15. – Ice or debris cover on a river channel.
- Fig. 16. – Potential ice-jam or debris-jam sites.
- Fig. 17. – Description of the formation and breaching of the ice or debris jams.
- Fig. 18. – Comparison of stage and discharge hydrographs at a critical location downstream of a dam at a winter time dam-break situation.
- Fig. 19. – Tools for engineering judgement analysis to define the breaching process of an embankment dam.
- Fig. 20. – Graphical presentation of discharge hydrographs of different breach assumptions and reservoir volumes including assumed natural flood volumes.
- Fig. 21. – Summary table of the main breach parameters and results of sensitivity analysis.
- Fig. 22. – A discharge hydrograph sequence at different locations (cross-sections).
- Fig. 23. – Longitudinal section of a river reach with discharge and water surface elevation profiles at different times.
- Fig. 24. – Three-dimensional graph showing $Q / t / x$ in a one channel reach.
- Fig. 25. – Water surface elevation band of a flooded river reach.
- Fig. 26. – Graphical presentation of an analysis of operational accidents at a dam and hydropower station, presentation of risk and remedial measures.
- Fig. 27. – Longitudinal section with flow velocity information at different times.
- Fig. 28. – Hydrograph tables for flood hazard evaluation and rescue action planning.
- Fig. 29. – Flood wave propagation at different times and maps.
- Fig. 30. – Map information as requested by the Finnish dam safety code of practice.

- Fig. 31. – Informations destinées aux opérations de secours en temps réel.
- Fig. 32. – Grille de calcul.
- Fig. 33. – Représentation graphique de l'approximation utilisée pour la variable ZFFON.
- Fig. 34. – Traitement des singularités hydrauliques.
- Fig. 35. – Traitement de la « porosité urbaine ».
- Fig. 36. – Niveaux graphiques et structure d'une base de données dans un SIG.
- Fig. 37. – Formats vectoriel et bitmap.
- Fig. 38. – Exemple de modèle bidimensionnel établi à l'aide d'un Système Informatique Géographique.
- Fig. 39. – Orbite polaire, en synchronisme avec le soleil, des satellites Landsat.
- Fig. 40. – Structure d'un système intégré.
- Fig. 41. – Exemple d'étude d'onde de crue mettant en œuvre un modèle bidimensionnel associé à un Système Informatique Géographique.
- Fig. 42. – Profondeurs d'eau maximales.
-
- Tableau 1. – Stratégies concernant la sécurité des barrages dans les pays CE et non-CE.
- Tableau 2. – Principales applications des bandes spectrales Landsat-TM.
- Tableau 3. – Noms des modèles de rupture de barrage signalés au Comité CIGB de l'Hydraulique des Barrages.
- Tableau 4. – Disponibilité, ordinateur nécessaire et type de modèle.
- Tableau 5. – Applications, mode d'utilisation approprié et pré-traitement.
- Tableau 6. – Calculs sur modèle, post-traitement et interface d'utilisation.
- Tableau 7. – Nécessités de formation, en semaines.
- Tableau 8. – Développement et références.
- Tableau 9. – Applicabilité des logiciels de modélisation à d'autres études sur modèles numériques.

- Fig. 31. – Real-time rescue information tool.
- Fig. 32. – Computational grid.
- Fig. 33. – Graphical representation of the approximation used for the variable ZFFON.
- Fig. 34. – Treatment of hydraulic singularities.
- Fig. 35. – Treatment of urban porosity.
- Fig. 36. – GIS graphical layers and data structure.
- Fig. 37. – Vector and raster formats.
- Fig. 38. – Example of a two-dimensional model set up by means of a Geographical Information System.
- Fig. 39. – Sun-synchronous polar orbit of Landsat satellites.
- Fig. 40. – Integrated system structure.
- Fig. 41. – Example of flood wave study carried out using a 2D model in connection with a Geographical Information System.
- Fig. 42. – Maximum water depths.
-
- Tableau 1. – Dam safety strategies in EC and non-EC countries.
- Tableau 2. – Principal applications of Landsat-TM spectral bands.
- Tableau 3. – Names of dam-break modelling reported to the ICOLD Committee on Hydraulics for Dams.
- Tableau 4. – Availability, computer requirements and model type.
- Tableau 5. – Applications, userfriendliness and pre-processing.
- Tableau 6. – Model calculations, post-processing and user interface.
- Tableau 7. – Training requirements in weeks.
- Tableau 8. – Development and references.
- Tableau 9. – Applicability of the modelling package for other engineering modelling projects.

AVANT-PROPOS

À la suite de ruptures de plusieurs barrages importants, tels que Vajont, Malpasset, Teton et Machhu II, le risque de rupture de barrage est devenu un sujet de grande préoccupation au cours de ce siècle. Les organismes gouvernementaux et le grand public ont pris davantage conscience du danger potentiel de crues catastrophiques pouvant résulter de ruptures de barrages. De nombreux organismes publics, responsables de la sécurité de barrages, ont déjà imposé à des maîtres d'ouvrage l'établissement et la publication de plans d'alerte décrivant le risque potentiel d'un barrage existant. Un certain nombre de programmes de calcul ont été mis au point et permettent à un utilisateur averti d'analyser sur modèle l'hydrogramme de crue de rupture de barrage. Le présent Bulletin a pour but d'examiner et de définir la technique de prévision des profondeurs d'eau, de l'étendue de la zone de submersion, et des vitesses d'écoulement à l'aval résultant d'une rupture de barrage, et de présenter des recommandations relatives à l'utilisation de tels programmes de calcul.

Le Bulletin contient plusieurs exemples d'utilisation de programmes de calcul destinés à la prévision des hydrogrammes de crue de rupture de barrage et décrit l'étalonnage de ces programmes à partir de données déduites de ruptures réelles. Le Bulletin décrit les programmes les plus couramment utilisés, ainsi que les avantages présentés par d'autres programmes excellents mais moins connus. Les paramètres intervenant dans le calcul des hydrogrammes de crue de rupture de barrage sont définis et des plages de valeurs sont recommandées. Les informations fournies seront très utiles aux ingénieurs responsables de l'évaluation de la sécurité de barrages.

Ce Bulletin a été préparé par les membres du Sous-Comité n° 5 du Comité de l'Hydraulique des Barrages créé en 1987. Nous remercions vivement ces membres ainsi que tous ceux qui ont apporté des contributions à la préparation de ce document. Malheureusement, Dr. Paulo Molinaro (Italie), décédé en 1997, dont la collaboration ainsi que celle d'ENEL auquel il appartenait ont été très importantes, n'a pas vu la parution du Bulletin.

J. J. Cassidy
Président du Comité
de l'Hydraulique des Barrages

FOREWORD

Concern about the possible failure of dams peaked in this century as a result of failures of several important dams such as Vajont, Malpasset, Teton, and Machhu II. Government agencies and the general public became more aware of the potential danger of disastrous floods which could result from a dam failure. Many agencies, responsible for dam safety, began to require dam owners to prepare and publish Emergency Action Plans to describe the potential hazard imposed by an existing dam. A number of different computer programs have been developed which enable a knowledgeable user to analytically model the flood hydrograph resulting from a hypothetical dam-break flood. The purpose of this Bulletin was to review and define the state of the art of predicting downstream depths, extent of flooding, and velocities which would occur as a result of a failed dam and to catalog and to make recommendations for the use of such programs.

The Bulletin contains several examples of the use of computer programs for the prediction of the unsteady hydrographs resulting from a dam failure and describes the calibration of these programs using data collected from the results of actual failures. The most commonly-used programs are described as are the advantages provided by some excellent but lesser-known programs. Parameters which must be assumed in the computation of unsteady dam-break flood hydrographs are defined and ranges for their values are recommended. The information provided should be very useful to engineers having responsibility for the assessment of dam safety.

This Bulletin was prepared by the members of Sub Committee No. 5 of the Committee on Hydraulics for Dams which was formed in 1987. ICOLD is indebted to them and their employers for their contributions. Unfortunately, Dr. Paulo Molinaro from Italy could not live to see the finished Bulletin to which he and his employer ENEL had contributed so much.

J. J. Cassidy
Chairman, Committee
on Hydraulics for Dams

1. INTRODUCTION

Les barrages sont généralement conçus et construits pour fonctionner en toute sécurité au cours de leur longue durée d'exploitation. Excepté certains types d'ouvrages, en nombre limité, tels que les digues fusibles, les barrages ne sont pas conçus pour se rompre, et on peut poser la question : « Pourquoi a-t-on besoin d'une analyse de risque de rupture de barrage (ARRB)? ». Il y a plusieurs raisons conduisant à de telles analyses.

L'évaluation du risque, prise en compte dans l'établissement des normes relatives à la conception et à la construction des barrages, a été une préoccupation constante de la profession des constructeurs de barrages. Si la question de l'écoulement de la crue résultant de la rupture d'un barrage est aussi ancienne que l'étude sur modèle hydraulique, il y a eu, par contre, des progrès importants au cours des dernières années, ayant conduit à une amélioration des méthodes et de la précision des résultats.

Il est toutefois apparu que l'un des objectifs très importants de l'ARRB est de fournir des informations claires, précises et concises à des autorités qui ne sont pas des techniciens et qui, du fait de leurs responsabilités, sont conduits à utiliser ces informations. Ces responsabilités peuvent comprendre les aspects sociaux, légaux, politiques, administratifs et législatifs concernant la cartographie de la zone de submersion, le plan d'utilisation des sols et les habitations, les assurances et les opérations de secours en temps de crue.

L'ARRB nécessite la prise en considération des implications sociales et politiques, ainsi que de la faisabilité technique. Une grande attention doit être portée à la communication entre les diverses parties afin d'assurer que les résultats de l'analyse sont facilement compréhensibles par toutes les personnes concernées.

En vue d'établir les prescriptions techniques dont ce rapport traite, la société doit décider de l'utilisation qui sera faite de l'ARRB. Une rupture de barrage est un événement de très faible probabilité et la société peut accepter diverses stratégies pour le traiter, comme par exemple :

I. Réagir à l'événement au moment où il survient signifie que nous n'avons préparé aucune analyse de rupture de barrage à l'avance.

II. Prévoir l'événement signifie que nous avons préparé une analyse de rupture de barrage, mais que nous n'avons pas donné suite, et que nous nous préparons à affronter efficacement l'événement en établissant un programme d'opérations de secours.

III. Établir un programme d'opérations efficaces signifie que nous utilisons les résultats de l'analyse de rupture de barrage pour préparer des plans d'alerte en période de crue et des plans de secours en cas de rupture de barrage.

IV. Rechercher la sécurité optimale des barrages signifie que l'utilisation optimale des investissements pour l'amélioration de la sécurité des barrages comprend la prise en compte de la probabilité d'événements spécifiques survenant aux barrages considérés (Analyse de risque).

1. INTRODUCTION

Dams are generally designed and built to operate safely through their long service life. Except for certain limited classes of structures, such as fuseplugs, dams are not designed to fail and we may ask: “ Why do we need a dam-break hazard analysis (DBHA)? ” There are many reasons why such analyses are prepared.

The dam building profession has primarily been concerned with hazard evaluation, linking this to the standards set for the design and construction of dams. While the history of routing dam-break floods is as old as hydraulic engineering modelling, there have been significant developments in recent years leading to improved methods of analysis and accuracy of results.

There is however an emerging realisation that one of the most important functions of DBHA is the need to provide clear, precise and concise information to a range of non-engineering authorities with responsibilities which require them to use this information. These responsibilities can include the social, legal, political, administrative and legislative aspects of inundation mapping, land use planning and settlement, insurance and flood rescue activities.

The requirements for the DBHA have to be set considering the social and political implications as well as the technical feasibility. Special care must be paid to the communication between the various parties to ensure that the results of the analysis are readily comprehensible by all involved.

In order to set the technical requirements which this report deals with, society has to decide on the use to which the DBHA will be put. A dam failure is an event of extremely low probability and society can accept different strategies to deal with it, as for example :

I. Reacting to the crisis when it occurs means that we do not prepare any dam-break analysis in advance.

II. Planning for the crisis means that we prepare a dam-break analysis but we do not follow up and effectively prepare for the crisis with dam-break rescue action planning.

III. Planning for effective action means that we use the results of dam-break analysis to prepare flood emergency and dam-break rescue action plans (DRAP).

IV. Planning for optimum dam safety improvements means that decision making for the optimal use of the investment for the overall improvement of dam safety should include a consideration of the probability of specific events occurring at dams under consideration (Risk analysis).

Le problème de la sécurité publique revêt une importance de plus en plus grande à travers le monde et la législation relative à la sécurité des barrages devient de plus en plus courante, ce qui nécessite des analyses plus nombreuses de rupture de barrage. La recherche d'efficacité conduit à évaluer avec précision les risques de crue et à établir des plans détaillés de secours.

La pratique courante consiste à inclure dans l'ARRB la simulation de crues naturelles de différentes probabilités, avec ou sans rupture de barrage. La simulation de crues naturelles de faibles probabilités de retour permet l'établissement des plans d'alerte et de secours en période de crue et étend l'application des résultats d'une ARRB. Dans certains pays, les règlements permettent de définir une crue de projet inférieure à la crue maximale probable, en utilisant une analyse par incréments. Cette méthode admet que, dans les cas où la rupture d'un barrage, dans des conditions de crue naturelle, n'augmente pas de façon significative les dégâts à l'aval comparativement à ceux causés par la crue seule, cette crue peut être adoptée comme crue de projet. L'analyse de rupture de barrage est utilisée pour définir de telles conditions critiques de crue.

Une enquête effectuée par J. L. Webster (1986) et sa mise à jour par Peter Reiter (1989, 1990, 1991, 1992) portent sur les législations relatives à la sécurité des barrages, en vigueur dans 44 pays (21 pays CE et 23 pays non-CE, CE = Communauté Européenne). Selon les statistiques, les stratégies concernant la sécurité des barrages, définies ci-dessus, sont appliquées dans les divers pays comme l'indique le Tableau 1.

Tableau 1
Stratégies concernant la sécurité des barrages dans les pays CE et non-CE

Sécurité des Barrages Stratégie	Pays	
	CE	Non-CE
I	3	14
II	8	3
III	7	3
IV	3	3
Total	21	23

Une forte tendance à effectuer des ARRB peut être notée dans les pays CE (18 sur 21, soit 85 %). Réagir à l'événement au moment où il survient, et ainsi ne pas préparer une ARRB, a été la pratique courante dans les pays non-CE (14 sur 23, soit 61 %). Il est courant que, dans les pays où l'ARRB est une prescription légale, les recommandations générales relatives à la sécurité des barrages incluent des recommandations sur la préparation de l'ARRB.

Dans certains pays, des recommandations particulières sur l'analyse de risque de rupture de barrage (ARRB) ont été publiées ou sont en préparation; on peut citer parmi ces pays :

- Department of Water and Forestry Afrique du Sud
- Federal Energy Regulatory Commission États-Unis
- Conseil National de la Recherche (CNR) Italie

Public safety expectations are increasing internationally and dam safety legislation is becoming more and more common, increasing the need for dam-break analysis. Planning for efficiency means that flood hazards have to be evaluated accurately and rescue action preparedness needs detailed planning.

Common practice is to include in DBHA simulation of natural floods of different probability with and without the “boosting” dam failure. Simulation of natural floods with a remote probability of recurrence makes flood emergency action planning feasible and widens the application of the results of a DBHA. In certain countries regulations permit the definition of a design flood smaller than Probable Maximum Flood by the use of a so called incremental analysis. This method means that in cases where the failure of a dam under natural flood conditions would not cause a significant increase in downstream damages above that caused by the flood alone, this flood may be used as the design flood. The dam-break analysis is used to define such critical flood conditions.

An inquiry by J. L. Webster (1986) and an update of it by Peter Reiter (published 1989, 1990, 1991, 1992) consider the dam-safety legislations of 44 countries (21 EC-countries and 23 non EC-countries, EC = European Community). According to the statistics, dam safety strategies, as defined above, are practised in different countries as shown in Table 1.

Table 1
Dam safety strategies in EC and non-EC countries

Dam Safety Strategy	Countries	
	EC	Non-EC
I	3	14
II	8	3
III	7	3
IV	3	3
Total	21	23

A strong trend toward the preparation of the DBHA can be noticed among EC countries (18 out of 21 i.e. 85%). Reacting to the crisis when it occurs, thus not preparing a DBHA, has been the common practice in Non-EC countries (14 out of 23 i.e. 61%). It is common that in countries where the DBHA is a legal requirement, guidelines on the preparation of the DBHA are included in general dam-safety guidelines.

In some countries special guidelines on the dam-break hazard analysis (DBHA) have been published or are under preparation, and examples of such countries are :

- Department of Water and Forestry South Africa
- Federal Energy Regulatory Commission USA
- National Research Council (CNR) Italy

La préparation d'une ARRB a été essentiellement motivée, jusqu'à maintenant, par une prescription légale. De nouveaux aspects, se rattachant à d'autres préoccupations que celles de la sécurité des tiers, sont néanmoins apparus; on peut mentionner :

- Organisation des mesures relatives à la sécurité du barrage par le maître d'ouvrage
- Évaluation des risques pour l'assurance du barrage
- Modélisation en temps réel de l'exploitation du barrage.

Ces nouveaux aspects font appel à l'ARRB pour évaluer les avantages directs. Cela permettra une mise à jour continue de l'ARRB.

L'objectif du présent Bulletin CIGB est de présenter la technique actuelle dans les méthodes et la préparation de l'analyse de risque de rupture de barrage. Il orientera l'ingénieur vers l'utilisation de méthodes plus sophistiquées et de modèles plus complexes, avec des résultats plus précis. En raison de la mise au point de logiciels bien adaptés et du développement important des ordinateurs au cours de ces dernières années, la complexité et la sophistication des modèles ne sont plus des facteurs de limitation pour l'ingénieur. En plus de l'amélioration de la précision de l'analyse, il importe aussi de représenter les résultats sous une forme facilement compréhensible en vue des prises de décision. Il faut aussi noter que les diverses professions peuvent avoir des avis différents quant à l'interprétation des résultats. Le plus grand nombre de solutions possibles seront examinées, mais la solution la plus appropriée sera discutée avec le service et les experts auxquels les résultats de l'ARRB ont été communiqués. Le Bulletin donne aussi des informations sur les études sur modèle, actuellement disponibles ou susceptibles d'être mises au point dans un proche avenir.

Dans sa conclusion, le Bulletin indique que l'analyse de risque de rupture de barrage (ARRB) est devenue une exigence permanente dans le domaine de la sécurité des barrages dans de nombreux pays.

Cette exigence peut être satisfaite au moyen d'outils professionnels et les méthodes jugées les plus utiles sont recommandées ici. Le Bulletin guide l'utilisateur vers les méthodes les plus précises et fiables, et signale l'utilité des modèles pour d'autres tâches intéressantes, telles que l'exploitation en temps réel d'aménagements hydrauliques.

The main motivation for the preparation of a DBHA has been, up till now, a legally enforced one. New aspects, serving other than the safety of third parties, nevertheless have appeared, such as:

- Contingency planning of dam-safety actions by the dam owner
- Risk evaluation for dam insurance
- Real time modelling of dam operation

These new aspects utilise the DBHA to evaluate direct benefits. This development will allow a constant update of the DBHA.

The task of this ICOLD-Bulletin is to introduce the state of the art in methods and preparation of the Dam-Break Hazard Analysis. It shall guide the practical engineer toward the usage of more sophisticated methods and more complex and accurate models and output. Due to user-friendliness of software packages and the vast development of computers within the last years, complexity and sophistication of models are no longer limiting factors for the practical engineer. In addition to the task of improving the accuracy of the analysis, it is also important to represent the results in an easily understandable format for decision making. It also shall be noticed that different professions may have different opinions on the readability of results. Most common output options are introduced, but the most suitable output should be discussed with the agency and experts served by the results of the DBHA. Reference to modelling packages, presently available or reported to be developed in the near future, are also given in the Bulletin.

A conclusion of the Bulletin reports that the dam-break hazard analysis (DBHA) has become a standing dam-safety requirement in many countries.

This requirement can be fulfilled with professional tools and the methods found to be most useful are recommended herein. This Bulletin guides the user toward the use of more accurate and reliable methods, as well as the usefulness of the models for other profitable tasks, such as real-time operation of water resources projects.

2. PRÉSENTATION DU BULLETIN

Le Chapitre 3 du Bulletin fournit un glossaire étendu.

Une importante bibliographie figure à la fin du Bulletin.

Dans le Chapitre 4, les questions se rattachant à la préparation d'une ARRB font apparaître la nécessité et la motivation d'une telle préparation. Les principales questions examinées dans ce Chapitre sont :

- Sécurité des barrages
- Évaluation des risques
- Cartographie du champ d'inondation
- Plan d'alerte
- Plan de secours en cas d'onde de rupture de barrage
- Évaluation du risque de rupture de barrage
- Autres utilisations des modèles d'onde de rupture de barrage
- Législation

Le Chapitre 5 « Méthodologie d'analyse du risque d'onde de rupture de barrage » définit les principaux éléments d'une ARRB et les méthodes de préparation.

Le Chapitre 6 « Mécanisme de rupture de barrage » définit les aspects physiques d'une rupture de barrage et les méthodes permettant d'estimer le type le plus probable de rupture pour le barrage particulier considéré. Les méthodes d'évaluation ou de simulation sont les suivantes :

- Analyse statistique des ruptures de barrages survenues dans le passé
- Étude des ruptures de barrages sur modèles physiques
- Méthodes recommandées pour simuler la rupture d'un barrage.

L'utilisation complémentaire des différentes méthodes est soulignée.

Une analyse de sensibilité doit être utilisée pour déterminer l'influence de certains paramètres et hypothèses de rupture sur l'onde de submersion à l'aval. Le processus d'ouverture de la brèche dans le barrage est affecté par des paramètres, en particulier le volume de la retenue et les capacités d'écoulement à l'amont et spécialement à l'aval du barrage.

Dans le Chapitre 7 « Étude des ondes de rupture de barrage sur modèles mathématiques unidimensionnels », une introduction est consacrée aux questions suivantes :

- Évolution des méthodes d'étude de la propagation de l'onde de rupture de barrage
- Équations fondamentales
- Solutions analytiques de l'étude de l'onde de rupture de barrage
- Méthodes numériques (modèles dynamiques unidimensionnels).

2. ORGANIZATION OF THE BULLETIN

Chapter 3 of the Bulletin provides an extensive glossary.

References to important publications are provided at the end of the Bulletin.

In Chapter 4, Issues for the preparation of a DBHA state the need and the motivation for its preparation. The main issues considered in the Bulletin are:

- Dam Safety
- Hazard Rating
- Inundation Mapping
- Contingency Action Planning
- Dam-break Flood Rescue Action Planning
- Dam-break Risk Evaluation
- Other Use of Dam-break Flood Models
- Legislation

Chapter 5, Methodology of Dam-break Flood Hazard Analysis, defines the main content of a DBHA and methods for its preparation.

Chapter 6, Dam-break Mechanism, states the physical consideration of a dam-break event and methods to evaluate the most probable type of dam-break for the individual dam under consideration. Methods for evaluation or simulation are:

- Statistical Analysis of Historical Dam-breaks
- Physical Modelling of Dam-breaks
- Recommended Methods to Simulate the Dam-break Event

Complementary use of the different methods is stressed.

Sensitivity analysis must be used to state the effect that certain parameters and failure assumptions have on downstream flooding. The breaching process is affected by parameters including reservoir volume and the discharge capacities upstream and especially downstream of the dam.

In Chapter 7, One-dimensional Mathematical Modelling of Dam-break Wave, an introduction is provided to:

- The historical development of dam-break flood routing
- The basic equations
- The analytical solutions of dam-break flood
- The numerical methods (dynamic one-dimensional models)

Le Chapitre 8 « Aspects pratiques du calcul de l'onde de rupture de barrage » traite des données intervenant dans le calcul et des méthodes de pré-traitement utilisées pour préparer un modèle mathématique moderne et complexe. Les conditions initiales, les conditions aux limites du modèle et les méthodes assistées par ordinateur pour les mises au point et les modifications sont présentées. Des méthodes de calcul numérique peuvent devenir instables pour des situations critiques et la convergence de la solution ne peut être obtenue sans procéder à un traitement particulier. Les modèles modernes ont des dispositifs automatiques pour résoudre les problèmes de non-convergence, mais, dans des cas difficiles, la cause de non-convergence peut résulter de la configuration du modèle (choix de la distance entre profils en travers, variations dans la géométrie des profils en travers et les paramètres physiques). L'obtention régulière (sans à-coups) de la convergence est un indice de qualité du modèle.

Une analyse de sensibilité est nécessaire pour déterminer le cas le plus probable de rupture du barrage, l'hydrogramme de crue résultant de cette rupture, et également la propagation de l'onde de crue. Les facteurs à prendre en considération sont : la subdivision du chemin d'écoulement en zones d'écoulement et de stockage dans un modèle unidimensionnel, les coefficients de rugosité des lits mineur et majeur, les pertes locales, le déversement sur des digues de protection le long du lit, les obstructions causées par des corps flottants ou des embâcles de glace en hiver. Les effets sur le barrage en question et sur les barrages situés à l'aval peuvent être également importants.

Du fait de la capacité limitée des anciens ordinateurs, il était courant de définir soigneusement à l'avance la configuration des résultats des calculs sur modèle (résultats sélectifs). Avec les progrès technologiques réalisés dans le domaine des ordinateurs, leur capacité n'est plus un facteur de limitation et la présentation des résultats dans un format binaire ou sous forme de bases de données est devenue courante.

Cela permet une analyse interactive pendant ou après les calculs. Différentes configurations de résultats de calcul sont présentées.

Le Chapitre 9 « Étude des ondes de rupture de barrage sur modèles mathématiques bidimensionnels » traite des récents perfectionnements analytiques, à appliquer près du barrage, dans les cas d'importantes irrégularités du lit, de conditions d'écoulement complexes dans le lit majeur et d'exigence de résultats de calcul détaillés. Cette famille de modèles résulte de recherches scientifiques et est à la disposition des ingénieurs praticiens.

Les méthodes ne sont pas présentées comme solution ultime, mais sont suggérées pour des utilisations complémentaires, en association avec les modèles mathématiques unidimensionnels.

Des formules fondamentales et des solutions numériques sont présentées dans le Chapitre 9. L'importance de données de base précises et leur influence sur la précision des résultats sont soulignées. La liaison avec les modèles topographiques et les systèmes informatiques géographiques (SIG), ainsi que les avantages de telles applications pour la cartographie automatique des champs d'inondation et l'organisation des opérations de secours en période de crue – s'appuyant sur le SIG – sont indiqués.

Chapter 8, Practical Aspects of Dam-break Wave Computation, deals with common input structure and pre-processing methods used to prepare a modern, complex mathematical model. Initial conditions, model boundaries and computer-aided methods for development and modifications of them are introduced. Numerical computational methods may become unstable at critical computational situations and convergence of the solution cannot be achieved without the use of special remedies. Modern models have automatic routines to overcome non-convergence problems, but in severe cases the reason for non convergence may be the model setup (choice of cross-section distance, variation in cross-section geometry and physical parameters). Smooth achievement of convergence is a Quality Certificate of the model.

Sensitivity analysis is necessary for the evaluation of a most probable dam-break event and the resulting dam-break hydrograph, and also for flood routing. Factors to be considered are the flow path subdivision into flow and storage areas in one dimensional modelling, roughness of channel and flood-plains, local losses, overtopping of longitudinal levees, clogging by floating debris or by ice-jams in winter. Operational effects of the dam under consideration and for dams located downstream can also be important.

Because of early limitations of computer capacity it was common to define the output structure of models carefully in advance (selective output). With development in computer technology capacity is no longer a limiting factor and output in binary format and in the form of databases has become common.

This allows for interactive analysis either during or after computation. Different output structures are introduced.

Chapter 9, Two-dimensional Mathematical Models of Dam-break Waves, deals with the newest analytical improvements, to be applied near the dam, for cases of strong irregularities of the channel, complex flow conditions in the floodplains and requirements of detailed output. This model family has resulted from scientific research and is available for use by practical engineers.

The methods are not introduced as the ultimate solution, but are suggested for complementary use, together with one-dimensional mathematical models.

Basic formulas and numerical solutions are introduced in Chapter 9. The importance of accurate input data and its effect on accuracy of the results is stressed. The linkage with terrain models and geographical information systems (GIS) and the benefits of such applications for automatic flood mapping and GIS- supported flood rescue activities are presented.

Dans le Chapitre 10, l'étude des ondes de rupture de barrage sur modèles physiques est présentée d'une manière générale. Les modèles physiques sont généralement limités à des cas très particuliers et le Chapitre 10 traite de l'évolution de l'étude sur modèles physiques de la propagation des ondes de crue.

Le Chapitre 11 « Modèles de rupture de barrage - Disponibilité et capacités » est consacré aux divers modèles disponibles, au niveau international, pour des applications pratiques, avec indication des organismes les ayant mis au point. Vingt-sept modèles ont été identifiés et sont décrits brièvement. Une première information sur ce sujet a été publiée par P. Reiter, en 1991.

Enfin, dans le Chapitre 12 « Recommandations », quelques conseils pratiques, de caractère général, sont donnés sur la manière de bien exécuter une ARRB.

In Chapter 10, Physical Modelling of Dam-break Waves is introduced in a general way. Currently, physical modelling is limited to very special cases and chapter 10 deals with history, present and future of the physical modelling of floodwave propagation.

Chapter 11, Dam-break Models, Availability and Capabilities, deals with modelling packages, available internationally for practical engineering purposes and, their developers. 27 modeling packages have been identified and are described briefly. A first information on this subject has been published by P. Reiter in 1991.

Finally in Chapter 12, Guidelines, a few but important suggestions of general character are given on how to carry out a DBHA in a proper way.

3. GLOSSAIRE

Le présent Chapitre donne les définitions des termes utilisés dans le Bulletin. La définition indique parfois comment le terme est utilisé dans le Bulletin, au lieu d'apparaître sous une forme générale. On a également inclus quelques définitions concernant les études sur modèles, extraites d'un rapport d'un groupe de travail de l'American Society of Civil Engineers « Étude sur modèle des phénomènes hydrauliques : Glossaire de termes » (Juillet 1982, Journal ASCE de la Division Hydraulique, Vol. 108, HY7). Ces termes sont identifiés par la référence « ASCE » placée après la définition. Des représentants du Waterway Experimental Station (WES) de l'US Army Corps of Engineers ayant participé à ce groupe de travail, plusieurs définitions sont compatibles avec le programme TABS-2 relatif aux transports solides.

PRÉCISION - Différence entre les solutions approchées obtenues sur un modèle numérique et la solution exacte des équations fondamentales (ASCE).

AJUSTEMENT - Changement des paramètres dans un modèle pour assurer que le modèle reproduit parfaitement un ensemble de conditions du prototype (ASCE).

ALGORITHME - Ensemble d'étapes ou d'opérations en vue d'obtenir des résultats numériques à partir de données numériques (ASCE).

FAUSSE REPRÉSENTATION - Apparition d'un changement manifeste de fréquence dans un phénomène périodique. Cela résulte du choix d'un échantillonnage de points, de nature discrète, se rapportant à l'espace ou au temps, pour représenter un phénomène continu. Ce choix peut introduire une solution périodique fautive ou masquer un phénomène périodique réel (ASCE).

MODÈLE ANALYTIQUE - Modèle mathématique dans lequel la solution des équations fondamentales est obtenue par analyse algébrique.

DONNÉES BINAIRES - Données qui sont stockées sous une forme binaire et ne sont pas séparées par des espaces ou d'autres délimitations. Les fichiers de données binaires ne sont pas facilement interprétables.

CONDITIONS AUX LIMITES - Niveaux d'eau, débits, concentrations, etc., qui sont précisés aux limites de la zone devant être étudiée sur modèle. Un niveau d'eau aval et un débit d'apport amont sont des conditions aux limites caractéristiques.

CONDITIONS AUX LIMITES - Définition ou état des conditions ou phénomènes aux limites (ASCE).

EFFET AUX LIMITES - Conséquences des disparités entre les conditions aux limites du modèle et les conditions existant dans le prototype à l'emplacement des limites du modèle (ASCE).

ÉTALONNAGE - Ajustement des paramètres d'un modèle, tels que les coefficients de rugosité ou de dispersion, afin que le modèle reproduise les données observées sur le prototype.

3. GLOSSARY

This section presents definitions of the terms used in this manual. The definitions sometimes describe how the term is used in the manual instead of a general definition. Also included are some related modelling definitions that are quoted from an American Society of Civil Engineers task committee report, "Modelling Hydraulic Phenomena : A Glossary of Terms" (July 1982, ASCE Journal of the Hydraulics Division, Vol. 108, HY7). Those definitions are identified with "(ASCE)" after the definition. Since U.S. Army Corps of Engineers, Waterway Experimental Station (WES) personnel participated in that task committee, many of the definitions are consistent with the sediment transport program TABS-2.

ACCURACY - The difference between the approximate solutions obtained using a numerical model and the exact solution of the governing equations. (ASCE)

ADJUSTMENT - Variation of the parameters in a model to ensure close reproduction by the model of a set of prototype conditions. (ASCE)

ALGORITHM - A set of numerical steps or routines to obtain a numerical output from a numerical input. (ASCE)

ALIASING - Occurrence of an apparent shift in frequency of a periodic phenomenon. It arises as the consequence of the choice of discrete-space or time sampling points to represent a continuous process. The choice may introduce a spurious periodic solution or mask a real periodic phenomenon. (ASCE)

ANALYTICAL MODEL - Mathematical model in which the solution of the governing equations is obtained by algebraic analysis.

BINARY DATA - Data that are stored in binary form and not separated by spaces or other delimiters. Binary data files cannot be readily interpreted.

BOUNDARY CONDITIONS - Water levels, flows, concentrations, etc., that are specified at the boundaries of the area being modelled. A specified tailwater elevation and the upstream inflow rate are typical boundary conditions.

BOUNDARY CONDITIONS - Definition or statement of conditions or phenomena at the boundaries. (ASCE)

BOUNDARY EFFECT - Consequence of dissimilarities between the model boundary conditions and the conditions occurring in the prototype at the location of the model boundaries. (ASCE)

CALIBRATION - Adjustment of a model's parameters such as roughness or dispersion coefficients to make it reproduce observed prototype data.

FICHE - Dispositif de données sur carte, qui n'est plus, en général, utilisé avec les ordinateurs. Les données d'entrée, dans les systèmes modernes, sont organisées en lignes d'information et chaque ligne est appelée une fiche.

DONNÉES SUR FICHE - Information devant être lue par un programme et servant de données d'entrée. Dans le passé, cette information était stockée par perforation de cartes. Dans les programmes modernes, elle est introduite dans un fichier, une ligne d'information correspondant à chaque état lu dans le programme.

MÉTHODES DES CARACTÉRISTIQUES - Méthode dans laquelle les équations différentielles partielles fondamentales d'un modèle mathématique sont transformées en équations caractéristiques (équations différentielles ordinaires).

DONNÉES CODÉES - Données qui sont stockées, par exemple sous la forme ASCII, et sont alors lisibles par des moyens ordinaires, par exemple un programme d'édition de texte.

MODÈLE CONCEPTUEL - Simplification du comportement du prototype destinée à démontrer des concepts (ASCE).

CONFIRMATION - Processus dans lequel un modèle d'une conception particulière est établi et testé pour confirmer que le modèle est approprié et qu'aucun phénomène important n'a été négligé.

COMPATIBILITÉ - Choix d'un ensemble d'approximations conduisant à une solution dans laquelle les approximations sont justifiées par la suite. Par exemple, l'hypothèse de linéarité peut être contrôlée, pour compatibilité, en vérifiant l'importance relative des termes négligés ou rendus linéaires, au moyen de la solution aux dérivées (ASCE).

CONVERGENCE - Tendence à une solution unique. Un système donné est convergent si un programme de calcul de plus en plus affiné conduit à une solution plus précise (ASCE).

ARRB - Analyse de Risque de Rupture de Barrage - Analyse des conséquences dans les zones à l'aval, pouvant résulter de la rupture d'un barrage.

MODÈLE DÉTERMINISTE - Modèle mathématique dans lequel le comportement de chaque variable est entièrement déterminé par les équations fondamentales (ASCE).

DIGITALISATION - Représentation d'un phénomène continu par des valeurs numériques (digitales) (ASCE).

DIGITALISER - Convertir en valeurs numériques des données présentées sous une forme cartographique ou graphique, en vue de leur utilisation par les programmes.

SYSTÈME DIRECT - Système destiné à obtenir les valeurs de certaines variables dépendantes, pour des valeurs données des variables indépendantes et du temps ("système variable dépendant").

DISCRÉTISATION - Méthode consistant à représenter une variable continue par des valeurs discrètes, en des points définis dans l'espace et/ou dans le temps.

CARD - A cardboard input medium that is no longer in general use with computers. Modern input data are organised into lines of information and each line (a card image) is called a card.

CARD IMAGE DATA - Information that is to be read by a program as input. In the past this information was punched on computer cards. In modern programs it is keyed into a file that contains one line of information corresponding to each read statement in the program.

CHARACTERISTICS METHOD - Method in which the governing partial differential equations of a mathematical model are transformed into characteristic (ordinary differential) equations.

CODED DATA - Data that are stored, for example in ASCII form, and are thus readable by ordinary means, e.g., a text editor program.

CONCEPTUAL MODEL - A simplification of prototype behaviour used to demonstrate concepts. (ASCE)

CONFIRMATION - Process in which a model of a specific design is assembled and tested to confirm that the model is adequate and that no major phenomena have been overlooked.

CONSISTENCY - The choice of a set of approximations that yield a solution in which the approximations are subsequently justified. For example, the assumption of linearity can be tested for consistency by checking the relative magnitude of the neglected or linearized terms using the derivative solution. (ASCE)

CONVERGENCE - The state of tending to a unique solution. A given scheme is convergent if an increasingly finer computational grid leads to a more accurate solution. (ASCE)

DBHA - Dam-Break Hazard Analysis: Analysis of the possible consequences to areas located downstream that can result from the hypothetical collapse of a dam.

DETERMINISTIC MODEL - Mathematical model in which the behaviour of every variable is completely determined by the governing equations. (ASCE)

DIGITIZATION - Representation of a continuous process by numerical (digital) values. (ASCE)

DIGITIZE - Convert data from map or graphical form to digital form for use by the programs.

DIRECT SCHEME - Scheme for finding values of certain dependent variables at given values of the independent variables and time ("dependent variable scheme"). (ASCE)

DISCRETIZATION - The procedure of representing a continuous variable by discrete values at specified points in space and/or time.

ERREUR DE DISCRÉTISATION - Erreur introduite par la représentation discrète d'une variable continue.

SYSTÈME DE DISSIPATION - Programme de calcul conçu pour amortir ou éliminer la production numérique d'énergie (ASCE).

MODÈLE DYNAMIQUE - Modèle mathématique dans lequel les variables indépendantes sont ajustées pour tenir compte de l'influence du comportement dans le temps des variables dépendantes (ASCE).

MODÈLE EMPIRIQUE - Représentation d'un système réel par une description mathématique basée sur des données expérimentales plutôt que sur des lois physiques générales (ASCE).

SYSTÈME EXPLICITE : Système dans lequel les équations fondamentales d'un modèle numérique sont disposées pour la mise à jour explicite des variables dépendantes en termes de valeurs connues d'avance (ASCE).

FILTRAGE - Méthode destinée à éliminer ou aplanir les perturbations non souhaitées (ASCE).

MÉTHODE DES DIFFÉRENCES FINIES - Méthode dans laquelle les différentielles des équations fondamentales d'un modèle numérique sont écrites et résolues sous la forme de différences finies (ASCE).

MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS - Méthode pour résoudre les équations fondamentales d'un modèle numérique, en divisant le domaine spatial en éléments : à l'intérieur de chaque élément, la solution des équations fondamentales se présente sous la forme approchée d'une fonction continue (ASCE).

MÉTHODE DES VOLUMES FINIS - Méthode pour résoudre les équations fondamentales en divisant le domaine spatial en divers volumes et en intégrant ces équations dans chaque volume.

GRILLE - Réseau de points couvrant le domaine spatial ou spatial-temporel d'un modèle numérique. En général, les points sont régulièrement espacés (ASCE modifié).

MODÈLE HEURISTIQUE - Représentation d'un système réel par une description mathématique basée sur des arguments raisonnés, mais non prouvés (ASCE).

MODÈLE HYBRIDE - Modèle combinant au moins deux techniques de modélisation (par exemple, physique et numérique) sous une forme étroitement couplée.

MODÈLE HYDRAULIQUE - Modèle physique utilisant l'eau comme fluide (ASCE).

SYSTÈME IMPLICITE - Système dans lequel les équations fondamentales d'un modèle numérique sont disposées en vue d'obtenir des solutions pour les variables dépendantes, simultanément en tous les points de la grille, à tout moment donné. Les valeurs calculées dépendent non seulement des valeurs connues à un moment antérieur, mais aussi des autres valeurs inconnues aux points voisins de la grille, correspondant au moment soumis au calcul (ASCE).

DISCRETIZATION ERROR - Error introduced by the discrete representation of a continuous variable.

DISSIPATIVE SCHEME - Computational scheme designed to damp or eliminate numerical production of energy. (ASCE)

DYNAMIC MODEL - A mathematical model in which the independent variables are adjusted to allow for the influence of time dependent behaviour of the dependent variables. (ASCE)

EMPIRICAL MODEL - Representation of a real system by a mathematical description based on experimental data rather than on general physical laws. (ASCE)

EXPLICIT SCHEME - Scheme in which the governing equations of a numerical model are arranged to update the dependent variables explicitly in terms of previously known values. (ASCE)

FILTERING - The procedure of removing or smoothing undesired perturbations. (ASCE)

FINITE DIFFERENCE METHOD - Method in which differentials of the governing equations of a numerical model are written and solved in finite difference form.

FINITE ELEMENT METHOD - Method of solving the governing equations of a numerical model by dividing the spatial domain into elements in each of which the solution of the governing equations is approximated by some continuous function. (ASCE)

FINITE VOLUME METHOD - Method of solving the governing equations by dividing the spatial domain into control volumes and then by integrating these equations in each control volume.

GRID - Network of points covering the space or time-space domain of a numerical model. The points are usually regularly spaced. (modified ASCE)

HEURISTIC MODEL - Representation of a real system by a mathematical description based on reasoned, but unproved argument. (ASCE).

HYBRID MODEL - Model combining at least two modelling techniques (e.g., physical and numerical) in a closely coupled fashion.

HYDRAULIC MODEL - Physical model using water as fluid. (ASCE)

IMPLICIT SCHEME - Scheme in which the governing equations of a numerical model are arranged to obtain solutions for the dependent variable simultaneously at all grid points corresponding to any one time. The computed values depend not only on known values at a previous instant in time but also on the other unknown neighbouring values at the surrounding grid points at time being calculated. (ASCE)

CONDITIONS INITIALES - Valeurs des niveaux d'eau, vitesses, concentrations, etc. qui sont précisées en tous points du maillage au début de l'exploitation d'un modèle. Pour un calcul itératif, les conditions initiales représentent la première estimation des variables que le modèle essaie de résoudre.

MODÈLE INTERACTIF - Modèle numérique qui permet une interaction au cours du calcul.

MODÈLE LINÉAIRE - Modèle mathématique basé entièrement sur des équations linéaires (ASCE).

UNITÉ LOGIQUE - Désignation numérique interprétée par un programme de calcul (logiciel) comme un dispositif qu'il s'attachera à lire ou à écrire. En pratique, lorsqu'il est nécessaire d'avoir accès à plusieurs fichiers différents stockés sur disquette, chaque fichier reçoit une seule unité logique. Chaque fois que le programme est appelé à lire ou à écrire sur l'unité logique 14 (parfois appelée BANDE, TAPE, 14), il indique en quelque sorte où ce fichier se trouve et y donne accès.

MODÈLE MATHÉMATIQUE - Modèle qui utilise des expressions mathématiques pour représenter un phénomène physique.

MAILLAGE - Réseau de points de calcul (noeuds) reliés entre eux par les tables d'assemblage des éléments pour former une représentation digitale de la géométrie de la zone étudiée sur modèle.

MODÈLE - Représentation d'un objet ou d'un phénomène physique, pouvant être utilisée pour prédire l'état ou le comportement de l'objet ou du phénomène (histoire de la vie réelle).

Exemples :

- Modèle conceptuel : si je lance une pierre plus raide, il faut que j'aille plus vite.
- Modèle mathématique : $F = ma$
- Modèle hydraulique : Modèle physique du fleuve Mississippi

MODÈLE À FOND MOBILE - Modèle dans lequel les matériaux du lit et/ou des rives sont affouillables et transportés comme dans le prototype.

RÉSEAU - Réseau fluvial ramifié dans un modèle unidimensionnel, maillage dans un modèle bidimensionnel.

NON-CONVERGENCE - Lorsqu'un algorithme numérique basé sur des itérations successives ne donne pas une solution bornée.

MODÈLE NON LINÉAIRE - Modèle mathématique utilisant une ou plusieurs équations non linéaires.

DIFFUSIVITÉ NUMÉRIQUE - Terme du second ordre introduit comme résultat de discrétisation des équations différentielles fondamentales, selon un schéma de double balayage (ASCE).

DISPERSION NUMÉRIQUE - Effet de la diffusivité numérique sur la solution numérique (ASCE).

INITIAL CONDITIONS - The value of water levels, velocities, concentrations, etc., that are specified everywhere in the mesh at the beginning of a model run. For iterative solution, the initial conditions represent the first estimate of the variables the model is trying to solve for.

INTERACTIVE MODEL - Numerical model which allows interaction by the modeler during computation.

LINEAR MODEL - Mathematical model based entirely on linear equations. (ASCE)

LOGICAL UNIT - A numerical designation that a computer program interprets as a device that it should attach to read from or write to. In practice, where several different files stored on disk are to be accessed, each file is given a unique logical unit number. Whenever the program is told to read or write on logical unit 14 (sometimes called TAPE14) it somehow figures out where that file is and accesses it.

MATHEMATICAL MODEL - A model that uses mathematical expressions to represent a physical process.

MESH - The network of computational points (nodes) linked together by the element connection tables to form a digital representation of the modelled area's geometry.

MODEL - A representation of a physical process or thing that can be used to predict the process's or thing's behaviour or state. (A story about real life).

Examples :

A conceptual model: If I throw a rock harder, it will I go faster.

A mathematical model : $F = ma$

A hydraulic model : Mississippi River physical model

MOVABLE-BED MODEL - Model in which the bed and/or side material is erodible and transported in a manner similar to the prototype.

NETWORK - Branched river system in 1-D modelling, mesh in 2-D modelling.

NON-CONVERGENCE - When a numerical algorithm based on successive iterations does not produce a bounded solution.

NON-LINEAR MODEL - Mathematical model using one or more non-linear equations.

NUMERICAL DIFFUSIVITY - The second-order term introduced as a result of discretization of the governing differential equations using either forward or backward differences. (ASCE)

NUMERICAL DISPERSION - The effect on the numerical solution of numerical diffusivity. (ASCE)

MODÈLE NUMÉRIQUE - Modèle utilisant des méthodes numériques de calcul pour résoudre des expressions mathématiques.

MODÈLE UNIDIMENSIONNEL - Modèle défini sur une coordonnée unique dans l'espace, c'est-à-dire que l'on prend la moyenne des variables sur les deux autres directions (par exemple, propagation d'une onde dans un canal étroit) (ASCE).

PMF - Probable Maximum Flood - Crue Maximale Probable : La plus grande crue possible, tenant compte de tous facteurs s'y rapportant : emplacement, météorologie, hydrologie et terrain.

PMP - Probable Maximum Precipitation - Pluie Maximale Probable : Quantité de pluie considérée comme la limite physique supérieure pour une durée donnée sur un bassin particulier. Syn. Pluie extrême.

MODÈLE PROBABILISTE - Modèle mathématique dans lequel le comportement d'une ou plusieurs variables est totalement ou partiellement soumis à des lois de probabilité (ASCE).

PROTOTYPE - Ouvrage, processus ou phénomène, en vraie grandeur, étudié sur modèle (ASCE).

MODÈLE À ÉTAT PSEUDO-PERMANENT - Modèle dans lequel les variables dépendant du temps sont représentées par une série de modèles à état permanent.

MODÈLE PSEUDO-BIDIMENSIONNEL - Combinaison de modèles unidimensionnels (tronçons) dans un réseau d'écoulement.

MODÈLE PSEUDO-TRIDIMENSIONNEL - Combinaison de modèles bidimensionnels, utilisée pour représenter des variations dans les trois dimensions (ASCE).

ERREUR D'ARRONDI - Erreur introduite en arrondissant les résultats tirés d'opérations arithmétiques individuelles, du fait que seul un nombre fini de chiffres peut être retenu après chaque opération.

DONNÉES DE CONTRÔLE D'OPÉRATION - Information qui doit être lue par un programme et utilisée afin de définir les paramètres de base pour l'exploitation d'un programme (par exemple, durée de simulation).

SCHÉMATISATION - Représentation d'un milieu continu par des éléments discrets (par exemple, division d'une rivière réelle en tronçons présentant des paramètres constants).

SYSTÈME (numérique ou de calcul) - Programme systématique opératoire destiné à résoudre les équations fondamentales d'un modèle mathématique (ASCE).

MODÈLE SEMI-EMPIRIQUE - Représentation d'un système réel par une description mathématique basée sur des lois physiques générales, mais contenant des coefficients déterminés à partir de données expérimentales (ASCE).

SIMULATION - Reproduction d'un prototype au moyen d'un modèle (ASCE).

NUMERICAL MODEL - A model that uses numerical (computational) methods to obtain solutions to mathematical expressions.

ONE-DIMENSIONAL MODEL - Model defined on one space co-ordinate, i.e., variables are averaged over the other two direction (e.g., wave propagation in a narrow channel). (ASCE)

PMF - Probable Maximum Flood: Greatest flood that may be expected, taking into account all pertinent factors of location, meteorology, hydrology and terrain.

PMP - Probable Maximum Precipitation: Amount of precipitation that is the physical upper limit for a given duration over particular basin Syn. Extreme Rainfall.

PROBABILISTIC MODEL - Mathematical model in which the behaviour of one or more of the variables is either completely or partially subject to probability laws. (ASCE)

PROTOTYPE - The full-sized structure, system process, or phenomenon being modelled. (ASCE)

QUASI-STEADY-STATE MODEL - Model in which time-dependent variables are simulated by a sequence of steady-state models.

QUASI-TWO-DIMENSIONAL MODEL - A combination of 1-D models (reaches) in a channel network.

QUASI-THREE-DIMENSIONAL MODEL - A combination of two-dimensional models used to simulate variations in three dimensions. (ASCE).

ROUND OFF ERROR - The error introduced by rounding of results from individual arithmetic operations because only a finite number of digits can be retained after each operation.

RUN CONTROL DATA - Information that is to be read by a program and used to specify the input parameters for a program run, such as duration of simulation.

SCHEMATIZATION - Representation of a continuum by discrete elements, e.g., dividing a real river into reaches with constant parameters.

SCHEME (numerical or computational) - Systematic program of action for solving the governing equations of a mathematical model. (ASCE).

SEMI-EMPIRICAL MODEL - Representation of a real system by a mathematical description based on general physical laws but containing coefficients determined from experimental data. (ASCE)

SIMULATION - Replication of the prototype using a model. (ASCE)

MODÈLE DE SIMULATION - Modèle mathématique dans lequel les valeurs détaillées des divers paramètres sont calculées par rapport à l'espace et au temps.

STABILITÉ (numérique ou de calcul) - Capacité d'un système à maîtriser la propagation ou la croissance de petites perturbations introduites dans les calculs. Un système est instable s'il permet l'accroissement d'erreur, de sorte qu'il peut masquer la vraie solution (ASCE).

MODÈLE À ÉTAT PERMANENT - Modèle dans lequel les variables à étudier ne changent pas dans le temps (ASCE).

MODÈLE STOCHASTIQUE - Voir modèle probabiliste (ASCE).

MODÈLE THÉORIQUE - Représentation d'un système réel sous une forme mathématique (ASCE).

MODÈLE TRIDIMENSIONNEL - Modèle défini dans l'espace, dans un système de trois coordonnées (ASCE).

ERREUR DE TRONCATURE - Erreur résultant du remplacement des différentielles d'une équation différentielle par des différences finies, en utilisant des développements de séries de Taylor tronquées.

MODÈLE BIDIMENSIONNEL - Modèle défini dans l'espace dans un système de deux coordonnées (c'est-à-dire que l'on prend la moyenne des variables sur la troisième direction) (ASCE).

MODÈLE À ÉTAT INSTABLE - Modèle dans lequel les variables à étudier changent dans le temps (ASCE modifié).

VALIDATION - Comparaison des résultats d'un modèle avec un groupe de données du prototype non utilisées, pour vérification (ASCE).

VÉRIFICATION - Processus ou disposition par lequel on ajuste un modèle et on démontre qu'il représente de façon satisfaisante le comportement observé sur le prototype.

SIMULATION MODEL - Mathematical model in which detailed values of the various parameters are computed with respect to both space and time.

STABILITY (numerical or computational) - The ability of a scheme to control the propagation or growth of small perturbations introduced in the calculations. A scheme is unstable if it allows the growth of error, so that it eventually obliterates the true solution. (ASCE)

STEADY-STATE MODEL - Model in which the variables being investigated do not change with time. (modified ASCE)

STOCHASTIC MODEL - See Probabilistic Model. (ASCE)

THEORETICAL MODEL - Representation of a real system by a mathematical description. (ASCE)

THREE-DIMENSIONAL MODEL - Model defined on three space co-ordinates. (ASCE)

TRUNCATION ERROR - The error introduced by replacing the differentials of a differential equation by finite differences using truncated Taylor series expansions.

TWO-DIMENSIONAL MODEL - Model defined on two space co-ordinates, (i.e., variables are averaged over the third direction). (ASCE)

UNSTEADY-STATE MODEL - Model in which the variables being investigated change with time. (modified ASCE)

VALIDATION - Comparison of model results with a set of prototype data not used for verification. (ASCE)

VERIFICATION - The process or state by which a model is adjusted and shown to be a satisfactory representation of observed prototype behaviour.

4. DOMAINE CONCERNÉ

4.1. GÉNÉRALITÉS

Les principales questions rentrant dans le cadre d'une analyse de risque de rupture de barrage sont :

- Sécurité des barrages
- Évaluation des risques
- Cartographie du champ d'inondation
- Plan d'alerte
- Plan de secours en cas d'onde de rupture de barrage
- Évaluation du risque de rupture de barrage
- Autres utilisations des modèles d'onde de rupture de barrage
- Législation

L'importance relative des diverses questions varie suivant les pays et les services concernés, mais toutes ces questions devront être prises en considération dans l'ARRB.

4.2. SÉCURITÉ DES BARRAGES

Les prescriptions de sécurité doivent être appliquées à l'étude, à la construction et à l'exploitation de tous les barrages. Ces prescriptions peuvent être définies sous la responsabilité d'experts ou mises en application suivant des règlements en vigueur. Les coûts résultant des prescriptions de sécurité ont des effets sur la faisabilité des projets et il est courant de définir ces prescriptions par rapport aux risques associés à une rupture potentielle du barrage. Pour les barrages présentant un faible risque, les prescriptions de sécurité sont faibles et le maître d'ouvrage admet souvent un risque plus élevé de supporter les coûts causés par la rupture du barrage (reconstruction du barrage, pertes de production et pertes au cours de la période de construction). Une analyse de rupture de barrage peut être utilisée pour définir la classe de risque et les prescriptions de sécurité du barrage.

4.3. ÉVALUATION DES RISQUES

Le risque résultant d'une crue est défini comme la perte potentielle de vies humaines ou les dégâts aux biens causés à l'aval d'un barrage par l'eau de crue, les corps flottants ou les sédiments évacués par le barrage ou passant à travers une brèche dans le barrage. La classification des risques est utilisée pour :

- choisir les étapes des opérations d'un programme,
- déterminer la priorité de prise de décision,

4. ISSUES

4.1. GENERAL

The main issues for Dam-break Flood Hazard Analysis are :

- Dam Safety
- Hazard Rating
- Inundation Mapping
- Emergency Action Planning
- Dam-break Flood Rescue Action Planning
- Dam-break Risk Evaluation
- Other Uses of Dam-break Flood Models
- Legislation

The relative importance of the different issues will vary from country to country and agency to agency, but the resolution of all these issues should be kept in mind in DBHA.

4.2. DAM SAFETY

Safety requirements have to be applied to the design, construction and operation of all dams. These requirements may be set by professional responsibilities or may be legally enforced. Costs for safety requirements affect the feasibility of projects and it is common to define these requirements with regard to the hazards created by a potential dam-break. At low hazard dams the safety requirements are low and the dam owner often carries a higher risk of incurring the costs which may be generated by the dam failure (rebuild the dam, carry operational production losses and losses during the reconstruction period). A dam-break analysis can be used to define the hazard classification and the safety requirements of the dam.

4.3. HAZARD RATING

Flood hazard is defined as the potential loss of human life or property damage downstream of a dam from flood water, floating matter or sediments released from a dam or discharged from a dam breach. Hazard classification is used as a tool for :

- selecting levels of program activities
- prioritization of decision making

- définir un programme,
- établir les critères de projet,
- analyser les risques.

La gestion des risques doit permettre de comparer les risques avec le coût des mesures de prévention des risques. L'évaluation des risques peut être très différente quant à la méthode et à la précision. L'évaluation du potentiel de risque conduira à certaines hypothèses pouvant influencer sur les aspects techniques de l'analyse (ARRB) et peut être importante dans l'établissement du plan de secours.

Le niveau de précision requis dans l'analyse dépendra du classement du risque. Ce niveau sera néanmoins défini afin que le niveau technique de l'analyse de l'onde de rupture de barrage et le niveau de l'évaluation de risque soient compatibles.

Si certains niveaux de risque peuvent être facilement évalués en utilisant des méthodes «type méthode empirique», par contre, lorsqu'une analyse détaillée est exigée, celle-ci peut être très sophistiquée, en utilisant de nombreux détails sur les biens et populations à risque. L'évaluation de risque utilise deux composantes principales :

- Résultats fournis par l'analyse de rupture de barrage (pour le scénario, voir le chapitre 8.10 «Résultats les plus courants de l'analyse de l'onde de rupture de barrage»). Les principaux facteurs influant sur les dégâts sont : le niveau de l'onde de crue, le gradient de la période de montée et la vitesse d'écoulement.
- L'identification des risques est couramment effectuée au moyen de relations profondeur-vitesse de l'onde de crue - niveau de danger (faible danger, jugement et danger élevé). Voir, par exemple : Classification des risques aval - Recommandations, BUREC, USA (1988), Smith et Handmer (1984, 1986a, 1986b, 1989), Greenaway et Smith (1983), Taylor *et al.* (1983), Bossman-Aggrey *et al.* (1987).

L'évaluation de risque devra inclure les pertes directes et indirectes.

4.4. CARTOGRAPHIE DU CHAMP D'INONDATION

Les cartes des champs d'inondation indiquent les limites d'inondation pour les crues naturelles de périodes de retour données - le plus souvent jusqu'à la PMF -, et les limites d'inondation pour les ondes de rupture de barrage correspondant à une «rupture par un jour ensoleillé» et à une rupture se superposant à certaines «conditions de crue naturelle».

Les cartes des champs d'inondation sont utilisées pour le contrôle des activités de construction et l'établissement des plans d'alerte et d'évacuation, et sont introduites dans les programmes d'infrastructure concernant les zones de submersion à l'aval du barrage. Les probabilités d'inondation pouvant changer dans le temps, ces cartes seront mises à jour régulièrement.

La préparation des cartes des champs d'inondation s'appuie sur les résultats fournis par l'analyse des ondes de rupture de barrage ou l'analyse des crues naturelles. La présentation des cartes devra tenir compte des divers niveaux

- scheduling
- setting design standards
- risk analysis

Hazard management is a tool for comparing risks and hazard with the cost of hazard prevention measures. Hazard evaluation can be very different in approach and accuracy. The evaluation of hazard potential will lead to certain assumptions which may affect the technical aspects of the analysis (DBHA) and may be important in rescue action planning.

The level of accuracy required in the analysis will depend on the hazard classification. The level should nevertheless be determined so that the technical level of the dam-break flood analysis and the level of the hazard evaluation are compatible.

While some hazard ratings can be readily assessed using “ rule of thumb ” methods, where a comprehensive analysis is required it can be highly sophisticated, using many details on property and population at risk. Hazard rating uses two main components :

- Results from the dam-break analysis (for the scenario see chapter 8.10 Most Common Results of the Dam-break Flood Analysis). The main damage producing effects are the stage of the flood wave, gradient of rising stage and flow-velocity.
- Identification of hazards is commonly done with depth-velocity flood-danger-level relationships (low-danger, judgement and high-danger zones). See for example: Downstream Hazard Classification Guidelines, BUREC, USA, (1988), Smith and Handmer (1984, 1986a, 1986b, 1989), Greenaway and Smith (1983), Taylor *et al.* (1983), Bossman-Aggrey *et al.* (1987).

Hazard rating should include both direct and indirect flood losses.

4.4. INUNDATION MAPPING

Inundation maps show the flood contour for natural floods of certain return periods, in most cases up to PMF, and flood contours of potential dam-break floods caused by a “ sunny day failure ” and a failure superimposed over certain natural “ base flood conditions ”.

Inundation maps are used to control building activities to develop necessary warning and evacuation plans, and are implemented into infrastructure planning of the flood areas below the dam. Probabilities for flooding may change with time and inundation mapping should therefore be updated regularly.

The preparation of inundation mapping is based on data resulting from dam-break flood analysis or natural flood analysis. The output of inundation maps should consider different user levels and the accuracy of the model used should consider

d'utilisation et la précision du modèle utilisé devra considérer ces divers niveaux. Ceux-ci s'étendent depuis des documents généraux servant aux prises de décision, avec présentation graphique de la population affectée par les crues, jusqu'à des documents précis pour les organismes chargés des programmes d'infrastructure.

4.5. PLAN D'ALERTE

La préparation et la mise en œuvre des plans d'alerte et de secours sont généralement organisées et conduites par les autorités gouvernementales, telles que les services de la protection civile. Cependant, il est évident que le maître d'ouvrage doit fournir une aide et des informations à ces services pour la préparation de ces plans d'alerte, et prendre toutes mesures pour éviter ou réduire les effets d'une rupture éventuelle.

Afin que de telles mesures réussissent, le personnel du maître d'ouvrage doit être préparé et entraîné pour de telles opérations, et pouvoir mobiliser des moyens dans un temps très court. Une liste des moyens en personnel et en équipement sera disponible et du matériel pour les réparations sera approvisionné en des points critiques. Comme dans le cas des mesures relatives à la sécurité des barrages, les plans d'alerte et de secours doivent faire l'objet d'une mise à jour continue. Le programme de ces activités des maîtres d'ouvrage et leur organisation en vue de les rendre efficaces sont appelés «plan d'alerte du maître d'ouvrage».

Un modèle numérique de rupture de barrage peut être utilisé pour simuler les opérations d'alerte et établir le programme de ces opérations dans le temps. Un programme bien organisé est un facteur très important dans toutes situations critiques.

Un modèle de plan d'alerte peut être également relié à des systèmes de gestion de ressources en eau assistée par ordinateur et fournir les informations nécessaires aux opérations d'alerte en temps réel.

4.6. PLAN DE SECOURS EN CAS D'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

Les pertes de vies humaines et de biens, causées par des crues naturelles ou artificielles, sont les principales raisons conduisant à mettre au point des systèmes et méthodes en vue d'assurer un niveau élevé de sécurité, même dans les situations à faible niveau de risque. La gestion des situations critiques, comme moyen de développer des normes de sécurité élevée, peut se subdiviser en quatre phases :

Préparation à toute éventualité - Prévention - Réponse - Rétablissement

Les décisions de déclencher les procédures d'alerte et d'évacuation sont des opérations classiques dans la gestion des risques. Si les autorités auxquelles incombent les prises de décision peuvent, à juste titre, hésiter à mettre en œuvre la phase suivante d'un plan, n'apparaissant pas absolument nécessaire, du fait qu'une fausse alarme peut causer des effets dommageables, par contre, une réponse retardée peut conduire à des dégâts et pertes élevés. Un élément essentiel du plan d'alerte est un programme dans le temps pour les prises de décision.

those needs. User levels span from broad decision making tools with graphical presentation of the flood-affected population to accurate tools for infrastructure planners.

4.5. EMERGENCY ACTION PLANNING

Emergency and rescue action planning and execution are generally organised and led by governmental authorities, such as civil defence agencies. However it is clear that the dam owner has to provide services and information to these agencies for preparedness planning as well as taking all feasible actions to avoid or minimise the impact of the failure event.

To be successful in such measures the dam owner's staff has to be prepared and trained for such activities and has to mobilise resources within a short time. Also a listing of labour and service resources has to be available and material for repair has to be stored at critical locations. As with all dam-safety measures, this activity has to be updated continuously. The plan of these dam owners activities and how to arrange them efficiently is named " the dam owner's contingency plan ".

A numerical dam-break model can be used to simulate contingency actions and to evaluate the time schedule for those actions. Correct timing is a most important factor in all emergency situations.

A contingency action model may also be connected to computer aided water resources management systems and may then provide the necessary information for contingency actions in real-time.

4.6. DAM-BREAK FLOOD RESCUE ACTION PLANNING

Loss of life and property, caused by natural or man-caused flood disasters, are the main reasons why societies develop systems and methods to ensure a high degree of safety even for emergency situations of low risk levels. Emergency management, as a tool for high safety standard development may be divided into four phases:

Preparedness - Prevention - Response - Recovery

Decisions on when to start sending alarms and starting evacuation procedures are a classic exercise in risk management. While decision makers may be correctly reluctant to unnecessarily activate the next phase of a plan because a false alarm can cause damages, even delaying the response can cause large damage and loss. An essential component of emergency preparedness action planning is a time schedule for decision making.

Les services de secours exigent des informations précises sur la rupture de barrage, ainsi que sur le risque d'évolution de la rupture, afin de préparer des plans de secours efficaces. Cela conduit à de nouveaux aspects et défis dans le domaine de l'analyse de l'onde de rupture de barrage. Des données précises sont nécessaires sur :

1. la fiabilité de l'évolution prévue de la rupture,
2. la propagation de l'onde de crue à l'aval du barrage,
3. les paramètres et le risque de l'onde de crue en un point particulier.

L'analyse se développe et finalement la seule solution peut être un modèle assisté par ordinateur, en temps réel (système expert), mis au point pour constituer un simulateur de formation continue.

Certains barrages sont situés dans des régions froides, aux conditions hivernales très sévères, où les rivières, les lacs et les retenues sont pris par les glaces pendant plus de la moitié de l'année. L'expérience a montré que des embâcles pouvaient causer des conditions de crues plus sévères que les crues se produisant au cours de la période à écoulement libre dans les lits des rivières. La propagation d'une onde de rupture de barrage dans un lit recouvert de glace provoquera certainement la rupture de la couverture de glace, du fait de la montée rapide au front de l'onde. Une partie de la glace sera transportée en dehors du lit, mais le volume restant de glace sera entraîné avec l'onde de crue et pourra causer des obstructions dans les zones d'embâcle, au droit de ponts et d'autres ouvrages secondaires. La glace transportée vers des zones extérieures au lit peut créer des situations critiques dans ces zones.

Des erreurs dans l'exploitation d'un barrage sont parfois à l'origine de problèmes identiques à ceux des ondes de rupture de barrage. Une couverture de glace, existant au moment où l'événement se produit, peut conduire à des niveaux de submersion plus élevés. Des problèmes identiques sont parfois imputables à des corps flottants.

Ces problèmes supplémentaires compliqueront les opérations de secours et seront pris en considération dans la préparation des plans de secours et dans l'étude de l'onde de rupture de barrage.

Le nombre de pertes en vies humaines ayant été causé par des ruptures de barrages varie considérablement. L'évaluation précise de la population à risque est importante pour le déclenchement des alertes au bon moment et la mise en œuvre d'opérations de secours efficaces.

L'étude de l'onde de rupture de barrage comprendra l'évaluation de la perte probable de vies humaines et de biens. Une bonne conception d'un modèle ARRB et l'obtention de résultats corrects nécessitent de prendre en considération une telle évaluation. Les heures d'arrivée de l'onde de rupture d'un barrage dans différentes zones à risque et le programme des opérations de secours, dans le temps, sont représentés sur la Fig. 1, à titre d'exemple (Reiter, 1989c).

Rescue organisations require accurate information on the dam-break event as well as information on the risk of failure propagation in order to prepare efficient rescue action plans. This sets new perspectives and challenges on the dam-break flood analysis. Accurate information is required on :

1. the reliability of the predicted propagation of the break event
2. the distribution of the flood wave propagation downstream from the dam and
3. the parameters and risk of the flood wave at a particular location.

The analysis grows and finally the only solution may be a real-time computer aided support model (expert system) which could be developed to serve as a constant training simulator.

Some dams are located in cold regions with severe winter conditions and ice in the rivers, lakes and reservoirs during more than half a year. From experience we know that ice-floods (ice-jams) may cause worse flood conditions than run-off born floods during the open channel period. A dam-break flood propagating in an ice covered channel will certainly break the ice cover, due to the speedy rise in stage at the wave front. A part of the ice will be transported out of the channel but the remaining ice volume will be transported with the flood wave and may cause clogging at common ice-jam sites, bridges and other secondary structures. The ice transported to off channel areas may create rescue action problems there.

Errors in dam operation may easily create problems similar to dam-break flooding. Ice cover, existing at the time the event occurs may create higher stages. Similar problems will occur due to floating timber or debris.

These additional problem areas will complicate rescue actions and should be considered in rescue action planning and in the dam-break flood analysis.

There are large variations in the number of human lives that have been lost in dam failures. The accurate evaluation of the population at risk is important for making timely warnings and implementing effective rescue actions.

The estimation of probable loss of life and property should be included in dam-break flood analysis. This requirement should be considered to develop a correct DBHA model concept and output. An example of dam-break wave arrival time at different hazard areas and the time schedule of rescue actions is presented in Fig. 1 (Reiter 1989c).

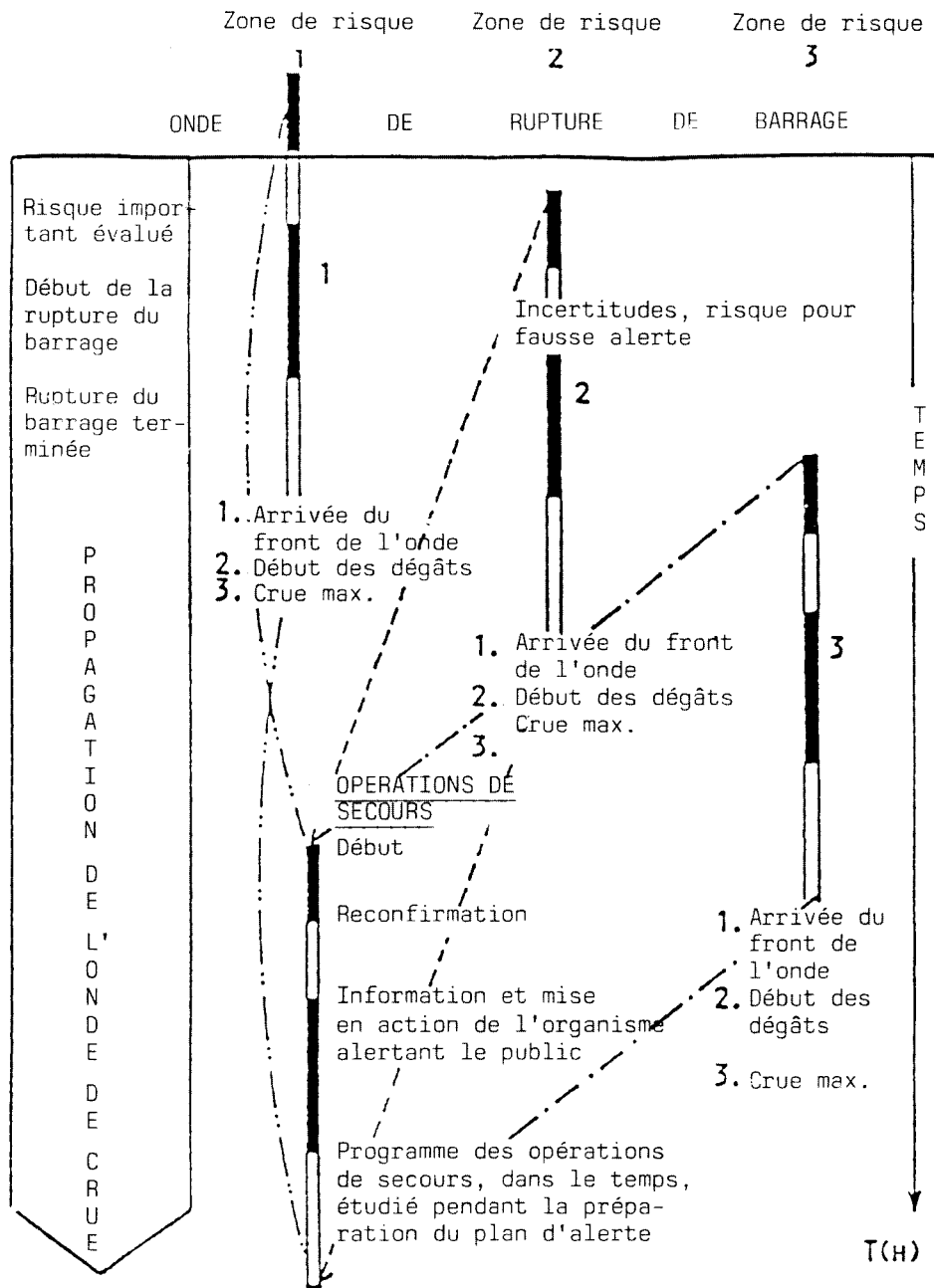


Fig. 1. Opérations de secours au cours de la crue résultant de la rupture d'un barrage

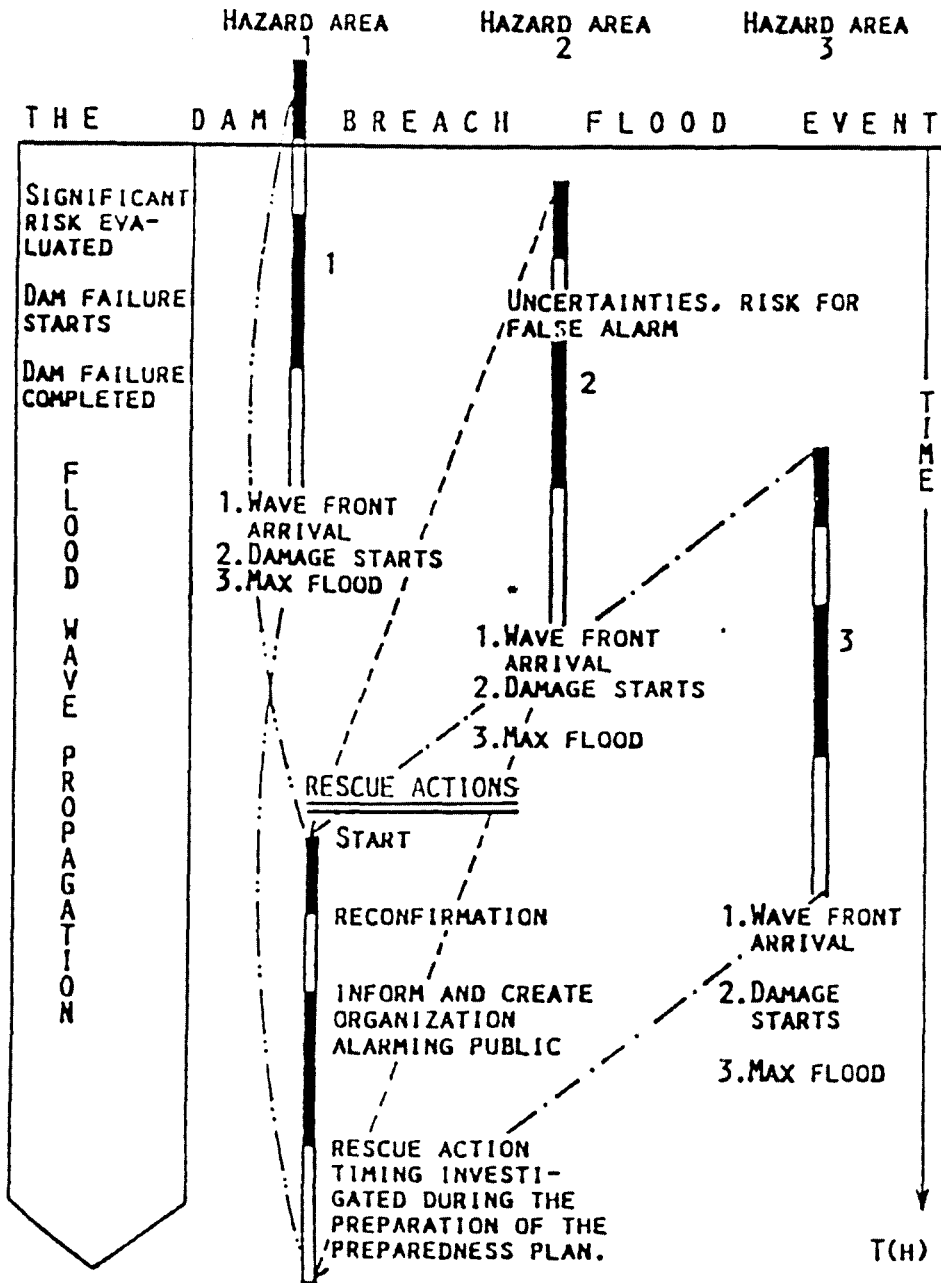


Fig. 1. Rescue action during a dam-break flood

4.7. ÉVALUATION DU RISQUE DE RUPTURE DE BARRAGE

La prise de risque fait toujours partie de la vie et les ingénieurs sont habitués à prendre des risques. Nous prenons des risques lors du choix des coefficients de sécurité, des périodes de retour des crues, etc., et nous acceptons une méthode simplifiée, même en sachant que ses résultats peuvent conduire, du fait de l'imprécision, à un risque plus élevé que celui estimé à partir d'une méthode plus développée. Les ingénieurs sont accoutumés à prendre des risques par expérience, mais dans les cas de questions très complexes, de grands aménagements, de risques élevés à l'aval d'un barrage, la prise de risque devient un problème très complexe et le niveau de risque acceptable est généralement limité par des règlements gouvernementaux et des normes.

Des méthodes d'évaluation mathématique de risque ont été développées et sont déjà, dans certains cas, utilisées pour les évaluations de sécurité de barrage.

De nombreux risques sont imposés à un barrage par la nature et l'homme au cours du projet, de la construction et de l'exploitation. Ce concept complexe d'évaluation de risque est la raison du scepticisme existant au sujet de l'utilisation de ces approches dans le domaine de la sécurité des barrages, et même comme base pour la prise de décision.

Néanmoins, un modèle mathématique d'étude de risque est utile pour la prise de décision ; correctement utilisé, il fournit des informations plus objectives que le jugement subjectif de l'ingénieur.

Les données de base des modèles d'étude de risque nécessitent des informations précises sur les risques liés à un événement et sur la probabilité d'occurrence de l'événement. Une analyse plus précise de rupture de barrage améliore la précision de l'analyse de risque.

Pour l'évaluation du risque de rupture de barrage, voir : ANCOLD 1994, CAN/CSA-Q 1991, Salmon et Hehn 1993, Ooshuizen *et al.* 1992, Bowles *et al.* 1987, BUREC 1984, Parrett 1988, Thun 1982.

4.8. AUTRES UTILISATIONS DES MODÈLES D'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

Les modèles d'onde de rupture de barrage sont des applications particulières des modèles généraux d'écoulement de crue, qui permettent de simuler des conditions d'écoulement non permanent.

De nombreuses applications de modèles d'onde de rupture de barrage existent, en particulier lorsque d'autres utilisations ont été prévues lors de la mise au point du modèle. Les aspects dynamiques de l'écoulement d'une crue sont de plus en plus pris en considération et les paramètres s'y rattachant sont introduits dans les modèles, qui jusqu'à maintenant ont utilisé des techniques d'écoulement plus simple. Comme exemples d'applications aux modèles hydrauliques fluviaux, on peut citer :

- Modèle hydrologique de crue de projet,
- Modèle de prévision de crue en temps réel,

4.7. DAM-BREAK RISK EVALUATION

Risk taking is always a part of life and engineers are accustomed to taking risks. We take risks for choosing safety factors, return periods of floods etc., and we accept a simplified method even knowing that its results may include a higher risk for inaccuracy than a more developed one. Engineers are accustomed to taking risks by experience, but in cases of very complex matters, large projects, large potential hazards below a dam, taking risks becomes very complex and the level of acceptable risk is commonly limited by government regulations and standards.

Methods for mathematical risk assessment have been developed and in some cases are already in use for Dam Safety Evaluations.

There are many different risks imposed on the dam by nature and man through design, construction and operation. This complex risk assessment concept is the reason why scepticism exists about the necessity for using these approaches in dam safety and even as a basis for decision making.

Nevertheless a mathematical risk assessment model provides a decision tool, which when correctly used gives us more objective information than subjective engineering judgement.

Inputs to risk models require accurate information on the hazards an event creates and the probability of occurrence of the event. Increased accuracy of the dam-break analysis improves the accuracy of the risk analysis.

For Dam-Break Risk evaluation see: ANCOLD 1994, CAN/CSA-Q 1991, Salmon & Hehn 1993, Ooshuizen et al. 1992, Bowles et al. 1987, BUREC 1984, Parrett 1988, Thun 1982.

4.8. OTHER USES OF DAM-BREAK FLOOD MODELS

Dam-break flood models are special applications of general flood routing models, which have the capability of simulating unsteady flow conditions.

Numerous applications for dam-break flood models exist, especially when the additional potential use has been considered during model development. Dynamic flow routing is becoming more common and dynamic flow components are to be incorporated into models, which up till now have been using more simplified routing techniques. Examples of applications to river hydraulics modelling projects include :

- Hydrological design flood modelling
- Real-time flood forecast modelling

- Modèle de qualité de l'eau,
- Études environnementales concernant les problèmes de transport,
- Applications aux problèmes de glace,
- Études des transports solides,
- Conception des ouvrages de protection contre les crues,
- Étude de l'exploitation à court terme d'usines hydroélectriques (ondes dans les lits des rivières).

Le coût de développement d'un modèle est élevé comparativement au coût d'une analyse et le bon sens conduit à utiliser des modèles existants ; si un nouveau modèle est prévu, il sera conçu pour le plus d'utilisations possible.

4.9. LÉGISLATION

Dans les cas où une législation relative à la sécurité des barrages est en vigueur, il est généralement prescrit que l'étude de l'onde de rupture de barrage soit effectuée pour les barrages présentant des risques élevés. Normalement, la législation ne contient pas de prescriptions techniques pour l'étude de l'onde de rupture de barrage. Les prescriptions réglementaires se présentent généralement sous la forme de normes ou de recommandations techniques publiées par des organismes professionnels ou par les autorités de contrôle de la sécurité des barrages.

Une exigence de qualité pour les méthodes utilisées et les résultats d'une ARRB sera incluse dans de telles recommandations.

Si aucune législation relative à la sécurité des barrages n'est en vigueur ou en cours d'élaboration, il est instructif de fournir au pouvoir législatif les résultats d'une étude sur modèle de l'onde de rupture de barrage. De cette façon, la nécessité d'une législation relative à la sécurité des barrages apparaîtra clairement.

- Water quality modelling
- Environmental studies related to transport problems
- Ice-engineering applications
- Sediment transport studies
- Planning of flood protection works
- Investigation of short term operation of hydropower plants (channel waves).

Model development costs are high compared to the costs of an analysis and it makes sense to use existing models or if a new model is planned it should be developed for use in as many tasks as possible.

4.9. LEGISLATION

In cases where dam safety legislation is in force, it is a common requirement that dam-break flood analysis be undertaken for high hazard dams. Normally the legislation does not set technical requirements for the dam-break flood analysis. Legislative requirements are commonly defined by technical standards or guidelines published by professional organisations or by dam safety regulatory authorities.

A quality requirement for the methods used and the results of a DBHA should be included in such guidelines.

In the case where no dam safety legislation is in use or under discussion, it is informative to provide legislative decision makers with the results of a dam-break flood wave simulation. Doing so will effectively define need for dam safety legislation.

5. MÉTHODOLOGIE D'ANALYSE DU RISQUE D'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

La méthodologie d'analyse du risque d'onde de rupture de barrage sera définie comme la structure et la conduite de l'étude, avec analyse des résultats et transmission des informations spécifiques aux divers groupes concernés.

Une analyse doit comprendre des informations sur les divers points suivants :

- Client et organismes utilisant les résultats de l'analyse.
 - Description du cas.
 - Références à des crues connues (si disponibles).
 - Informations générales sur l'aménagement, par exemple : informations géologiques, géotechniques, hydrologiques, morphologiques, etc.
 - Résumé des principaux documents de projet concernant le barrage et ses ouvrages hydrauliques, les ouvrages hydrauliques secondaires, les digues, les remblais de route et de voie ferrée, les ponts, etc., situés dans la zone étudiée.
 - Ensemble des règles d'exploitation de tous les réservoirs, barrages et usines hydroélectriques situés dans la zone étudiée, en vue de définir les divers scénarios de propagation de l'onde de rupture de barrage.
 - Conditions aux limites pour l'étude, telles que les hydrogrammes des apports, les hydrogrammes en niveaux, les volumes de retenue, la géométrie et la rugosité de la rivière et de la vallée.
 - Épaisseur de la couverture de glace et problèmes éventuels de glace.
 - Zones où des quantités importantes de corps flottants peuvent se manifester.
 - Cartes, à l'échelle, de la zone étudiée, avec profils en travers et/ou lignes de niveau, et situation des ouvrages d'art, routes et voies ferrées, etc.
 - Cartes indiquant les zones à risque, pour la population et les biens.
 - Données d'étalonnage, en niveaux et débits, pour diverses conditions d'écoulement; toutes informations sur les plus fortes crues observées sont importantes, même si elles sont incomplètes.
 - Description des méthodes de calcul utilisées dans l'analyse, et références à des ouvrages auxquels les mêmes méthodes ont été appliquées.
 - Description des limites supérieures et inférieures utilisées dans les diverses analyses de sensibilité.
 - Résultats de l'analyse complète.
 - Interprétation des résultats dans l'évaluation de risque de crue, l'organisation des plans d'alerte et des opérations de secours.
 - Conditions d'écoulement de base et hypothèses sur la propagation de l'onde de crue, pour utilisation dans l'analyse de risque.
-

5. METHODOLOGY OF DAM-BREAK FLOOD HAZARD ANALYSIS

The methodology of a dam-break flood hazard analysis (DBHA) shall be defined as the structure and conduct of the analysis, analyzing results and providing the different user groups with specific information.

An analysis must include information on the following :

- Client and organizations using the results of the analysis.
 - Case description.
 - References to historical floods, if available.
 - General background on the project: for example, geology, geotechnical information, hydrology, morphology etc.
 - Summary of the most important design documents concerning the dam and its hydraulic structures, secondary hydro-structures, levees, road and railroad embankments, bridges etc. within the study area.
 - Set of operational rules for all reservoirs, dams and hydropower plants in the study area in order to define different scenarios of dam-break wave propagation
-
- Boundary-condition data for the analysis such as inflow hydrographs, stage hydrographs, reservoir volumes, river and valley geometry and roughness information.
 - Ice cover thickness and possible ice problems.
 - Areas where significant amounts of floating debris may originate.
 - Scale maps of the study area, showing cross-sections or/and contour lines, and the location of technical structures, roads and railroads etc.
 - Maps showing potential hazard areas with potential property loss and population at risk.
 - Calibration data consisting of stages and discharges, for different flow conditions; all information on highest observed floods is important even if incomplete!
 - Description of the computational methods, used in the analysis and references of projects the same methods have been applied to.
 - Description of the upper and lower limits used in the different sensitivity analyses.
 - Results of the complete analysis.
 - Interpretation of the results in flood hazard evaluation, rescue action planning, and planning of contingency actions.
 - Base flow conditions and assumptions for flood wave propagation, for use in risk analysis.
-

L'exécution de l'analyse suivant diverses étapes (évolution de la brèche, propagation de l'onde de crue, etc.) s'est avérée souhaitable, du fait que les effets des différents paramètres utilisés dans l'essai de sensibilité peuvent avoir des résultats identiques et que les nombreux résultats correspondant à une certaine étape de l'ARRB peuvent être analysés et résumés avant de les utiliser comme données pour l'étape suivante. En général, les différentes étapes peuvent prendre en considération différentes zones, différents moments, différents modèles; les résultats des diverses étapes peuvent servir à diverses tâches. Il importe de tenir compte des conditions aux limites des modèles utilisés pour les divers types d'analyse, correspondant aux diverses étapes et présentant un chevauchement. De cette façon, une imprécision aux limites entre les divers modèles peut être évitée.

Une analyse de risque de rupture de barrage peut se subdiviser en quatre étapes principales.

Étape 1 : Définition (méthode statistique) et simulation (modèle) de la rupture du barrage pour produire une série d'hydrogrammes de crue résultant de cette rupture. Des modèles physiques sont parfois utilisés pour déterminer ces hydrogrammes. Le modèle numérique est couramment adopté, car la zone à l'aval du barrage peut alors être incluse dans l'étude. Le modèle doit s'étendre suffisamment loin à l'aval pour éviter d'introduire des conditions aux limites aval imprécises, sources d'erreurs dans la simulation de la rupture du barrage. Dans certains cas, il est souhaitable d'utiliser des modèles bidimensionnels pour représenter des singularités d'écoulement à l'aval du barrage. Les diverses approches seront complémentaires. Une série d'hydrogrammes de crue résultant de la rupture du barrage sera choisie pour la poursuite de l'analyse. Si la simulation de l'onde de rupture de barrage ne laisse apparaître que des effets mineurs dans les zones à l'aval, les résultats de l'étape 1 peuvent être utilisés pour la classification de risque du barrage et la poursuite de l'étude sera inutile dans ce cas.

Étape 2 : L'écoulement d'une crue ou la propagation de l'onde de rupture de barrage à l'aval peut être étudié sur modèle physique ou numérique (mathématique). L'étude sur modèle numérique est actuellement la plus courante. Les conditions aux limites amont pour l'étape 2 sont les résultats de l'étape 1, c'est-à-dire les hydrogrammes de crue choisis résultant de la rupture du barrage. Les méthodes simplifiées d'étude ne sont pas recommandées, car elles fourniront des résultats imprécis dans des conditions d'écoulement fortement dynamique. La nécessité d'obtenir des résultats détaillés dans les évaluations de risque de rupture de barrage conduit également à adopter des modèles sophistiqués et des procédures de calcul numérique précises. Les résultats demandés sont des hydrogrammes en débits, niveaux et vitesses en des points importants, et des profils en long à certains moments.

Les résultats sont présentés sous forme de tableaux ou de graphiques. À partir de ces résultats, des cartes des zones d'inondation et des évaluations de risque peuvent être préparées.

Il est souhaitable de commencer la mise au point du modèle en considérant seulement le lit mineur de la rivière et le lit majeur avoisinant. L'hydrogramme de l'onde de rupture la plus critique est utilisé pour cette étude préliminaire. Les résultats de cette analyse servent à déterminer la submersion préliminaire, les

The performance of the analysis in different steps (breach development, flood wave propagation, etc.) has proved to be advisable because the effects of different parameters used in the sensitivity testing may have similar results and the number of results of a certain step in the DBHA, can be analyzed and summarized before they are used as input of the next step. Normally the different steps may consider different areas, different times, usage of different models; the results of the different steps may serve different tasks. It is important to consider boundary conditions of the models used for the different types of analysis at the different steps in an overlapping way. In such a way inaccuracy at the boundaries between the different models can be avoided.

A dam-break hazard analysis can be divided into four different main steps.

Step 1 : Definition (statistically) and simulation (model) of the dam-break event to produce a sequence of dam-break discharge hydrographs. In some cases physical modelling may also be used to define these hydrographs. Numerical modelling is common, because the area below the dam can then be included in the study. The model, nevertheless has to be extended downstream far enough to avoid use of inaccurate downstream boundary conditions, which could cause errors in the dam-break simulation. In some cases it may be advisable to use two-dimensional models to simulate special flow effects below the dam. The different approaches should be used complementarily. A sequence of dam-break discharge hydrographs are chosen for continuation of the analysis. If the simulated dam-break flood predicts only minor effects to downstream regions, the results of step 1 can be used for risk classification of the dam and continuation of the analysis would be useless in such case.

Step 2 : Flood routing or modelling of the dam-break wave propagation downstream from the dam can be done by physical or numerical (mathematical) modelling. Numerical modelling is nowadays more common. The upstream boundary conditions for STEP 2 are the results of STEP 1, i.e. the selected dam-break discharge hydrographs. Simplified routing methods are not recommended, because they will produce inaccurate results under strongly dynamic flow conditions. Also, requirements for detailed results to be used for dam-break hazard evaluations require comprehensive models and accurate numerical solution procedures. Output requirements are discharge, stage and velocity hydrographs at important locations and longitudinal profiles at certain times.

Output is provided in either table or graphical format. Based on this information, inundation mapping and hazard evaluations can be prepared.

It is advisable to start model development considering only the river channel and nearby floodplains. The most critical dam-break discharge hydrograph is used for this preliminary analysis. The results of this analysis are used to define preliminary flood coverage, flood flow overland routes and urban areas, forests,

chemins d'écoulement de crue et les effets des zones urbanisées, des forêts, des routes et des voies ferrées sur le champ d'inondation. Les coupures de méandres à l'intérieur du bassin ou la confluence avec un autre bassin fluvial doivent être prises en considération.

Le déversement sur des digues de protection contre les crues, et l'emplacement et les types de rupture de ces digues doivent être pris en compte. Toutes ces données seront introduites dans le modèle mis à jour pour une étude de crue précise. Il est évident que seuls des systèmes informatiques bien adaptés, avec des moyens importants pour la mise au point du modèle et le prétraitement, permettent le développement d'un modèle détaillé et précis en ne demandant qu'un effort raisonnable. Après la réalisation du modèle précis, l'information existante est utilisée pour l'étalonnage.

À l'intérieur des limites supérieures et inférieures, définies par un jugement d'expert, les résultats de l'essai de sensibilité sont analysés en vue d'évaluer les risques pour les zones non incluses dans le précédent modèle. Le temps d'arrivée de l'onde de crue, la vitesse de montée du niveau d'eau, la cote du niveau d'eau, les corps flottants, les sédiments, la glace seront pris en compte.

Étape 3 : La cartographie de la zone de submersion (crue), les évaluations de risque et le plan de secours en cas d'onde de rupture du barrage sont établis en utilisant les résultats de l'étude de l'onde de rupture et les informations sur les infrastructures, les biens et la population à risque, dans la zone susceptible d'être inondée par une rupture du barrage. L'analyse de risque porte sur les niveaux maximaux de l'onde de crue dans la zone étudiée (état permanent).

Il est couramment reconnu que les risques vis-à-vis des biens et des populations sont créés par les effets dynamiques de la crue. Un plan de secours nécessite également des informations sur le temps d'inondation des routes; sinon, le personnel des services de sécurité peut entrer dans la zone dangereuse et se faire piéger. Dans le passé, l'évaluation du risque de crue a été faite de façon très simplifiée, en utilisant un jugement d'expert. Actuellement, les Systèmes Informatiques Géographiques (SIG), la Cartographie Digitale et les Modèles de Terrain (DMT), sont de plus en plus utilisés, les autorités responsables des secours établissant leurs plans d'alerte courants à partir des systèmes SIG et DMT. Les autorités demandent souvent à recevoir les résultats de l'étude de risque de crue dans un format permettant une interface avec les systèmes SIG et/ou DMT; plusieurs des logiciels présentés dans le chapitre 11 permettent de telles interfaces.

Étape 4 : Les trois précédentes étapes de l'analyse traitent de la simulation de diverses ruptures de barrage et des crues en résultant, y compris les effets, en particulier les risques pour les vies humaines. Dans l'analyse de risque, chacun des phénomènes considérés est affecté d'une probabilité d'occurrence et se superpose à d'autres risques, tels que le risque de crue, la mauvaise qualité de certains barrages et les incidents d'exploitation sur des barrages ou des ouvrages hydrauliques annexes. Pour une série d'événements, le risque total peut être évalué et utilisé pour une prise de décision. L'analyse de risque est généralement établie pour une série de conditions d'état permanent. Appliquée à l'effet dynamique d'une rupture de barrage ou à des conditions d'exploitation exceptionnelles, l'analyse de risque peut intervenir dans la prise de décision pour juger la situation sous l'angle dynamique.

roads and railroad effects on flooding. Possible shortcuts within the basin or bifurcation into another river basin must be considered.

Overtopping of flood levees, and location and types of their failure must be assumed. All this information must be integrated into the up-dated model for accurate flood analysis. It is obvious that only user-friendly modelling packages, with extensive tools for model development and pre-processing allow for accurate detailed model development with reasonable effort. After the accurate model has been developed, the existing information is used for calibration.

Within the upper and lower limits, which are defined by expert judgment, the results of the sensitivity testing are analyzed in order to evaluate the hazards to areas not included in the former model. Time of flood wave arrival, speed of rise of the water level, elevation of water level, velocity, floating debris, sediment, ice must be considered.

Step 3 : Inundation (Flood) mapping, hazard evaluations and dam-break flood rescue planning are done by using the results of the dam-break flood analysis and the information on infrastructure, property and the population at risk, in the area which would be flooded by a potential dam-break. Hazard analyses the maximum flood elevations in the study area (steady state situation).

It is common knowledge that hazards to property and population at risk are created by the dynamically developing flood. Also a rescue plan needs information on the timing of the flooding of roads. Otherwise the rescue officers may enter the area and be trapped. Historically, flood hazard evaluation has been done in a very simplified way, using expert judgment. At present the use of Geographical Information Systems (GIS) and Digital Mapping and Terrain Models (DTM) is becoming more common and rescue authorities often develop their general emergency preparedness routines (others as dam-break flood preparedness) with GIS and DTM tools. Rescue authorities often ask to receive the results of the flood hazard analysis in a format to interface with GIS and/or DTM; several of the software packages introduced in chapter 11, offer such interfaces.

Step 4 : The previous three parts of the analysis deal with the simulation of different dam-break events and the resulting floods, as well as with resulting effects including hazards and potential for loss of life. In the Risk Analysis each of the chosen events is given a probability of occurrence and is superimposed with other risks such as flood occurrence, poor structural quality of certain dams and operational accidents at dams or secondary hydraulic structures. For a series of events the total risk can be evaluated and used for decision making. Also, risk analysis is commonly prepared for a series of steady state conditions. When applied to the dynamic development of a dam-break, or to operation under extreme situations, the risk analysis could become a decision making tool to judge the situation dynamically.

6. MÉCANISME DE RUPTURE DE BARRAGE

6.1. GÉNÉRALITÉS

Les enseignements tirés des accidents survenus à des barrages laissent apparaître que nous devons vivre avec les accidents et incidents de barrages. Les observations et les analyses soignées faites à l'occasion de ces événements sont importantes pour plusieurs raisons :

- En reconstituant l'accident, on peut déterminer ses causes, ce qui permet de mettre au point des mesures correctives pour améliorer la sécurité, empêcher l'événement ou réduire les effets.
- La compréhension de la dynamique de l'accident et des facteurs de limitation permet de développer un modèle fiable de l'évolution de la rupture d'un barrage et d'obtenir des informations fondamentales pour l'Analyse du Risque de Rupture de Barrage.
- Des données sur des incidents survenus dans le passé sont essentielles pour l'étalonnage du modèle et la vérification des résultats.
- L'étude et la reconstitution détaillée ou la simulation de l'événement devront inclure des informations sur les effets dynamiques et les risques d'occurrence. Cela revêt une grande importance pour l'organisation de services efficaces d'alerte et de secours.

Peu d'informations détaillées sont disponibles sur des ruptures de barrages, c'est-à-dire sur la rupture proprement dite, ou la propagation et les effets de l'onde de crue en résultant. Certaines données sur des ruptures de barrages ont été rassemblées et analysées statistiquement par le Comité ad hoc CIGB de l'Interprétation Statistique des Ruptures de Barrages (Bulletin 99, 1995).

Les données les plus courantes sur les ruptures de barrages sont la géométrie de la brèche finale dans le barrage, des informations sur le volume de retenue, le niveau d'eau et les apports dans la retenue. Dans certains cas, les conditions d'exploitation et les interventions du personnel d'exploitation sur la manœuvre des vannes en période critique, les conditions de fonctionnement de l'usine hydroélectrique, etc., sont connues. Dans quelques cas, des observations sur la rupture du barrage, faites par des personnes non professionnelles, sont disponibles. Dans les zones submergées à l'aval du barrage, les observations les plus courantes portent sur le niveau maximal de crue et le temps d'arrivée de l'onde de crue en divers points significatifs. Dans les cas de barrages petits et moyens (classification CIGB), les conditions d'écoulement et de remous à l'aval du barrage peuvent avoir des effets importants sur le mécanisme de rupture de barrage. De nouvelles données sur les observations et recherches concernant le mécanisme de rupture de barrage seront utilisées dans le présent rapport. Il est évident que des facteurs externes, tels que le volume de retenue, la dynamique d'écoulement dans le réservoir et les conditions de remous à l'aval du barrage ont parfois des effets importants sur le mécanisme de rupture de barrage. Aussi, la modélisation de la rupture de barrage devra-t-elle inclure des conditions aux limites qui permettront une simulation précise des effets externes.

6. DAM-BREAK MECHANISM

6.1. GENERAL

Lessons from current and past dam incidents makes us aware that we must live with dam accidents and incidents. Observations and the careful analysis of them are important for several reasons :

- By reconstructing the accident we may determine the reasons for it, enabling the development of remedial measures to improve safety, prevent the event or mitigate the effects.
- By understanding the dynamics of the accident and the limiting factors we may develop a reliable model of dam breach development and gain important basic information for the Dam-break Hazard Analysis.
- Data on historic incidents are essential for the calibration of the model and verification of the results.
- Investigation and detailed reconstruction or simulation of the event should include information about event dynamics and risks of occurrence. This is important for the development of efficient contingency and rescue services.

Little detailed information is available on observed dam-break events, i.e. the dam-break itself or the propagation and effects of the resulting flood wave. Some data on dam-breaks have been collected and analysed statistically by the ICOLD Ad-hoc Committee on Statistical Interpretation of Dam Failures (Bulletin 99, 1995).

The most common data on the dam-breaks are the final dam breach geometry and information on reservoir volume, stage and inflow into the reservoir. In some cases operational activities and contingency actions of dam operators on gate operation, hydro power-plant operations etc. are available. In some cases non-professional observations on the dam-break are available. In the flooded areas downstream from the dam, information on maximum flood elevation and time of flood wave arrival at significant locations are the most common observations. In the cases of small and midsize dams (ICOLD classification) flow and backwater conditions downstream from the dam may be important for the dam-break mechanism. New information on observations and research on the dam-break mechanism will be used in this report. It is obvious that outside factors such as volume and flow dynamics in the reservoir and backwater conditions downstream from the dam, may have significant effects on the dam-break mechanism. Therefore, modelling of the dam-break should include boundaries which provide for accurate simulation of outside effects.

Le facteur qui limite le plus la précision dans l'étude sur modèle de la crue résultant d'une rupture de barrage est le manque d'informations sur les causes et les mécanismes de rupture de barrage, et sur les raisons pour lesquelles certains incidents provoquent une rupture et d'autres ne le font pas. Un objectif important de l'analyse de rupture de barrage est de fournir une simulation précise et fiable de rupture, mais d'autres sujets revêtent une importance équivalente. Afin que les mesures correctives réussissent, il est nécessaire de détecter suffisamment tôt les anomalies de l'ouvrage et de bien définir les conditions de sécurité ou d'insécurité de la structure.

L'efficacité d'une opération de secours en cas d'onde de rupture de barrage dépend de la disponibilité d'une analyse d'onde de rupture, de la rapidité de déclenchement de l'alerte, de la réception des avis d'alerte par la population à risque, et du temps disponible avant l'arrivée de l'onde de crue. Afin d'être efficaces dans les zones proches du barrage, les opérations d'alerte doivent démarrer au premier signe d'anomalie; une telle rapidité peut présenter un risque élevé de fausse alarme. La crainte d'une fausse alarme risque d'empêcher les autorités responsables de déclencher l'alerte avant que la rupture du barrage se produise. Le déclenchement de l'alerte peut alors survenir trop tard. Des informations précises sur le niveau de risque sont donc nécessaires au cours de l'évolution de la rupture et, en particulier, au cours de la phase initiale (Reiter, 1989a).

Les causes de rupture de barrage comprennent :

- Rupture structurale (renard ou fissuration de barrages en remblai, glissement ou renversement de barrages en béton).
- Submersion (évacuateur de crue insuffisant, erreur d'exploitation, glissement de versant dans la retenue).
- Sabotage.

Les principaux paramètres relatifs au processus de formation de la brèche dans le barrage sont :

- Moment d'ouverture de la brèche
- Forme de la brèche
- Profondeur de la brèche
- Vitesse de rupture d'éléments du barrage.

Les quatre paramètres précédents dépendent des facteurs suivants :

- Type du barrage
- Résistance des appuis à l'érosion en cas de submersion
- Volume évacué (volume de retenue + volume de crue)
- Dynamique de l'écoulement dans la retenue
- Dynamique de l'écoulement à l'aval du barrage.

Les hypothèses de rupture sont à présent choisies à partir d'observations faites lors de ruptures de barrages (en général, seule la forme finale de la brèche est considérée) et à partir d'évaluations statistiques. En raison de la complexité de la dynamique de rupture de barrage, une analyse de sensibilité sera préparée pour définir les limites supérieure et inférieure probables de l'hydrogramme de la crue de

The factor which most limits accuracy in dam-break flood modelling is the lack of information on why and how dams have failed, why some dam incidents did create a dam-break and others did not. A major task of the dam-break analysis is to provide an accurate and reliable dam-break simulation but other subjects are of equal importance. Successful remedial measures need early detection of structural abnormalities and a better definition of structurally safe and structurally unsafe conditions. Analytical structural analysis should consider both safe and unsafe conditions.

Dam-break flood rescue action efficiency is related to the availability of the dam-break flood analysis, to the speed with which a decision on warning can be made, to the receipt of the emergency information by the population at risk, and available time before the flood wave arrives. To be efficient in near dam areas, the rescue activities must be started at the first sign of abnormality; such early will have a high risk of false alarm. Fear of a false alarm may prevent warning by rescue authorities until the dam failure occurs. The release of the alarm may be then too late. Thus, accurate information on the risk level for a dam-break is needed during its development and specially in the initial phase (Reiter 1989a).

Causes of dam-break include :

- Structural failure (piping or cracking of embankment dams, sliding or overturning of concrete dams)
- Overtopping (insufficient spillway, mistake in operation, landslides into the reservoir)
- Sabotage

The main parameters in the dam breach process are :

- Time of breaching
- Breach shape
- Breach depth
- Collapsing speed of structural parts in the dam.

All of the four preceding parameters depend on :

- Type of the dam
- Erodibility of the abutments in case of overtopping
- Size of the outflow volume (reservoir volume + flood volume)
- Flow dynamics in the reservoir
- Flow dynamics downstream from the dam

Failure assumptions are at present chosen from historic dam-break observations (normally only the final breach form) and from statistical evaluations. Due to the complexity of dam-break dynamics a sensitivity analysis should be prepared to define probable upper and lower limits of the dam-break hydrograph. New approaches apply structural analysis to evaluate unsafe conditions of concrete

rupture de barrage. De nouvelles approches font intervenir une analyse structurale pour évaluer les conditions d'insécurité des barrages en béton et des barrages en remblai, d'autres définissant les processus d'érosion des fondations, des appuis et du barrage lui-même.

Afin de parvenir à la mise au point d'un modèle numérique fiable de simulation de rupture de barrage, une recherche internationale doit être lancée et l'expérience acquise lors de précédents événements doit être améliorée. Les principales parties d'un tel projet seront :

- Observations de ruptures de barrages
- Recherches physiques sur la dynamique de rupture de barrage
- Essais de rupture de barrage *in situ*, à grande échelle
- Évaluation de méthodes numériques de conception de barrage en vue de leur utilisation pour simuler les «conditions d'insécurité»
- Évaluation de méthodes numériques destinées à simuler les processus d'érosion et de rupture non linéaire des barrages en remblai
- Développement de nouvelles méthodes numériques pour la simulation de la rupture de barrage, l'étalonnage et la vérification des méthodes, en se servant des observations, de modèles physiques et d'essais *in situ* à grande échelle.

6.2. ANALYSE STATISTIQUE DES RUPTURES DE BARRAGES

Les caractéristiques de l'onde de rupture de barrage dépendent du processus d'ouverture de la brèche et, en particulier, des dimensions et de la forme de la brèche et de son évolution. Dans la littérature, plusieurs ruptures de barrages sont mentionnées. En Italie, elles ont été recensées par le Service National de Protection contre les Risques Hydrogéologiques (Giuseppetti *et al.*, 1990). D'après l'analyse statistique présentée par Goubet (1979), sur la base d'un nombre approximatif de 15 000 grands barrages dans le monde, il y a en moyenne 1,5 rupture de barrage par an, ce qui conduit à une probabilité de rupture de 10^{-4} par barrage et par an. Johnson et Illes (1976) ont signalé 114 cas de ruptures :

- 44 ruptures se sont produites au cours du premier remplissage de la retenue (38 %);
- 43 ruptures ont été causées par une submersion du barrage (38 %);
- 27 ruptures sont survenues au cours de l'exploitation normale du barrage (24 %).

Au cours des 25 dernières années, il y a eu 36 ruptures de barrages en terre (20 par submersion, 13 par érosion interne et 3 résultant d'un séisme) et 2 ruptures de barrages-poids (1 en béton, 1 en maçonnerie).

Biswas et Chatterjee (1971) ont indiqué des résultats identiques. Un document très intéressant concernant des cas de ruptures de barrages est «Leçons tirées des accidents de barrages», publié par la CIGB en 1974. Les données recueillies portent sur 534 accidents survenus sur 426 barrages (certains barrages ont subi plus d'un accident), de hauteur supérieure à 5 m. Les données provenaient de 43 pays

and embankment dams and some define the erosion process of foundations, abutments and the embankment itself.

To fulfil the tasks for the development of a reliable numerical dam-break simulation model, international research should be initiated and experience gained in earlier projects should be activated. Important parts of such a project would be :

- Observations of dam-breaks
- Physical research on dam-break dynamics
- Large scale dam-break field tests
- Evaluation of numerical methods of dam design for use in simulating “unsafe conditions ”
 - Evaluation of numerical methods to simulate the erosion and non-linear collapsing process of embankment dams
 - Development of new numerical methods for simulation of the dam failure, calibration and verification of the methods with observations, physical modelling and large scale field tests.

6.2 STATISTICAL ANALYSIS OF HISTORICAL DAM-BREAKS

The characteristics of a dam-breach wave depend upon the way the dam is breached, and in particular on the dimensions and shape of the breach and its schedule of development. In the literature there are several reports of historical dam failures. In Italy they have been reviewed by the National Group for the Defence against Hydrogeological Hazards (see Giuseppetti *et al.*, 1990). According to the statistical analysis presented by Goubet (1979), on the basis of the approximately 15 000 large dams existing throughout the world there are on average about 1.5 dam collapses per year, which means that the probability of collapse is 10^{-4} per dam, per year. Johnson and Illes (1976) reported on 114 historical cases of collapse. The circumstances in which collapses took place were:

- 44 failures occurred during first filling of the reservoir (38 %);
- 43 failures were caused by dam overtopping (38 %);
- 27 failures occurred during normal operation of the dam (24 %).

In the last 25 years there have been 36 earthfill dam failures (20 by overtopping, 13 by internal erosion, and 3 for earthquake), and 2 gravity dam failures (1 concrete and 1 masonry).

Biswas and Chatterjee (1971) reported similar results. The text of major interest on historical cases of dam failures is “ Lessons from dam incidents ” published by ICOLD in 1974. The data collected are relevant to 534 incidents which happened to 426 dams (some dams suffered more than one incident) of height larger than 5 m. The data were from 43 countries which represented 96 % of the dams

possédant 96 % des barrages répertoriés dans le Registre Mondial des Barrages. Les accidents se répartissent comme suit :

1. 290 accidents survenus, dans la période 1960-1965, sur des barrages de hauteur supérieure à 15 m (comprenant 71 ruptures);
2. 98 accidents survenus, au cours de la même période, sur des barrages de hauteur entre 5 et 15 m;
3. 78 accidents survenus avant 1900;
4. 68 accidents survenus au cours de la construction et dans certaines circonstances particulières.

Pour les barrages des catégories 1, 2 et 3, la CIGB a établi une autre classification basée sur le niveau de dégâts subis par l'ouvrage. Les dégâts suivants furent définis :

- Rupture - Type 1 : rupture grave ayant entraîné l'abandon complet du barrage;
- Rupture - Type 2 : rupture qui a pu être sérieuse, mais qui a toutefois laissé la possibilité de réparer avec succès les dégâts et de remettre le barrage en service;
- Accidents : incidents de faible importance.

Le nombre total de ruptures des Types 1 et 2 et le nombre total d'accidents survenus dans le passé sont :

- Rupture - Type 1 84 barrages
- Rupture - Type 2 118 barrages
- Accidents 332 barrages

Dans le document « Leçons tirées des accidents de barrages », d'autres classifications peuvent être trouvées : suivant l'âge du barrage et suivant le type d'ouvrage. L'analyse des « Accidents, conditions et faits » ayant pu conduire à une rupture reste ouverte!

Plus récemment, la CIGB a constitué un Comité ad hoc de l'Interprétation Statistique des Ruptures de Barrages. Les conclusions tirées des données disponibles sont les suivantes :

- Le pourcentage de ruptures de barrages a décru au cours des quatre dernières décennies; 2,2 % des barrages construits avant 1950 se sont rompus. Le taux de rupture relatif aux barrages construits depuis 1951 (à l'exclusion de la Chine) est inférieur à 0,5 % (voir Bulletin CIGB n° 99, 1995).
- En valeur absolue, la majorité des ruptures concerne de petits barrages, mais ceux-ci constituent aussi la majorité des barrages construits.
- Le rapport entre le nombre de barrages rompus de hauteur H et le nombre de barrages construits de hauteur H varie très peu avec la hauteur.
- La plupart des ruptures concernent des barrages jeunes. Celles-ci surviennent le plus fréquemment au cours des 10 premières années après la construction et plus spécialement pendant la première année d'exploitation.
- Ce sont les barrages construits au cours de la décennie 1910-1920 qui ont subi le taux de rupture le plus élevé.

included in the World Register of Dams. The incidents were subdivided into the following categories:

1. 290 incidents occurred from 1960 to 1965 to dams of height larger than 15 m (including 71 failures);
2. 98 incidents occurred in the same period to dams of height ranging from 5 to 15 m;
3. 78 incidents occurred before 1900;
4. 68 incidents occurred during construction and particular cases.

For dams in categories 1, 2 and 3, ICOLD formed another classification based on the degree of damage suffered by the structure. The following damages were defined :

- “ Failure 1 ” (F1) which is a major failure involving the complete abandonment of the dam;
- “ Failure 2 ” (F2) defined as a failure which at the time may have been severe, but has permitted the extent of damage to be successfully repaired and the dam returned to use;
- “ Accidents ” which are incidents of minor importance.

The total number of failures of types “ F1 ” and “ F2 ” and the total number of “accidents” occurred in the past are:

- Failure F1 84 dams
- Failure F2 118 dams
- Accidents 332 dams

In the original text “ Lessons from dam incidents ” other classifications can be found according to dam age and structural type. The analysis of “ Accidents, conditions and facts ” which could have led to a failure remain open!

More recently ICOLD has formed an ad hoc Committee on the Statistical Interpretation of Dam Failures. The conclusions drawn on the basis of the available data are the following:

- The percentage of dam collapses has decreased during the last four decades: 2.2 % of dams built before 1950 collapsed. Dam-breaks as a percent of dams built after 1951 is less than 0.5 % excluding China (see ICOLD Bulletin n° 99, 1995).
- In absolute value, the majority of dam failures involve the dams of smallest height, the majority of large dams.
- The ratio between the number of failure of dams of a given height and the total number of existing dams of the same height varies little with the dam height.
- The largest number of failures is among new dams. The failure frequently occurs during the first 10 years after dam construction, and especially during the first year.
- The dams which were built during the decade 1910-1920 are those which had the largest number of failures in percentage.

- Pour les barrages en béton, les problèmes de fondation constituent la cause de rupture la plus fréquente : érosion interne (21 %) et résistance au cisaillement insuffisante (21 %) de cette fondation.

- Dans les barrages en remblai, la submersion constitue la principale cause de rupture (31 % comme cause principale, 18 % comme cause secondaire), suivie par l'érosion interne du corps du barrage (15 % comme cause principale et 13 % comme cause secondaire) et l'érosion interne des fondations (12 % comme cause principale et 5 % comme cause secondaire).

- Pour les barrages en maçonnerie, la cause de rupture la plus fréquente est la submersion (43 %) suivie par l'érosion interne des fondations (29 %).

- Quand la rupture est imputable aux ouvrages annexes, c'est l'insuffisance de capacité des évacuateurs qui intervient le plus fréquemment (22 % comme cause principale, 39 % comme cause secondaire).

- Les dispositions retenues à la suite de ruptures de barrages ont été le plus souvent : abandon de l'ouvrage (36 %), reconstruction d'un ouvrage de type différent (17 %), reconstruction totale à l'identique (16 %), réparation des zones détériorées (13 %).

6.3. CONSIDÉRATIONS PHYSIQUES SUR LA RUPTURE DE BARRAGE

6.3.1. Généralités

Le modèle physique a été utilisé, en premier lieu, pour l'étude de la propagation de l'onde de crue, et la rupture du barrage était supposée instantanée. Les ruptures survenues dans le passé ont montré qu'une rupture instantanée se produisait le plus souvent sur des barrages-voûtes minces. Des modèles physiques d'érosion de barrages en remblai furent mis au point pour vérifier les hypothèses de rupture non instantanée. Il y a plusieurs types de modèles physiques pouvant être utilisés pour l'analyse de rupture de barrage :

- Modèles réduits de rupture de barrage, en laboratoire (canal ou autres modèles réduits);
- Essais *in situ*, à grande échelle;
- Digue fusible : essais en laboratoire et *in situ*;
- Essais de résistance à la submersion des types, formes et matériaux de barrage;
- Essais de renard concernant des barrages en remblai.

L'écoulement à travers une brèche dépend principalement des forces de gravité et d'inertie une fois que la brèche s'est formée; les autres forces sont généralement négligées. Les rapports entre le modèle physique et l'ouvrage réel sont fonction du nombre de Froude. L'érosion des matériaux du barrage résulte des forces de cisaillement. Dans un modèle physique, il est nécessaire d'étalonner les dimensions des matériaux de remblai pour compenser les faibles valeurs du nombre de Reynolds résultant de l'échelle adoptée. La vitesse de sédimentation des matériaux érodables, ainsi que le degré d'érosion, doivent être pris en compte. Le comporte-

- For concrete dams, problems involving foundations are the most frequent cause of failure : internal erosion of foundation (21 %) and resistance to sliding (21 %).

- Considering earthfill dams (i) overtopping represents the main cause of failure (31 % as the main cause, 18 % as a secondary cause), followed by (ii) internal erosion of dam bulk (15 % as the main cause and 13 % as a secondary cause) and (iii) internal erosion of foundations (12 % as the main cause and 5 % as a secondary cause).

- For masonry dams the most frequent causes of failure are (i) overtopping (43 %), followed by (ii) internal erosion of foundations (29 %).

- Failure as the consequence of insufficient capacity of spillways during passage of maximum floods is the main cause 22 % of the time, and a secondary cause 39% of the time.

- In the historic failures of dams, failure resulted in abandonment of the dam (36 %), reconstruction with a new design (17 %), overall reconstruction with the same design (16 %), reconstruction of deteriorated elements (13 %).

6.3 PHYSICAL CONSIDERATION OF A DAM-BREAK EVENT

6.3.1. General

Physical modelling was first concerned with the modelling of the floodwave propagation and the dam-break was assumed to be instantaneous. Historical dam-breaks indicated that an instantaneous failure most often occurred for cases of thin arch dams. Physical models of the erosion of embankment dams were performed to verify non-instantaneous dam-break assumptions. There are several physical modelling approaches which can be used for dam-break analysis:

- Dam-break models in laboratory scale (flumes or other scaled models)
- Large scale field tests
- Fuseplug, laboratory and field tests
- Tests on overtopping resistance of dam types, shapes and materials

- Piping tests of embankment dams

Flow through a breach is mainly governed by gravity and inertia forces when the breach has already formed; other forces are normally neglected. The ratios between the physical model and the prototype are a function of the Froude number. Erosion of dam material and sediment transport occurs as a result of tractive shear. In a physical model it is necessary to adjust the sediment (dam material) size to compensate for the small Reynolds numbers arising as a result of scaling. Settling velocity of the erodible material must be considered as well as erosion rate. The structural behavior of different parts of the dam (impervious core, dam body, filters etc.) is governed by gravity and cohesive forces. Material must be scaled due to both

ment structural des différentes parties du barrage (noyau étanche, recharges, filtres, etc.) est régi par les forces de gravité et de cohésion. Les matériaux doivent être étalonnés compte tenu des échelles géométriques et de densité. L'échelle de densité tiendra compte du compactage du remblai. Dans le cas d'un noyau d'étanchéité, il est difficile d'ajuster correctement la cohésion aux matériaux et à la géométrie des autres zones du modèle réduit. Afin d'obtenir une cohésion correcte, le noyau étanche doit être modifié (noyau plus mince dans le modèle). Pour plus de détails, se reporter à Pugh et Gray (1984).

Bien que la nécessité d'avoir recours à des modèles physiques pour l'étude de rupture de barrage soit évidente en raison des nombreuses incertitudes, peu de recherches ont été effectuées et publiées. La plupart des études sur modèles physiques ont été faites sur des modèles à petite échelle, ce qui rend aléatoires les applications des résultats. Les résultats d'études particulières sur modèles sont souvent tenus secrets pour des raisons légales et ne sont pas connus du public. Le court résumé suivant et les références doivent donc être considérés seulement comme une indication de l'ensemble des résultats d'études sur modèles.

6.3.2. Modèles réduits de rupture de barrage, en laboratoire

Grzywiński (1966) a étudié au Laboratoire d'Hydraulique de l'Université Technique de Vienne la «Rupture de barrages classiques par submersion», en prenant comme exemple un barrage prototype de 150 m de hauteur (barrage en enrochement, à noyau étanche central). La rupture fut provoquée par une vague résultant d'un glissement de terrain. Après des études préliminaires en canal vitré, un modèle tridimensionnel fut construit à l'échelle 1/500. Les résultats de cette étude, ainsi que des recommandations sur l'application des lois d'étude sur modèle, ont été publiés par Grzywiński (1971).

Sametz (1981), à l'Université Technique de Graz, a étudié la rupture par érosion de barrages en remblai, résultant d'une submersion. Une série de matériaux de barrage, de noyaux étanches et de volumes de retenue firent l'objet de recherches sur modèles. Un canal de 0,758 m de largeur et des hauteurs de barrage de 0,3 à 0,6 m furent utilisés au laboratoire. La recherche avait pour objectif principal de simuler la rupture par érosion de barrages en terre et en enrochement, de grande hauteur, dans des vallées alpines, avec retenues de volume relativement faible. Seule la phase I de rupture, la brèche initiale d'érosion, était simulée. L'érosion latérale était prise en considération en alimentant l'écoulement dans la brèche en matériaux du barrage et en estimant la largeur approximative de la brèche qui en résultait. À partir de son étude sur modèle physique, Sametz a déduit une équation empirique la plus appropriée, en vue de déterminer le niveau d'érosion dans la rupture de barrage, Q/G , à partir d'un coefficient d'érosion et de plusieurs facteurs dépendant du cas étudié. Ces facteurs ont été publiés par L. Sametz (1981), et H. Simmler et L. Sametz (1982).

Le State Power Company IVO et le National Board of Waters and the Environment de Finlande ont effectué une série d'études de rupture de barrage, en laboratoire, au cours de la période 1986-1988, en utilisant des modèles de barrages, de 1 m de hauteur environ. Des barrages en remblai, avec noyau étanche central et recharges amont et aval en enrochement, ainsi que des barrages en terre homogène furent étudiés. Les recherches ont montré qu'après submersion du noyau étanche et

geometrical and density scales. Density scaling must consider compaction of the fill. In the case of an impervious core, it is difficult to model cohesion correctly with scaled material and geometry of the dam parts as well. To meet correct cohesion the impervious core must be changed (thinner core in the model). For more details see Pugh & Gray, (1984).

Although the need for physical model studies relating to dam-breaks is obvious because of the many uncertainties, little research has been conducted and published. Most of the physical model studies have been conducted at small model scales, which makes applications of the results uncertain. Results of specific model studies are often secret for legal reasons and do not become public information. The following short summary and references should, therefore, be considered as only an indication of the total results of model studies.

6.3.2. Dam-Break Models in Laboratory Scale

Grzywiński (1966) investigated in the hydraulic laboratory at the technical University of Vienna the " Failure of conventional dams by overtopping " with an example of a 150m high prototype dam (Rockfill dam with central core). The failure was initiated by a landslide induced wave. After preliminary investigations in a glass flume, a three-dimensional model was built at a scale of 1:500. The results of this study, as well as recommendations for application of model laws, were published by Grzywiński (1971).

Sametz (1981), at the Technical University of Graz, investigated the erosion failure of embankment dams due to overtopping. A sequence of dam materials, impervious cores, and reservoir volumes were tested in his model research. A flume 0.758 m in width and dam heights of 0.3 to 0.6 m were used in the laboratory. The research intended to primarily simulate the erosion failure of high earth and rockfill dams in alpine valleys with relatively small reservoir volumes. Only the dam-break phase 1, initial erosion cut was simulated. Lateral erosion was considered by feeding dam material into the breach flow and estimating the approximate breach width which would result. Based on his physical model research Sametz derived an empirical best fit equation to determine the dam-break erosion rate Q/G from an erosion number and several case-dependent factors. These factors are published in L. Sametz (1981), and H. Simmler and L. Sametz (1982).

Finland's State power company IVO and the National Board of Waters and the Environment conducted a series of dam-break laboratory studies in 1986-1988 using approximately one-meter high model dams. Embankment dam types with central impervious cores and supportive upstream and downstream rockfill zones as well as homogenous earth dams were investigated. The research showed that after overtopping of the impervious core and with even minor overtopping of the dam

avec un déversement faible et uniforme sur la crête du barrage, l'enrochement, du fait de sa capacité drainante élevée, était capable de décharger l'eau à l'aval pendant un temps relativement long sans rupture du barrage. Après saturation de la recharge aval, des forces de sous-pression commençaient à agir et un chenal d'érosion se formait rapidement. Pour des modèles de noyau constitué de moraine glaciaire, les processus d'érosion et de formation de la brèche ne différaient pas beaucoup de ceux observés lors des ruptures de barrages en terre homogène. Il n'y a pas de publications disponibles sur ces études.

S. Pan et E. Loukola ont présenté un rapport sur une étude commune Sino-Finlandaise (1993) relative à l'hydrodynamique de rupture de barrage, ce rapport figurant dans la série de publications du National Board of Waters and the Environment de Finlande. Ce rapport comprend deux parties : 1) Enquête sur l'étude de la sécurité des barrages en Chine, 2) Étude sur modèle hydraulique d'une brèche fixe dans un barrage. La recherche chinoise sur les ruptures de barrages a porté sur des études de rupture de barrage en laboratoire, associées à des études, sur modèles physiques, de la propagation de l'onde de crue. Seuls des rapports concernant des aménagements chinois sont disponibles. Des études sur modèle, à plus grande échelle, de digues fusibles ont été identifiées (voir paragraphe 6.3.4.). Une étude sur modèle physique a été préparée pour définir les conditions d'écoulement dans une brèche fixe. Des variations de pression et des zones de pression négative ont été observées. On a également noté que le processus d'érosion dissymétrique associé aux jets et courants d'eau augmentait la turbulence et les variations de pression. Les recherches ont également porté sur les méthodes d'observation à utiliser dans les essais in situ à grande échelle.

6.3.3. Essais in situ, à grande échelle

Des essais in situ, à grande échelle, sont nécessaires pour compléter les essais en laboratoire et déterminer l'effet des différentes échelles sur la précision. Les études de rupture de barrage, à grande échelle, sont rares et concernent essentiellement des ouvertures de brèches dans des batardeaux ou dans de vieux barrages, avec présentation sommaire des résultats. Les références comprennent seulement des ruptures provoquées par l'homme.

Des essais in situ ont été effectués par Borowicka (1968) sur une section de digue de 20 m de longueur. La résistance de la digue à l'érosion de surface était le principal objectif de l'étude. Le barrage était constitué de graviers sableux et argileux, et comportait un noyau d'argile de 1 m d'épaisseur. Après un déversement de deux heures environ, la recharge aval du barrage fut érodée jusqu'à 1,5 m au-dessous de la crête du noyau. La rupture du noyau d'argile survint 2 heures 1/2 environ après le début du déversement. Aucune érosion importante du noyau d'argile ne fut observée.

P.K. Nagarkar, M.S. Pattihal et Deshpande (1978) ont relaté les observations sur « l'érosion progressive d'une brèche à travers un barrage en terre construit il y a 90 ans (le barrage de Waghad) » sur la rivière Kolwan, en Inde. Après 90 ans d'exploitation, il fut décidé de construire un nouveau barrage, à environ un kilomètre à l'aval, pour créer une retenue 5 fois plus grande que la retenue existante. Une brèche fut ouverte dans le vieux barrage, le 23 novembre 1977, avant qu'il fût submergé, et le processus d'érosion fut étudié. Un volume de retenue de

crest, the rockfill, with its high filter capacity, was able to discharge water downstream for a remarkably long time without failure initiation. After the wetting of the supporting downstream dam body, uplift forces began to act soon, and an erosion channel was formed rapidly. For models of a central core built from glacial till, the erosion procedure and breach times did not differ significantly from those for homogenous earth dam failures. There are no publications available on this research.

S. Pan & E. Loukola presented a report on the Chinese-Finnish cooperative research work on dam-break hydrodynamics in 1993 in the publication series of the Finnish National Board of Waters and the Environment. This publication consists of two parts, I : Investigation report on dam safety research in China and II : Report on hydraulic model test on fixed dam-break opening. Dam-break research in China has been conducted on laboratory-scale dam-break studies, combined with physical modelling of flood wave propagation. Only Chinese project-dependent reports are available. More large scale fuse-plug modelling studies have been identified as required (see chapter 6.3.4). A physical modelling study has been prepared to define flow conditions in a fixed breach opening. Pressure fluctuations and areas of negative pressure have been observed. It was also noted that the unsymmetrical erosion process of water jets and currents increases turbulence and pressure fluctuations. The research also evaluated observation methods to be used in large-scale field tests.

6.3.3. Large-Scale Field Tests

Large-scale field tests are required to complete laboratory tests and identify the effect of different scales on accuracy. Large-scale dam-break research is rare and consists largely of sparsely-documented results of the breaching of cofferdams or old dams. References include only man-initiated dam failures.

Field tests have been conducted on a 20 m long dike section by Borowicka (1968). Resistance of the dike against surface erosion was the primary objective. The dam material was sandy and loamy gravel with a 1m thick clay core. After approximately two hours of overtopping the downstream dam body was eroded to 1.5 m below the crest of the clay core. Collapse of the clay core occurred approximately 2.5 hours after the start of the overtopping. No significant erosion of the clay core was reported.

P.K. Nagarkar, M.S. Pattihal and Deshpande (1978) reported on the observations of “ progressive erosion of a cut through 90 years old earthen dam, (Waghad dam) ” at River Kolwan, India. After 90 years of service life it was decided to build a new dam about one kilometer downstream to impound a storage 5 times larger than the existing dam. The dam was breached on 23 November 1977, before it was submerged and the rate of erosion was studied. The reservoir volume utilized for the breaching process was 9.6 millions m³, the time of breaching was

9,6 millions de mètres cube fut utilisé, avec écoulement à travers la brèche pendant 17 heures, le débit maximal atteint étant de 280 m³/s. L'argile très plastique du noyau s'avéra extrêmement résistante à l'érosion, et le processus d'ouverture de la brèche continua à se manifester par érosion de la zone aval du barrage (affouillement par l'écoulement très turbulent) et rupture d'une partie du noyau après disparition de son support (zone aval du barrage).

W.A. Odendaal et F.G. van Zyl (1979) ont établi un rapport sur la « Rupture d'un batardeau par submersion » sur la rivière Mogol (Transvaal, Afrique du Sud). Le batardeau, de 22 m de hauteur, fut conçu pour être incorporé dans le barrage principal. Il fut submergé par une crue en mars 1977 et une brèche s'ouvrit dans l'ouvrage. Le barrage avait un noyau central en argile sableuse, avec filtres de sable et gravier sur les deux côtés, et comportait des recharges en enrochement de dimension maximale 800 mm, compacté en couches de 1,5 m d'épaisseur. La crête du batardeau avait 5 m de largeur. Avant le début d'ouverture de la brèche, une partie du batardeau fut abaissée pour fournir une capacité supplémentaire de déversement. Cela ne fut pas suffisamment efficace, et en moins de 2 heures 1/2 une brèche s'ouvrit dans le batardeau, sa largeur atteignant 100 m environ. Le noyau d'argile résista à l'érosion et une rupture progressive se produisit après effacement du support aval en enrochement. Après la crue, une hauteur de 3 m de noyau resta intacte au-dessus de la fondation.

Les temps suivants furent notés après submersion de la crête du barrage :

– Érosion de l'enrochement aval	1 heure 25 minutes
– Temps de rupture du noyau	20 minutes
– Érosion latérale à partir de l'ouverture principale de la brèche jusqu'à la stabilisation du profil du niveau d'eau	45 minutes
Temps total d'ouverture de la brèche	2 heures 30 minutes

L'érosion latérale continua dans les deux directions, avec une vitesse de progression de l'ordre de 60 m/heure, ce qui est en bon accord (légèrement plus lent) avec les essais sur digues fusibles réalisés par BUREC/USA et la Chine.

6.3.4. Digue fusible : essais en laboratoire et in situ

Une digue fusible est un ouvrage en terre et en enrochement, avec noyau étanche, conçu pour être emporté lors de certaines crues exceptionnelles. La digue fusible est conçue pour s'effacer dans des conditions prévisibles et contrôlées; les matériaux de la digue, le type d'organe d'étanchéité et les zones du barrage sont choisis pour résister dans des conditions normales d'exploitation sauf lors de la crue de projet. De nombreuses études de digues fusibles, sur modèles physiques en laboratoire et au moyen d'essais in situ, ont été effectuées aux États-Unis et en République Populaire de Chine.

Albrook (1959) a conduit des études préliminaires et des essais in situ pour le projet d'aménagement hydroélectrique d'Oxbow (Idaho, États-Unis). Les essais in situ furent exécutés sur une digue de 4,1 m de hauteur, en sable alluvial (d₅₀ = 8 mm) et gravier alluvial (d₅₀ = 27 mm), dans des sections d'étude rive gauche et rive droite. L'organe d'étanchéité était constitué d'un noyau mince incliné, en argile.

approximately 17 hours, and the maximum outflow was about 280 m³/s. The highly plastic clay of the core proved to be extremely erosion resistant and the breaching process continued to expand laterally by erosion of the downstream dam body (caving due to undercutting by highly turbulent flow) and collapsing of parts of the clay core after the removal of its supporting structure (downstream dam body).

W.A. Odendaal and F.C. van Zyl (1979) reported on the “ Failure of a cofferdam due to overtopping ” on the Mogol River in Transvaal, South Africa. The 22-m-high cofferdam was designed to be incorporated in the final dam. It was overtopped by a flood and breached in March 1977. The cofferdam had a central core of sandy clay with sand and gravel filters on both sides and supporting rockfill with a maximum rock size of 800 mm compacted in 1.5 m layers. The crest of the cofferdam was 5 m wide. Before the breaching process started, a portion of the cofferdam was lowered to provide additional spilling capacity. This was not efficient enough and the cofferdam was breached within 2.5 hours, creating a final breach width of approximately 100 m. The clay core withstood erosion and a stepwise collapsing failure occurred after washout of the supporting downstream rockfill. After the flood 3 m of core remained intact above foundation.

The following times were observed after overtopping of the dam crest:

– Erosion of the downstream rockfill	1 hour 25 minutes
– Time to collapse of the core	20 minutes
– Lateral erosion from main breaching to stabilization of water surface profile	45 minutes
Total time of breaching	2 hours 30 minutes

Lateral erosion progressed in both directions resulting in a progressive speed of approx. 60 meter/hour, which is in good agreement (slightly slower) with Fuse plug tests conducted by BUREC/USA and China.

6.3.4. Fuseplug, Laboratory and Field Tests

A fuse plug is a zoned earth and rockfill embankment with core structures, designed to wash out at certain design flood conditions. The fuseplug is designed to wash out in a predictable and controlled manner and the dam materials, type of impervious layer and dam zones are chosen to withstand all operational conditions except for the design flood. A considerable amount of fuseplug research, primarily physical modelling at laboratory scale and field tests, has been conducted in the USA and P.R.China.

Albrook (1959) conducted preliminary studies and field tests for the Oxbow hydroelectric development project in Idaho, USA. The field tests were conducted on a 4.1 m high dike of alluvial sand (d₅₀ % = 8 mm) and alluvial gravel (d₅₀ % = 27 mm) at left and right research sections. The impervious core was an inclined thin clay core. Reference to this study and comparison with their own

C.A. Pugh et E.W. Gray, Jr. (1984) font référence à cette étude et la comparent avec leur propre recherche. Cette recherche fut effectuée au Laboratoire d'Hydraulique de l'US Bureau of Reclamation, à Denver (États-Unis), en vue d'établir des critères de projet pour des digues fusibles (3-9 m de hauteur). Les remblais étudiés sur modèle avaient une hauteur de 0,15 à 0,38 m de hauteur et une longueur de 2,7 m. Les vitesses d'érosion latérale, pour des matériaux facilement érodables, étaient de l'ordre de 100 m/heure pour un remblai de 5 m de hauteur, et de 210 m/heure pour un remblai de 10 m de hauteur.

En Chine, des études approfondies en laboratoire et sur des digues d'essai in situ (remblai atteignant 5,6 m de hauteur et 30 m de longueur) ont été conduites à la fin des années 1970. Les résultats disponibles ont été rassemblés lors des « travaux de recherche communs Sino-Finlandais relatifs à l'hydrodynamique de rupture de barrage », publiés par S. Pan et E. Loukola (1993). Un résumé des résultats acquis et des tâches à entreprendre en vue de mettre au point un modèle numérique de simulation des ruptures de barrages en remblai par érosion est fourni par E. Loukola, P. Reiter, C. Shen et S. Pan (1993). La vitesse d'érosion de la brèche initiale, ainsi que l'érosion latérale, se sont avérées dépendantes du type de noyau d'étanchéité et des matériaux du barrage. Le temps nécessaire à l'érosion d'une digue en remblai, de 5,6 m de hauteur, avec noyau central d'argile, et comportant une brèche initiale de 1,3 m de profondeur sur la crête de la digue, se décomposait comme suit :

– Érosion de la section initiale, de forme circulaire, rayon = 0,8 H	16 minutes
– Temps de rupture du noyau	6 minutes
– Érosion latérale depuis l'ouverture de la brèche principale jusqu'à la fin de l'essai (largeur finale de la brèche : 20 m)	12 minutes
Temps total d'ouverture de la brèche	34 minutes

Les vitesses d'érosion latérale dans ce cas étaient de l'ordre de 100 m/heure.

6.3.5. Essais de résistance à la submersion des types, formes et matériaux de barrage

L'érosion du talus aval des barrages en remblai commence après qu'un débit et une hauteur de submersion critiques aient été atteints. Ces valeurs critiques dépendent de la pente du talus, de la protection du talus (herbe, enrochement, riprap, armatures d'acier, tapis plastique, etc.). D'autres facteurs sont : dimensions et poids des enrochements, compactage des enrochements. Le remous aval a un effet important de réduction de l'érosion. Des études sur modèles physiques ont été effectuées pour déterminer la tenue des protections des talus aval vis-à-vis de l'érosion et observer les ruptures ou accidents de protections de talus; ces études peuvent être utilisées pour vérifier les critères de projet relatifs aux protections de talus principalement conçues pour les barrages déversants ou avec écoulement à travers l'ouvrage. L'analyse de rupture de barrage peut utiliser ces données en vue de connaître la durée de déversement sur le barrage avant que les valeurs critiques soient atteintes et que la rupture de l'ouvrage commence.

S.V. Izbash et K.V. Khaldre (1970) ont étudié des barrages construits comme ouvrages de coupure dans des écoulements d'eau. Les recherches ont été conduites lors de niveaux d'eau aval élevés et donnent des informations sur les matériaux et formes de barrage.

research is provided by C.A. Pugh and E.W. Gray, Jr. (1984). This research was conducted at the U.S. Bureau of Reclamation, hydraulic laboratory, Denver, USA to develop design criteria for fuse plugs (3-9m high). The model embankments were 0.15 to 0.38 m high and 2.7 m long. Lateral erosion rates for easily erodible material were approximately 100m/hour for a 5 m high embankment and 210m/hour for a 10 m high embankment.

In China extensive research at laboratory scale and on relatively large field tests (embankment height of up to 5.6 m and width of 30 m) has been conducted during the late 1970's. Available data has been collected during the " Chinese-Finnish Cooperative Research Work on Dam-Break Dynamics ", published by S. Pan and E. Loukola (1993). A summary of information on this project and the tasks to develop a numerical model for simulation of erosion failures of embankment dams is given by E. Loukola, P. Reiter, C. Shen and S. Pan (1993). Speed of the erosion of the initial cut, as well as lateral erosion, were found to be dependent on the type of the impervious core and dam material. The time required for the erosion of a 5.6m high embankment with central clay core and breach initiation at a 1.3 m deep channel in the dam crest was reported as follows:

- Erosion of the initial section circular shape, radius 0.8 H	16 minutes
- Time to failure of the core	6 minutes
- Lateral erosion from main breaching to end of the test (final width of breach 20m)	<u>12 minutes</u>
Total time of breaching	34 minutes

Lateral erosion rates for this case were approximately 100m/hour.

6.3.5 Tests on Overtopping Resistance of Dam Types, Shapes and Materials

Erosion of the downstream slope of embankment dams starts after a critical discharge and overtopping depth is achieved. These critical values depend on the steepness of the slope, slope protection (grass, rock, rip-rap, steel reinforcement, plastic covers etc.). Other factors are size and weight of rocks, and compaction of rocks. Downstream backwater has a strong but decreasing effect on erosion. Physical modelling has been conducted to define the erosion protective features of downstream slope protection and observations on failures or incidents of slope protection and can be used to verify design criteria on types of slope protection mainly developed for overflow or flow through dams. The dam-break analysis can use this information to define time of overtopping of the dam before critical values are achieved and the dam-break begins.

S.V. Izbash and K.V. Khaldre (1970) investigated dams constructed as closing structures in flowing water. The research has been conducted during high downstream backwater elevations and provides information on material and dam forms.

H. Olivier (1967, 1973) a établi des formules pour les débits, les conditions critiques/stables concernant des barrages déversants ou traversés par des écoulements, à partir d'essais sur modèle physique dans un canal de 0,56 m de largeur. Les essais sur modèle furent effectués pour des talus de barrage de pente 1/5 à 1/12,5 et l'entraînement d'air pouvant se produire sur des barrages de talus plus raide ne fut pas pris en compte.

F. Hartung et H. Scheuerlein (1970) ont inclus des pentes de parement de 1/1,5 à 1/10 dans leurs études sur modèle physique et ont noté que, pour des pentes plus raides que 1/5, les mélanges air-eau devaient être pris en considération. La pression d'eau résultant de l'écoulement à travers le corps du barrage n'était pas prise en compte. Des formules empiriques pour des vitesses d'écoulement critiques ont été établies.

J. Knauss (1979) a modifié la formule de Hartung et a comparé les diverses formules relatives à l'écoulement de mélanges air-eau sur des talus de barrage. Les formules d'écoulement critique donnent le débit pouvant être évacué par-dessus ou à travers l'ouvrage sans érosion de surface.

Des enrochements armés d'éléments en acier ou en plastique, en vue de réduire le potentiel d'érosion au cours d'un déversement, et des essais sur modèle physique ont été mentionnés dans des publications techniques.

6.3.6. Renard

Le phénomène de renard, survenant à travers ou au-dessous d'ouvrages de retenue d'eau, a été étudié depuis des décennies. Une remarquable introduction au phénomène de renard figure dans la thèse de J.B. Sellmeijer (1988). Les critères de projet généralement appliqués s'appuient sur des méthodes statistiques [W.G. Blight (1910) et E.W. Lane (1935)]. Des essais en laboratoire sur modèles réduits constituent une autre approche pour obtenir une solution appropriée. Des essais en laboratoire ont été exécutés en Allemagne et aux Pays-Bas, par H.B. Seed (1981), J.M. De Witt, J.B. Sellmeijer et A. Penning (1981). L.F. Harza (1935) proposa le premier une méthode d'analogie électrique pour étudier le phénomène de renard.

Le renard résulte de différences de pression élevées entre les zones aval et amont de l'ouvrage. La rupture par renard débute à l'exutoire des percolations et progresse vers la limite amont de l'ouvrage. L'augmentation du débit de percolation et de la vitesse d'écoulement produit une augmentation continue de l'érosion des matériaux du barrage ou de la fondation, et la rupture du barrage survient parfois. Une des principales causes de rupture de barrage par renard est l'absence de filtre de protection adéquat. Les mesures permettant de prévenir les renards comprennent l'allongement des chemins de percolation, l'application de géotextiles, l'utilisation de filtres, l'adoption de murs de coupure.

Les essais sur modèle physique sont effectués dans des récipients contenant les matériaux à étudier (matériaux du barrage ou de la fondation). Une pression d'eau est appliquée sur l'un des côtés du matériau étudié. Sur le côté basse-pression, le renard est observé (agitation du sable). Les paramètres étudiés comprennent : le type de matériau, la densité du matériau, le poids de l'élément étanche (essais de fondation), la longueur de l'élément étanche, l'effet du temps et des mesures correctives.

H. Olivier (1967, 1973) derived a formulation for discharge, for critical/stable conditions at through and overflow dams, based on physical model tests in a 0.56 m wide flume. The model tests were conducted for dam slopes of 1:5 to 1:12.5 and air entrainment which would occur for dams with steeper slopes was not considered.

F. Hartung and H. Scheuerlein (1970) included dam slopes of 1:1.5 to 1:10 in their physical model research and noticed that at slopes steeper than 1:5 air-water mixtures should be considered. Water pressure caused by flow through the dam body was not considered. Empirical formulas for a critical flow velocity have been developed.

J. Knauss (1979), modified the formulation of Hartung and provided a comparison of different formulations for flow of air-water mixtures on dam slopes. Critical flow formulas indicate the discharge which can be safely discharged over and through the structure without surface erosion.

Steel and plastic armoring of rockfill embankments to reduce potential for erosion during overflow and the use of physical model tests have been reported in professional publications.

6.3.6 Piping

The piping phenomenon, occurring through and beneath water retaining structures has been studied for decades. A notable introduction to piping is provided in the thesis of J.B. Sellmeijer (1988). Commonly applied design criteria are based on statistical methods as W.G. Blight (1910) and E.W. Lane (1935). Laboratory testing of scale models is another approach to find a suitable solution by. Laboratory tests were carried out in Germany and the Netherlands, by H.B. Seed (1981), J.M. De Witt, J.B. Sellmeijer and A. Penning (1981). L.F. Harza (1935) first proposed an electric analogy method to study the piping phenomenon.

Piping takes place as a result of large differential pressure between the downstream and upstream sides of the structure. Piping failure starts at the seepage exit and progresses toward the upstream boundary of the structure. The increasing seepage discharge and flow velocity produce an ever increasing rate of erosion of the dam or foundation material, and the dam-break can eventually occur. One of the main causes for dam failures due to piping is the lack of a proper protective filter. Remedial measures which may be taken to prevent piping include extension of the seepage path, application of geotextiles, utilization of filters, use of seepage cutoff walls.

Physical model tests are conducted in containers filled with the material to be investigated (dam material or foundation material). Water pressure is created at one side of the test-material. At the low-pressure side of the material piping is observed (sand boiling). Tested parameters include the type of material, density of the material, weight of the impervious structure (foundation test), length of the impervious structure, effect of time and remedial measures.

6.3.7. Nécessités de recherches

Les essais de rupture de barrage sur modèle réduit en laboratoire, les essais in situ sur des remblais de digues fusibles, ainsi que les observations de ruptures de barrages survenues dans le passé, contribuent à la mise au point d'un modèle numérique de rupture de barrage. Les facteurs d'échelle des essais sur modèle, spécialement ceux relatifs aux zones étanches du barrage, sont très complexes. Les matériaux de remblai utilisés dans les digues fusibles peuvent être très différents de ceux utilisés dans les barrages qui sont conçus pour résister à de faibles déversements et qui ne sont pas facilement érodés comme le sont les digues fusibles. Seuls des essais in situ à grande échelle amélioreront les connaissances sur les phénomènes complexes de rupture de barrage (P. Reiter, 1989a; Loukola, Reiter, Shen et Pan, 1993).

Des essais sont nécessaires pour :

- étudier différentes méthodes permettant d'augmenter la résistance à l'érosion d'un barrage (érosion de surface et renard),
- améliorer la précision des hydrogrammes d'onde de rupture de barrage,
- fournir des informations sur des mesures d'alerte bien organisées,
- établir un programme précis, dans le temps, d'opérations de secours,
- améliorer la précision de la simulation en temps réel.

6.4. HYPOTHÈSES ET MÉTHODES DE CALCUL POUR SIMULER LA RUPTURE D'UN BARRAGE - RECOMMANDATIONS

L'hypothèse de rupture d'un barrage donné dépend principalement de ses caractéristiques structurales. Les barrages en béton peuvent résister à des submersions importantes. Le facteur de limitation dans de telles conditions est l'érosion de la fondation ou des appuis. La rupture de l'ouvrage est généralement due à des fondations de mauvaise qualité, à des déficiences mécaniques de l'ouvrage, ou à un sabotage. La rupture des barrages-vôtes et des barrages à contreforts est habituellement supposée instantanée. En ce qui concerne les barrages poids-vôte et les barrages-poids, on suppose que leur rupture est relativement rapide, mais non instantanée. Le glissement, le renversement ou le sabotage sont les modes de rupture le plus couramment admis; la brèche s'étend généralement sur 1 ou 2 plots, mais elle peut être plus large (la plupart des ruptures signalées ont provoqué des brèches de l'ordre de 100 m de largeur). Le temps de rupture est supposé de l'ordre de 0,01 à 0,05 heure.

Bien que des accidents survenus dans le passé aient montré que des barrages en remblai mal construits pouvaient avoir des durées de rupture très courtes, on admet généralement que l'effacement total de l'ouvrage ne se produit pas de façon instantanée. Le processus d'érosion dure quelque temps et est fortement non linéaire. Les principaux types de rupture sont rattachés à la zone du barrage où la rupture prend naissance :

- Rupture de la fondation (érosion interne),
- Rupture par renard (érosion interne du corps du barrage),

6.3.7 Research Needs

Laboratory scale dam-break model tests as well as field tests on fuse plug embankments, together with observations of historic dam failures aid in the development of a numerical dam-break model. Scale factors of physical model tests, particularly those related to impervious portions of the dam are very complex. The embankment material used at fuse plug dams may differ significantly from material used in the dams which are designed to withstand minor overtopping and are not as easily eroded as fuse plugs. Only large scale field tests of dams will improve knowledge of the complex phenomena of a dam-break (Reiter 1989a, Loukola, Reiter, Shen & Pan 1993).

Tests are required to:

- Test different methods for increasing the erosion resistance of a dam (both surface erosion and piping)
 - Improve the accuracy of dam-break hydrographs
 - Provide information on the success of contingency measures
 - Define an accurate time schedule for rescue actions
 - Improve the accuracy of real-time simulation

6.4 RECOMMENDED HYPOTHESES AND CALCULATION METHODS TO SIMULATE THE DAM-BREAK EVENT

The hypothesis of collapse of a given barrage depends mainly upon its structural characteristics. Concrete dams may withstand significant overtopping. The limiting factor in such conditions is the erosion of the foundation or abutments. Structural failure is usually due to weak foundation, structural deficiencies, or sabotage. The failure of arch dams and buttress dams is usually assumed to be instantaneous. Gravity arch dams or gravity dams are assumed to have relatively short but not instantaneous failure times. Sliding, overturning or sabotage are the most commonly assumed modes of failure; breach size is normally assumed to cover 1 or 2 structural monoliths, but it may be larger as most of reported failures caused a breach in the range of 100 m large. The assumed time of failure is of the order of 0.01 - 0.05 hours.

Although incidents in the past have shown that weakly constructed embankment dams may produce very short failure times, it is common to assume that the total washout of the complete structure will not happen instantaneously. The erosion process is time consuming and strongly non-linear. Main types of failure are related to the location in the dam where failure is initiated :

- Foundation failure (inner erosion)
- Piping failure (inner erosion of the dam body)

- Rupture par submersion (phase de rupture initiale agissant sur le talus aval du barrage).
- Brèche initiale causée par sabotage ou acte de guerre.

Les types de rupture sont certes différents au début du phénomène, mais ils conduisent à des brèches finales identiques. Une submersion peut provoquer des brèches en divers endroits le long de la crête du barrage, mais dans les analyses on suppose que la brèche se produit en un seul emplacement.

Les processus physiques se manifestant au cours de l'érosion d'un barrage en terre sont complexes. Les phénomènes d'érosion ne sont pas complètement compris et il n'y a donc pas de modèles théoriques précis. Il existe une interaction complexe entre l'écoulement d'eau à travers la brèche et le matériau du barrage qui possède souvent des propriétés de cohésion. Les modèles physiques sont particulièrement utiles pour la simulation de l'érosion des barrages créés par des glissements de terrain (Bertacchi *et al.*, 1988). Les essais pour simuler la formation et l'évolution de la brèche, de façon rigoureuse, au moyen d'un modèle mathématique tridimensionnel, sont d'un côté prohibitif, ce qui explique que des modèles de calculs simplifiés sont couramment utilisés. Cinq modèles mathématiques sont décrits ci-après. Tous ces modèles sont basés sur la méthode de calcul de l'écoulement à travers la retenue pour déterminer le niveau d'eau dans la retenue; seule la manière de calculer l'évolution de la brèche diffère d'un modèle à l'autre (voir Macchione et Sirangelo, 1990).

Modèle 1 - Brèche considérée comme un seuil avec une loi donnée d'élargissement

C'est l'approche la plus simple et elle fut suggérée en premier par Fread et Harbaugh (1973). La forme de la brèche est donnée *a priori* : triangulaire ou trapézoïdale (Fig. 2). La largeur finale de la brèche et son temps d'évolution sont déterminés par les formules empiriques suivantes proposées par Froehlich (1987) :

$$B = 9,5 k_o (VH)^{0,25}$$

$$T = 0,59 V^{0,47} H^{-0,9}$$

dans lesquelles :

B est la largeur finale de la brèche (en pieds) (1)

T est la durée de rupture (en heures)

$k_o = 0,7$ pour un renard et $= 1$ pour une submersion

V est le volume d'eau (en acre-feet) (1) au-dessus du fond de la brèche

H est la hauteur d'eau (en pieds) (1) au-dessus du fond de la brèche.

La largeur de la brèche est généralement égale à environ la hauteur du barrage. L'erreur moyenne d'estimation est de 54 % pour B et de 70 % pour T.

(1) 1 pied = 0,304 m; 1 acre-foot = 1 233 m³.

- Overtopping failure (initial failure phase acting on the downstream slope of the dam)
- Initial breach caused by sabotage or war action

Although the types of failure are initially different they result in a similar final dam breaches. Overtopping may initiate a breach at several locations along the dam crest but in the analyses it is assumed to occur at only one location.

The physical processes which take place during the erosion of an earthfill dam are complex. These erosion processes are not fully understood and consequently there are no accurate theoretical models. There is a complex interaction between the water flowing through the breach and the material in the dam which often possesses cohesive properties. Physical models can be particularly useful for the simulation of the erosion of landslide dams (see Bertacchi *et al.*, 1988). Attempts to simulate breach formation and development in a rigorous way by means of a three-dimensional mathematical model are prohibitive. This explains why for practical computations simplified models are currently used. Five types of mathematical models are described in the following. All models are based on the storage-routing method for the computation of the water surface in the reservoir; they differ only for the way in which the rate of change of the breach is computed (see Macchione and Sirangelo, 1990).

Model 1: Breach as a sill with assigned law of enlargement

This is the simplest approach and it was first suggested by Freadh and Harbaugh (1973). The shape of the breach is assigned a priori: it is usually assumed to be triangular or trapezoidal (see Fig. 2). The final width of the breach and its time of development are determined with the following empirical formulas suggested by Froehlich (1987) :

$$B = 9.5 k_0 (VH)^{0.25}$$

$$T = 0.59 V^{0.47} H^{-0.9}$$

In which :

B is the final average breach width (ft) (1)

T is time of failure (hrs),

$k_0 = 0.7$ for piping and 1.0 for overtopping,

V is volume of water (acre-ft) (1)

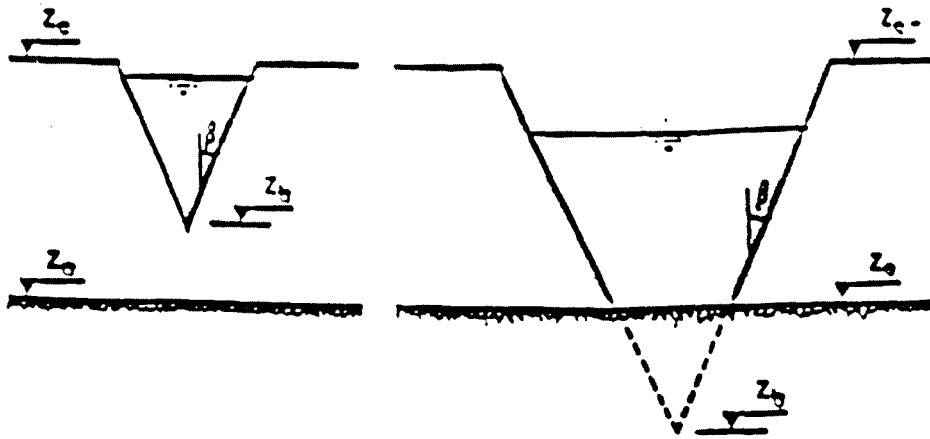
H is the depth (ft) (1) of water over the breach bottom.

The breach width is usually about equal to the dam height. The average error of estimate is 54 % for B and 70 % for T.

(1) 1 ft = 0.304 m; 1 acre-ft = 1 233 m³.

Modèle 2 : Brèche considérée comme un seuil avec élargissement modélisé de la brèche

Ce modèle diffère du précédent en ce sens qu'il ne nécessite pas une loi, fixée à l'avance, d'élargissement de la brèche. À la place, on suppose que le degré d'érosion est proportionnel à la contrainte moyenne de cisaillement sur la surface de la brèche. La méthode diffère légèrement d'un auteur à l'autre. Voir, à ce sujet, les contributions importantes de Christofano (1965), Fread (1988), Singh et Scarlatos (1985) et Macchione (1986, 1989).



Modèle 3 : Brèche considérée comme un seuil avec chenal érodable à l'aval

Cette approche, proposée par Giuseppetti et Molinaro (1989), considère la brèche comme un chenal de pente uniforme et de section régulière (triangulaire avant que la brèche atteigne la fondation du barrage, puis trapézoïdale). La brèche adoptée est schématisée sur la Fig. 3. Le débit sur la brèche est calculé au moyen des formules d'évacuateur de crue, la profondeur et la vitesse de l'écoulement au pied du barrage au moyen de l'équation de Bernoulli. Dans ce modèle, on suppose que le courant d'eau atteint sa capacité maximale de transport de sédiments au pied du barrage. Ensuite, l'évolution des dimensions de la brèche est déterminée au moyen d'une équation de conservation des matériaux du barrage. Des approches identiques ont été suivies par d'autres auteurs, comme par exemple Bechteler et Broich (1991).

Modèle 4 : Brèche entière considérée comme un chenal érodable

Ce modèle est le plus avancé parmi ceux proposés et appliqués. L'écoulement le long du chenal de la brèche est calculé à partir des équations bien connues de Saint-Venant, tandis que l'évolution de la brèche est modélisée suivant une équation de continuité des sédiments, appelée également équation d'Exner. Pour une description détaillée de ce type de modèle, on se reportera aux publications de Macchione et Sirangelo (1988, 1989), Ponce et Tsivoglou (1981), Benoist (1989), Benslama (1995) et Herledan (1995).

Model 2 : Breach as a sill with modelled breach enlargement

This model is different from the previous one in that it does not require a prefixed law of breach enlargement. Instead the rate of erosion is assumed to be proportional to the mean shear stress on the breach surface. The method differs slightly from author to author. The reader is referred directly to the original works of Christofano (1965), Fread (1988), Singh and Scarlatos (1985) and Macchione (1986, 1989).

Fig. 2

Geometry of the breach in model 1 and model 2

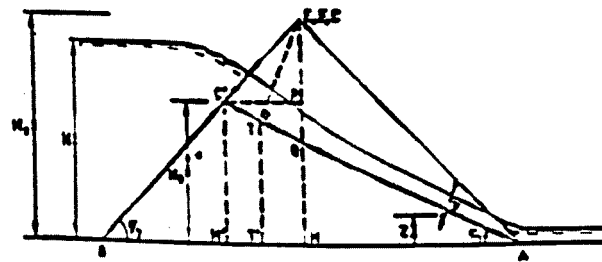
Géométrie de la brèche dans les modèles 1 et 2

Model 3 : Breach as a sill with downstream erodible channel

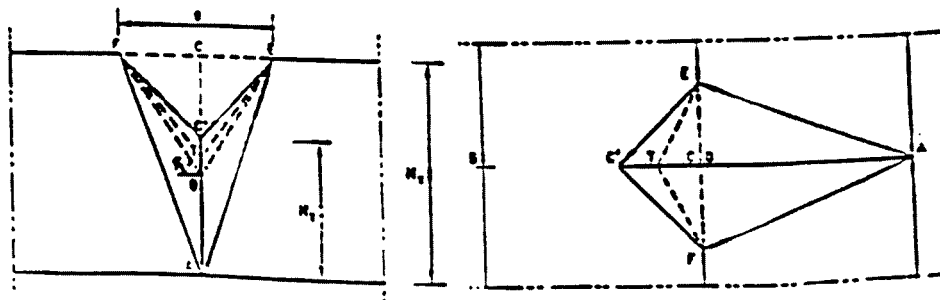
This approach, proposed by Giuseppetti and Molinaro (1989), considers the breach as a channel of uniform bed slope and regular cross-section (triangular before the breach reaches the dam foundation and then trapezoidal). The adopted breach schematization is illustrated in Fig. 3. The discharge over the breach is computed according to the spillway formula and the flow depth and velocity at the toe of the dam according to the Bernoulli equation. In this model it is assumed that the water flow reaches its maximum capacity of sediment transport at the toe of the dam. Afterwards, the rate of growth of the breach is determined by means of an equation of conservation of dam material. Similar approaches have been followed by other authors as for example Bechteler and Broich (1991).

Model 4 : Whole breach as an erodible channel

This model is the most advanced among those which have been proposed and applied. The flow along the breach channel is computed according to the well known de Saint-Venant equations, while the evolution of the breach is modelled following an equation of continuity of sediment, also referred to as Exner's equation. For a detailed description of this kind of model the reader is addressed to the papers of Macchione and Sirangelo (1988,1989), Ponce and Tsivoglou (1981), Benoist (1989), Benslama (1995), and Herledan (1995).



a) dam cross section



b) front view

c) plan view

Modèle 5 : Ouverture d'une brèche dans un barrage en remblai, considérée comme un processus par étapes : érosion, rupture et transport des matériaux du barrage. Ouverture de brèche suivant deux phases : 1. Brèche initiale 2. Érosion latérale

Les essais sur modèles physiques et les observations au cours de ruptures de barrages en terre montrent que le processus d'ouverture de la brèche est fortement influencé par l'hétérogénéité du remblai (noyau étanche). Pour les barrages créant des retenues de grande capacité, la rupture initiale est une brèche en forme de V; la seconde phase de rupture est constituée par une érosion latérale.

Les paramètres influençant la vitesse d'érosion sont :

- la protection existant sur le talus aval du barrage,
- le type et les dimensions du noyau étanche du barrage,
- les matériaux constituant le remblai et les filtres.

Après le début de rupture par submersion et érosion de surface ou par renard, le processus d'érosion est une combinaison d'érosion locale du corps du barrage au contact avec le courant d'eau et de rupture des parois latérales de la brèche. En général, le noyau d'étanchéité résiste mieux à l'érosion que les autres matériaux du barrage. Le noyau ou des parties de celui-ci se rompent après que les matériaux-support aient été emportés par érosion. Le processus par étapes : érosion - glissement - rupture - transport, continue jusqu'à ce que les facteurs suivants de limitation interviennent :

- la fondation ou les appuis présentant une résistance à l'érosion limitent la poursuite de celle-ci;

Fig. 3

Geometry of the breach in model 3
Géométrie de la brèche dans le modèle 3

- a) Dam cross section
- b) Front view
- c) Plan view

- a) Profil en travers du barrage*
- b) Vue de face*
- c) Vue en plan*

Model 5 : Breaching of an embankment dam as a stepwise process of erosion, collapsing and transport of dam material. Two/phase breaching, 1. Initial cut, 2. Lateral erosion

Physical model tests and observations during failures of earth dams show that the breaching process is strongly affected by non-homogeneity of the embankment (impervious core). For dams impounding large reservoir volumes, the initial failure is a V-shaped breach; the second failure phase occurs as lateral erosion.

Structural parameters affecting the erosion rate include:

- Slope protection on the dry side of the dam
- Type and size of the impermeable core of the dam
- Material in the embankment and filter layers

After the initiation of a dam-break by overtopping and surface erosion or by piping, the erosion process is a combination of local erosion of the dam body in contact with the flowing water and a collapsing process of the sidewalls of the breach. The impervious core is normally more erosion resistant than the other dam material. The core or parts of it collapse after the supporting material is eroded away. This stepwise erosion-sliding-collapsing-transporting process continues until the following limiting factors or at least one of them become valid :

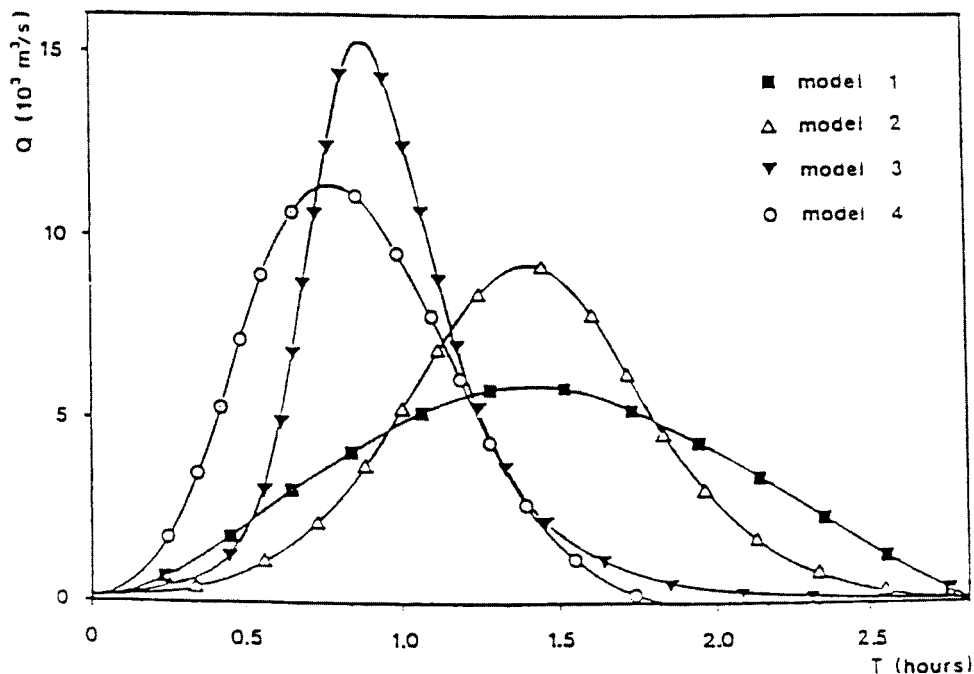
- Erosion-resistant foundation or abutments limit further erosion

- le plan d'eau dans le réservoir a baissé jusqu'au niveau limite de stockage;

- la capacité d'écoulement dans la vallée à l'aval du barrage devient un facteur de limitation et les conditions de remous influencent l'écoulement à travers la brèche et le processus d'érosion.

Une approche empirique ne tenant pas compte de l'érosion locale fut introduite par Fread (1991). Des considérations conceptuelles sur les qualités fonctionnelles d'un modèle en cours de mise au point ont été présentées par Reiter (1989). Un modèle de la catégorie 5 est en cours de développement dans le cadre d'un projet de coopération Sino-Finlandais (Loukola *et al.*, 1993).

Les quatre premiers modèles décrits ci-dessus ont été comparés par Macchione et Sirangelo dans le cas du barrage en terre de Metramo (Italie du Sud). Le barrage a 100 m de hauteur et un volume de matériaux de $4,2 \times 10^6 \text{ m}^3$. La capacité de retenue est de $33,2 \times 10^6 \text{ m}^3$. La Fig. 4 représente les hydrogrammes des débits évacués, donnés par les quatre modèles.



Actuellement, il est courant d'utiliser des modèles de brèches fixes et linéaires dans l'analyse de rupture de barrage (modèle 1); la durée de rupture, le niveau de la brèche initiale, le niveau d'eau dans la retenue lorsque la rupture de barrage commence, les dimensions finales de la brèche et le niveau du fond de cette brèche sont les données pour le modèle. Les modèles simulent les différentes phases d'ouverture de la brèche en considérant les divers paramètres.

Les analyses de sensibilité doivent être effectuées en tenant compte des vitesses d'écoulement dans la brèche en fonction du temps, des conditions de remous et du facteur relatif au remous intervenant dans le calcul de débit. Le jugement de

- The water level in the reservoir above the dam has fallen to the end of storage
- The conveying capacity of the river valley below the dam becomes a limiting factor and backwater conditions affect the flow through the breach and the erosion process

An empirical approach which does not consider local erosion was introduced by Fread (1991). Conceptual considerations of the functionality of a model in development have been introduced by Reiter (1989). A model in category 5 is under development in a Chinese-Finnish cooperative project (Loukola *et al.* 1993).

The first four models described above have been compared by Macchione and Sirangelo for the case of the Metramo earthfill dam in South Italy. The dam is 100 m high and the total volume of material is $4.2 \times 10^6 \text{ m}^3$. The reservoir storage capacity is $33.2 \times 10^6 \text{ m}^3$. In Fig. 4 the discharge hydrographs as given by the four models are depicted.

Fig. 4

Comparison of different breach evolution models (from Macchione and Sirangelo, 1990)
Comparaison des différents modèles d'évolution de la brèche (d'après Macchione et Sirangelo, 1990)

At present it is common to use fixed, linear breach models in dam-break analysis (model 1) and time of failure, initial breach elevation, water level in the reservoir when the dam-break starts and the final breach size and bottom elevation are input data for the model. Models simulate different breach phases with different parameters.

Sensitivity analyses must be prepared using time-dependent flow velocity in the breach, backwater conditions, and backwater accounting factor in the discharge calculation. Engineering judgement must be used to evaluate realism of the results.

l'ingénieur doit intervenir pour évaluer le réalisme des résultats. Les questions auxquelles il faut répondre sont :

- Est-il possible que le processus d'érosion dans la brèche s'arrête, ou continue-t-il encore avec les vitesses d'écoulement calculées ?
- La capacité de transport hydraulique de la vallée est-elle limitée et une montée rapide du niveau d'eau aval empêche-t-elle le processus d'érosion de continuer ?

Des recherches sur l'érosion de digues fusibles et des études de rupture de barrage sur modèles physiques seront nécessaires pour améliorer les équations d'érosion et de transport de sédiments, utilisées dans la simulation du processus d'ouverture de brèche non linéaire. Une rupture de barrage est très différente d'un écoulement unidimensionnel à surface libre dans un canal et les méthodes de modélisation unidimensionnelle basées sur les formules de transport de sédiments dans un canal à écoulement libre devront être jugées avec soin.

De nouvelles approches utiliseront un concept d'érosion locale, une érosion par étapes des matériaux des recharges, une rupture du noyau d'étanchéité, une érosion des parois latérales de la brèche et un affaissement des matériaux de remblai dans la brèche.

6.5. FORMULES POUR L'ESTIMATION DU DÉBIT MAXIMAL ÉVACUÉ

La rupture d'un barrage en terre est un phénomène trop complexe pour être étudiée avec précision au moyen de simples formules mathématiques. La présentation des formules dans le présent chapitre n'a donc comme objectif que de donner seulement une plage probable de valeurs pour les débits de pointe évacués et les temps pour atteindre les débits de pointe, dans les cas de ruptures de barrages en terre. L'utilisation de ces formules ne doit, en aucune façon, dispenser les maîtres d'ouvrage ou ingénieurs-conseils d'appliquer des méthodes plus précises et plus fiables. Ces formules ont l'avantage de permettre des estimations simples et rapides des débits de pointe, en attirant ainsi l'attention sur des risques qui sont actuellement sous-estimés.

Les trois éléments à prendre en compte sont :

- La hauteur H du barrage (dans plus de 90 % des ruptures signalées, H variait entre 15 et 40 m)
- Le volume V de la retenue au moment de la rupture (dans les ruptures signalées, V variait de 0,2 à des centaines de hm^3 , c'est-à-dire dans un rapport de 1 à 1000)
- La forme du profil en travers du barrage et la nature des matériaux du barrage, allant du barrage en matériaux non cohérents de petites dimensions avec masque amont d'étanchéité (ou noyau amont mince, incliné) au barrage homogène en terre argileuse bien compactée.

Certains barrages peuvent se rompre en un temps très court, par suite d'un glissement (barrages de stériles, barrage par remplayage hydraulique, barrages sujets à liquéfaction sous l'effet d'un séisme), mais la plupart des ruptures sont

Questions to be answered include:

- Is it possible that the erosion process in the breach has stopped or is it still continuing with computed flow velocities?
- Is the hydraulic transport capacity of the valley limited and will a speedy rise in downstream water elevation prevent the erosion process to continue?

Research on fuseplug erosion and physical dam-break modelling studies will be required to improve the erosion and sediment transport equations used to simulate the non-linear breaching process. Dam-break differs significantly from one-dimensional open channel flow and modelling approaches based on one-dimensional open channel sediment transport formulas should be carefully judged.

New approaches should use a local erosion concept, step-wise erosion of supporting material, collapse of the impervious core, erosion of the breach sides, and collapse of embankment material into the breach.

6.5 FORMULAS FOR ESTIMATING THE PEAK DISCHARGE

The failure of an earthfill dam is a too complex phenomenon to be accurately evaluated by means of simple mathematical formulas. Therefore the purpose of the formulas presented here is only to give a probable range of magnitude of expected peak discharge and time to peak in case of failure of earthfill dams. The use of these formulas should not anyway exempt owners or consultants from the application of more accurate and reliable methods. These formulas have the advantage to allow simple and fast estimates of peak discharge so drawing attention on risks which are presently underestimated.

The three elements to be taken into account are:

- Dam height H (in more than 90 % of reported failures H varied between 15 and 40 m)
- Volume V of the reservoir at the failure time (in the reported failures V varied from 0.2 to hundreds of hm^3 , that is to say from one to one thousand)
- Shape of the dam cross-section and nature of the dam materials, which may vary from non-cohesive small materials with upstream water proofing (or thin upstream inclined core) to well compacted clayey homogeneous dam.

Some dams may fail in a very short time due to sliding (tailing dams, hydraulic fill dams, dams experiencing earthquake liquefaction), but most of failures are gradual and due to piping or overtopping both causing a local breach (more

progressives et résultent de renard ou de submersion, tous deux causant une brèche locale (plus exceptionnellement, deux brèches). La brèche atteint toujours le terrain naturel ou le niveau de fondation.

Mac Donald *et al.* (1984) et Costa (1985) ont analysé les données relatives à des ruptures survenues sur des barrages en terre et présenté des formules empiriques reliant le débit de pointe Q_p aux paramètres caractéristiques H et V , ou à leur produit HV appelé « coefficient de barrage ».

Formule de Costa

À partir des données recueillies sur des ruptures survenues dans le passé, cet auteur a proposé un certain nombre de formules, parmi lesquelles la suivante présente la meilleure corrélation avec les données observées :

$$Q_p = 325 (HV/10^6)^{0.42}$$

où Q_p est exprimé en m^3/s , H en m et V en m^3 .

Formule de Molinaro

À partir des données fournies par Costa (1985), Molinaro a établi une relation entre les variables, basée sur une analyse dimensionnelle :

$$Q_p = 0,116 (gH)^{1/2} H^2 (V/H^3)^{0.22}$$

Le coefficient et les exposants dans cette formule ne dépendent pas du choix des unités de mesure, tant que les unités utilisées pour le débit, la hauteur et le volume sont homogènes [par exemple, Q_p en m^3/s , H en m et V en m^3]. Une comparaison entre les deux formules ci-dessus est présentée sur la Fig. 5. Dans cette Figure, les valeurs prévues du débit de pointe évacué sont comparées avec les valeurs observées. La bissectrice des deux axes de coordonnées cartésiennes représente le lieu des points pour lesquels les valeurs prévues coïncident avec les valeurs observées. De chaque côté de la bissectrice, deux lignes droites sont dessinées. Les lignes intérieures définissent la zone dans laquelle le rapport entre la valeur prévue et la valeur observée se situe dans l'intervalle [0,67 - 1,5], tandis que les lignes extérieures définissent la zone dans laquelle ce rapport se situe dans l'intervalle [0,5 - 2]. Dans la Figure, les pourcentages de points se plaçant dans ces zones sont indiqués pour les deux formules (pour plus de détails, se reporter à Molinaro et Fenaroli, 1990).

Selon Lempérière, lorsque le matériau résiste à l'érosion (hypothèse 1), comme dans le cas de l'argile bien compactée d'un barrage en terre homogène ou d'un noyau vertical épais, la brèche ne s'élargit pas rapidement et le débit de pointe évacué se situe dans la plage des valeurs déduites de la formule proposée par Molinaro. Lorsque le matériau est de petites dimensions et sans cohésion (hypothèse 2), comme le matériau d'une digue fusible, la brèche peut atteindre sa pleine profondeur en quelques minutes, puis s'élargit rapidement. Dans ce cas, le débit de pointe est mieux estimé par la formule suivante :

$$Q_p = 0,07 (gH)^{1/2} H^2 (V/H^3)^{0.5}$$

et le temps pour arriver au débit de pointe est :

$$T = 10 V^{0.5} g^{-0.5} H^{-1}$$

exceptionally two breaches). The breach always reaches the natural ground or the foundation level.

Mac Donald *et al.* (1984) and Costa (1985) analysed the historical data of failure of earthfill dams and presented empirical relationships relating the peak discharge Q_p to the characteristic parameters H and V , or their product HV denoted as the “ dam factor ”.

Costa's formula

On the basis of the data collected on past failures this author proposed few formulas, among which the following one has the best correlation with observed data :

$$Q_p = 325 (HV/10^6)^{0.42}$$

where Q_p is expressed in [m^3/s], H in [m] and V in [m^3].

Molinaro's formula

Starting with the data reported by Costa (1985), Molinaro derived a functional relationship of the variables based on dimensional analysis:

$$Q_p = 0.116 (gH)^{0.2} H^2 (V/H^3)^{0.22}$$

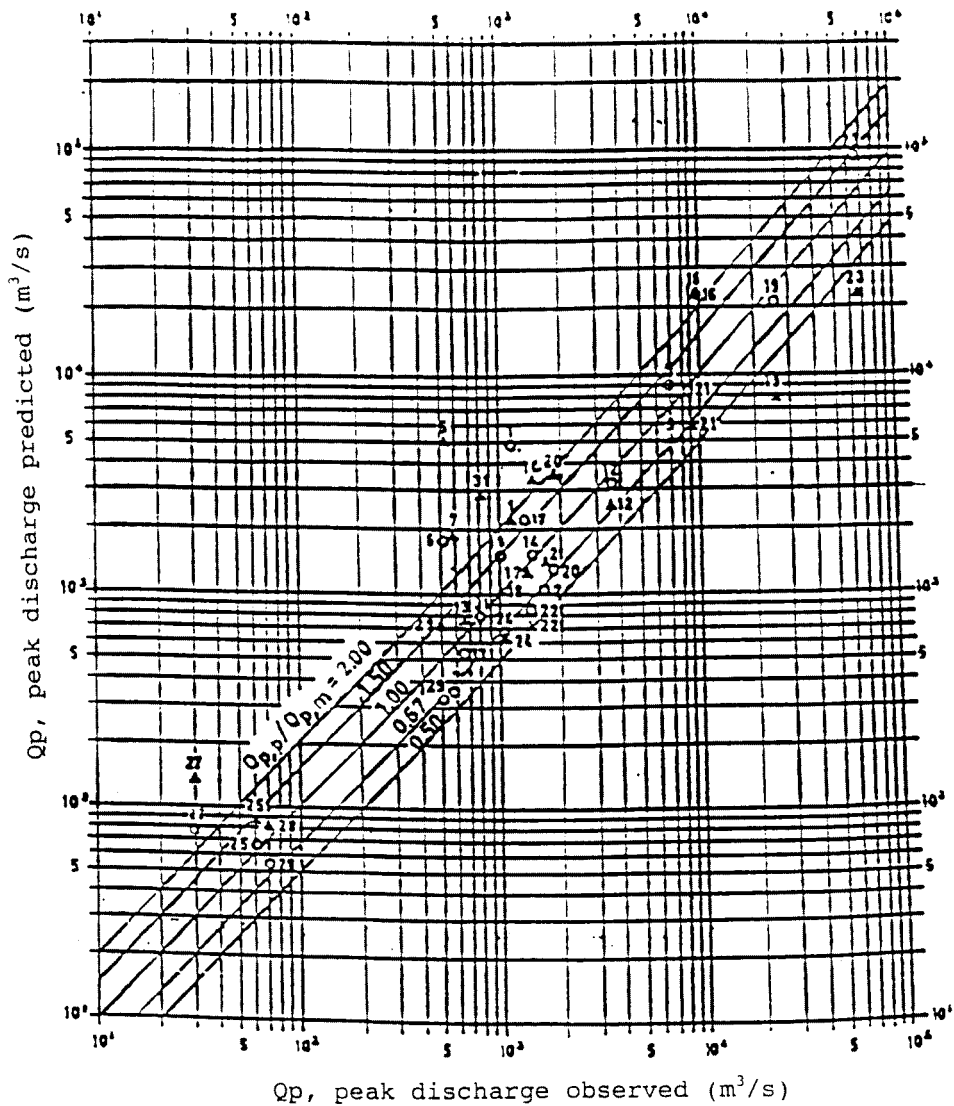
The coefficient and exponents in this formula do not depend on the choice of the measuring units, as long as the units used for discharge, height and volume are consistent (e.g.: Q_p in [m^3/s], H in [m] and V in [m^3]). A comparison between the two above formulas is presented in Fig. 5. In this Figure the predicted values of the peak discharge are compared with the observed values. The bisector of the two Cartesian axes represents the locus of points for which the predicted values coincide with those observed. On both sides of the bisector two straight lines are drawn. The interior lines define the region for which the ratio between the predicted value and the observed value lies within the interval [0.67, 1.5], while the exterior lines define the region for which the same ratio lies within the interval [0.5, 2]. In the Figure the percentages of points falling in these regions are reported for the two formulas (for further details see Molinaro and Fenaroli, 1990).

According to Lempérière, when the material is resistant to erosion (hypothesis 1), as in the case of well compacted clay in the whole dam or in a thick vertical core, the breach does not widen quickly and the peak discharge is in the range of the formula proposed by Molinaro. When the material is small and has no cohesion (hypothesis 2), like fuseplug materials, the breach may reach its full depth in minutes and then widens quickly. In this case the peak discharge is best approximated by the following formula :

$$Q_p = 0.07 (gH)^{3/2} H^2 (V/H^3)^{0.5}$$

and the time to peak is

$$T = 10 V^{0.5} g^{-0.5} H^{-1}$$



	$0.67 \leq \frac{Q_{p,p}}{Q_{p,m}} < 1.5$	$0.50 \leq \frac{Q_{p,p}}{Q_{p,m}} < 2.0$
○	54%	82%
▲	45%	64%

CONSTRUCTED DAMS

○ $Q_p = 0.116 \sqrt{9} H^{5/2} \left(\frac{V}{H^2} \right)^{0.221}$

▲ $Q_p = 325 \left(\frac{HY}{10^6} \right)^{0.42}$

Cette estimation du débit de pointe est, toutefois, plutôt pessimiste, étant donné que dans la plupart des cas correspondant à l'hypothèse 2 le matériau a de toute façon une certaine cohésion; aussi, des estimations plus réalistes seront-elles obtenues en divisant le débit de pointe par un facteur de 2 à 3 et en multipliant le temps pour arriver au débit de pointe par le même facteur.

Fig. 5

Estimate of the peak discharge following the breaching of an earthfill dam.
Comparison between predicted and observed values

*Estimation du débit de pointe passant à travers une brèche ouverte dans un barrage en terre
Comparaison entre les valeurs prévues et observées*

Q_p , Peak discharge predicted (m³/s)

Q_p' , Peak discharge observed (m³/s)

Constructed dams

Q_p , Débit de pointe prévu (m³/s)

Q_p' , Débit de pointe observé (m³/s)

Barrages construits

This estimate of the peak discharge is however rather pessimistic, as in most cases of hypothesis 2 the material has anyway some cohesion: therefore more realistic estimates can be obtained reducing the peak discharge by a factor equal to $2 \div 3$ and multiplying the time to peak by the same factor.

D'un point de vue pratique, le débit de pointe donné par la formule proposée par Molinaro (hypothèse 1) correspond à une largeur de brèche de l'ordre de une à plusieurs fois la hauteur du barrage, tandis que la largeur de brèche correspondant au débit de pointe estimé selon l'hypothèse 2 peut atteindre quinze fois la hauteur du barrage pour de très grandes retenues.

Une autre formule pour calculer le débit maximal survenant dans le cas de la rupture d'un barrage en terre, s'appuyant sur de nombreuses données tirées d'observations de ruptures en Chine, a été établie par Dai Rongrao et Wang Qun (voir Loukola *et al.*, 1993) :

$$Q_{\max} = 0,27 \sqrt{g} \left(\frac{L}{B}\right)^{1/10} \left(\frac{B}{b}\right)^{1/3} b(H - kh)^{3/2}$$

où :

- Q_{\max} : débit maximal au cours de la rupture du barrage ;
- L : longueur de la retenue depuis le barrage jusqu'à l'extrémité amont; elle peut être estimée à $L = V/HB$ (V = capacité de la retenue);
- B : largeur de la retenue à l'emplacement du barrage ;
- H : profondeur d'eau au pied du barrage ;
- k : coefficient de correction, $k = 1,4 (bh/BH)^{1/3}$;
si $bh/BH > 0,3$, $k = 0,092$
- b : largeur de l'ouverture de la brèche ;
 $b = k' (V^{1/4} B^{1/7} H^{1/2})$ lorsque $V > 1$ million m^3 , où B est la longueur du barrage, h la hauteur du barrage, k' un coefficient dépendant du matériau du barrage; pour les barrages en maçonnerie, les barrages en enrochement, les barrages avec noyau d'argile, les barrages en terre homogène, $k' = 1,19$; pour les barrages en terre argileuse ou sablo-argileuse, $k' = 1,98$; lorsque $V < 1$ million m^3 , $b = k' (VH)^{1/4}$, où $k' = 6,6$ pour les barrages de bonne qualité de construction, et $k' = 9,1$ pour une mauvaise qualité de construction.

Pour l'application des formules précitées, on peut faire les observations suivantes :

- Dans tous les cas de submersion, le débit passant par l'évacuateur de crue sera ajouté au débit de pointe passant par la brèche.
- La valeur de H à adopter est la hauteur d'eau entre le niveau de fondation (le cas échéant, un niveau plus bas si la fondation est susceptible d'être érodée facilement) et le niveau d'eau dans le réservoir. Dans le cas de submersion d'un barrage de grande longueur, la valeur de H correspondra à l'emplacement où la rupture se produit réellement ou peut se produire. Comme plus de 50 % des ruptures par submersion concernent des barrages dont la longueur dépasse 10 fois la hauteur, le choix de l'emplacement de la rupture est un élément-clé pour la sécurité.

From the practical point of view, the peak discharge given by the formula proposed by Molinaro (hypothesis 1) corresponds to a breach width of the order of one to a few times the dam height, while the breach width corresponding to the peak discharge estimated according to hypothesis 2 can be as long as fifteen times the dam height for very large reservoirs.

Another formula for computing the maximum discharge of a potential earthfill dam-break, based on the use of extensive data from observations of failures in China, has been developed by Dai Rongrao and Wang Qun (see Loukola *et al.*, 1993):

$$Q_{\max} = 0.27 \sqrt{g} \left(\frac{L}{B} \right)^{1/10} \left(\frac{B}{b} \right)^{1/3} b(H - kh)^{3/2}$$

where :

Q_{\max} : Maximum discharge during the dam-break

L : Length of the reservoir from the dam site to the upstream end. It can be estimated as $L = V/HB$, (V -reservoir capacity)

B : Width of the reservoir at the dam site

H : Water depth at the toe of dam

k : Coefficient of correction, $k = 1.4 (bh/BH)^{1/3}$.
If $bh/BH > 0.3$, with $k = 0.092$

b : Width of the breach opening,

$b = k' (V^{1/4} B^{1/7} H^{1/2})$ when $V > 1$ million m^3 , where B is length of the dam, h is height of the dam, k' is a coefficient depending on the dam material. For masonry dams, rock-filled dams, clay-core dams, homogeneous earth dams $k' = 1.19$; for loamy soil dams or sandy loamy soil dam $k' = 1.98$.

When $V < 1$ million m^3 , $b = k'(VH)^{1/4}$, where $k' = 6.6$ for dam construction of good quality, and $k' = 9.1$ for poor quality construction.

As general observations for the application of the above formulas the following are made :

- In all cases of overtopping the discharge through the spillway should be added to the value of the peak discharge.

- The value of H to be considered is the depth of water from the foundation elevation (possibly lower if the foundation may be easily eroded) to the free-surface elevation in the reservoir. In the case of overtopping of a long dam, the value of H should correspond to the location where the failure really occurred or may occur. As more than 50 % of dams failed by overtopping had a length more than 10 times their height, the choice of failure place can be a key element for safety.

7. ÉTUDE DES ONDES DE RUPTURE DE BARRAGE SUR MODÈLES MATHÉMATIQUES UNIDIMENSIONNELS

7.1. ÉVOLUTION DES MÉTHODES D'ÉTUDE DE LA PROPAGATION DE L'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

Des scientifiques, tels que Newton (1687), Laplace (1776), Poisson (1816) et Boussinesq (1871, 1877), ont effectué des recherches fondamentales dans ce domaine, mais la formulation mathématique de base de l'hydraulique des écoulements unidimensionnels, dynamiques, non permanents dans les canaux à écoulement libre remonte à Barré de Saint-Venant en 1871. Cependant, aucune solution de forme finie ne peut être obtenue pour les équations différentielles partielles sauf dans quelques cas simples. Diverses approximations simplifiées de la propagation de l'onde de crue ont été établies. Le problème de la prévision de l'onde de crue résultant de l'ouverture d'une brèche dans un barrage, considérée comme un phénomène non permanent à variation rapide, a conduit de nombreux scientifiques à rechercher des solutions pour les problèmes d'ouverture de brèche et de propagation d'onde de crue.

En 1892, Ritter a publié une méthode pour établir les courbes de brèche dans des barrages (Dambruchkurven), utilisant un modèle conceptuel très simplifié d'un réservoir rectangulaire sans frottement et d'un canal à fond horizontal, et tenant compte des travaux de Saint-Venant. Ritter supposait que le volume de l'onde positive se propageant à l'aval était alimentée par un volume équivalent d'eau du réservoir libéré par l'action d'une onde négative. Schoklitsch (1917) et Eguiazaroff (1931) ont conduit des études sur modèles physiques et ont trouvé que, du fait des effets dus au frottement et à la turbulence, les courbes de brèche de Ritter n'étaient pas correctes. Le remous à l'aval du barrage est un autre facteur de limitation dans la solution de Ritter.

Une solution exacte des équations de Saint-Venant ayant été impossible à trouver dans le cas de lits de rivières irréguliers et la résolution numérique manuelle de ces équations n'étant pas praticable, divers types de simplifications ont été étudiés. On peut citer à ce propos : Puls (1928), Goodrich (1931), McCarthy (1938), De Marchi (1945), Pohle (1950), Dressler (1952, 1954), Stoker (1957), Chow (1959), Wachernagel (1962), Cunge (1966), Estrade (1967), Strelkoff (1969), Chervet et Dallèves (1969), Sakkas (1974), Liggett (1975) et Fread (1971, 1974, 1976).

Les divers degrés de simplification des équations de Saint-Venant peuvent être classés comme suit :

- purement empirique;
- modèles linéaires;
- modèles hydrologiques qui considèrent uniquement la conservation de masse à l'exclusion des effets dynamiques;

7. ONE-DIMENSIONAL MATHEMATICAL MODELLING OF DAM-BREAK WAVES

7.1. HISTORICAL DEVELOPMENT IN DAM-BREAK FLOOD ROUTING

While scientists such as Newton (1687), Laplace (1776), Poisson (1816) and Boussinesq (1871, 1877) have done basic research in the field, the basic mathematical formulation of unsteady, dynamic, one-dimensional open channel hydraulics goes back to Barré de St. Venant in 1871. However, no closed-form solution can be obtained for the partial differential equations except for a few trivial cases. Instead various simplified approximations of flood wave propagation have been developed. The problem of predicting the flood wave resulting from a breached dam, as one rapidly varying unsteady event, has caused many scientists to search for solutions for breaching and for floodwave propagation.

In 1892 Ritter published a method to develop dam breach curves (Dambruchkurven) using a strongly simplified conceptual model of a frictionless rectangular reservoir and channel with horizontal bottom, considering St. Venant's work. Ritter assumed that the volume of the positive wave travelling downstream is fed by an equal volume of reservoir storage set free by negative wave action. Schoklitsch (1917) and Eguiazaroff (1931) worked with physical models and found that, due to effects of friction and turbulence, Ritter's dam-breach curves were not correct. Backwater downstream from the dam is another limiting factor in Ritter's solution.

Because an exact solution of the full Saint-Venant equations has been impossible for irregular river channels and the manual numerical solution of these equations was not practicable, different types of simplifications have been developed. The following are among those who developed simplified solutions : Puls (1928), Goodrich (1931), McCarthy (1938), De Marchi (1945), Pohle (1950), Dressler (1952, 1954), Stoker (1957), Chow (1959), Wachernagel (1962), Cunge (1966), Estrade (1967), Strelkoff (1969), Chervet & Dallèves (1969), Sakkas (1974) Liggett (1975) and Fread (1971, 74, 76).

Different degrees of simplifications of the Saint Venant equations may be classified as either :

- purely empirical;
- linear models;
- hydrological models which consider only conservation of mass do not consider dynamic effects;

- modèles hydrauliques simplifiés qui considèrent la conservation de masse et utilise une forme simplifiée de l'équation de quantité de mouvement;
- techniques d'écoulement dynamique.

Avec le développement des ordinateurs de grande capacité et de calcul rapide au cours des 25 dernières années, les méthodes permettant de résoudre les équations complètes de Saint-Venant (dans une dimension) sont devenues courantes et actuellement les méthodes applicables aux écoulements entièrement dynamiques sont utilisées.

La rivière principale et sa vallée présentent généralement des singularités qui ont un effet important sur la propagation dynamique (Saint-Venant) de l'onde de crue. Cette technique permet la modélisation des effets de ventre dus au remous, rendant possible la simulation précise de l'amortissement de l'onde de crue.

7.2. ÉQUATIONS FONDAMENTALES

La forme courante des équations de Saint-Venant est la suivante :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (m Q V) + g A \frac{\partial h}{\partial x} + g A (S_f - S_0) = 0$$

où :

- x = coordonnée longitudinale,
- t = temps,
- A = surface de la section mouillée,
- Q = débit de l'écoulement,
- m = coefficient de correction de quantité de mouvement (en général, pris égal à 1),
- V = vitesse moyenne,
- g = accélération de la pesanteur,
- h = profondeur de l'écoulement,
- S_f = pente de frottement, considérée comme une mesure de la résistance hydraulique à l'écoulement par masse volumique d'eau (suivant Manning et dans le système métrique : $S_f = n^2 V^2/R^{4/3}$, où n est le coefficient de rugosité et R le rayon hydraulique),
- S_0 = pente longitudinale du fond du lit de la rivière.

La deuxième équation représente la conservation de quantité de mouvement. Comme on le sait, cette équation, avec application d'une méthode de calcul numérique convenable aux différences finies ou aux éléments finis, permet de simuler correctement les ressauts hydrauliques et les ondes à front raide susceptibles de se présenter.

Diverses méthodes numériques pour résoudre les équations de Saint-Venant ont été mises au point. La plupart de ces méthodes conviennent seulement pour la

- simplified hydraulic models which consider the conservation of mass and utilise a simplified form of the momentum equation;
- dynamic routing techniques.

With the development of high speed computers in the last 25 years, methods to solve the complete St. Venant equations (in one dimension) have become common and at present fully dynamic routing methods should be used.

The main river and its valley normally contain features which make dynamic (St. Venant) flood routing important. This technique allows the modelling of loop effects due to backwater, thus making possible the accurate simulation of floodwave attenuation.

7.2. BASIC EQUATIONS

The common form of the Saint-Venant equations is :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (m Q V) + g A \frac{\partial h}{\partial x} + g A (S_f - S_0) = 0$$

where:

- x = longitudinal co-ordinate;
- t = time;
- A = area of the wet section;
- Q = flow rate;
- m = momentum flux correction coefficient (which is usually assumed to be equal to 1);
- V = average velocity;
- g = acceleration due to gravity;
- h = depth of the flow;
- S_f = friction slope, as a measure of hydraulic resistance to the flow per unit weight of water (according to Manning and in metric units $S_f = n^2 V^2/R^{4/3}$, where n is the roughness coefficient and R is the hydraulic radius);
- S_0 = longitudinal slope of the bottom of the river bed.

The second equation is the conservation of momentum. As is well known this equation, together with the application of an appropriate finite difference or finite element numerical solution scheme, makes it possible to correctly simulate hydraulic jumps and steep-fronted waves which may be present.

A number of different numerical schemes for solving the Saint-Venant equations have been developed. Most of these schemes are only suitable for

simulation des ondes de crues naturelles. La simulation des ondes de rupture de barrage entraîne des problèmes numériques particuliers pouvant être attribués : a) aux fortes pentes et aux changements brusques de section transversale qui caractérisent les lits naturels des rivières; b) à l'état sec initial du lit de la rivière devant le front de l'onde.

Au début du calcul se pose un problème, qui est rendu difficile par le changement initial brusque de hauteur d'eau au barrage; l'hypothèse d'une rupture totale instantanée implique qu'un mur d'eau vertical existe au barrage. Dans ces conditions, le calcul peut être entrepris en utilisant des solutions analytiques (Molinaro et Di Filippo, 1990) qui sont valables dans un court espace de temps après la rupture.

Des mesures et solutions adoptées pour surmonter les difficultés associées à la simulation d'une onde de rupture de barrage sont données au Chapitre 8 « Aspects pratiques du calcul de l'onde de rupture de barrage ». Au paragraphe 7.3, quelques solutions analytiques des équations de Saint-Venant sont présentées; elles s'appliquent à des cas simples où la géométrie du profil en travers est constante le long du lit de la rivière. Au paragraphe 7.4, des techniques de calcul numérique courantes, pour résoudre les mêmes équations dans la généralité des cas, sont décrites.

7.3. SOLUTIONS ANALYTIQUES DE L'ÉTUDE DE L'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

Les équations de Saint-Venant ne peuvent être résolues analytiquement que pour des sections transversales simples du lit d'écoulement et pour des conditions aux limites simples. Les meilleures solutions analytiques connues sont présentées ci-après.

Solution de Ritter

La première solution du problème de l'onde de rupture de barrage fut donnée par Ritter en 1892. Ritter considère un lit d'écoulement de longueur infinie, à fond horizontal, de section transversale rectangulaire, dont les parois sont lisses. Le barrage est supposé orthogonal à l'axe longitudinal. À l'amont du barrage, l'eau est initialement au repos et sa profondeur est h_0 , tandis qu'à l'aval le lit est sec. On suppose que la rupture du barrage est instantanée et que l'onde produite est unidimensionnelle. La solution analytique correspondant aux hypothèses ci-dessus est :

$$h = [2 (gh_0)^{1/2} - (x/t)^2 / (9g)]$$

$$u = (2/3) [(gh_0)^{1/2} + (x/t)]$$

où x est la dimension longitudinale, t le temps, g l'accélération de la pesanteur, h et u respectivement la profondeur d'eau et la vitesse moyenne à l'abscisse x et au temps t . A tout instant, le profil de l'onde est défini dans l'intervalle :

$$-1 < x / [t (gh_0)^{1/2}] < 2$$

simulating natural flood waves. Simulating dam-break waves involves special numerical problems which can be attributed to : a) the steep slopes and sudden changes in cross-section which characterise natural river channels; b) the initial dryness of the river bed ahead of the wave front.

There is a problem of initiating the computation, which is made critical by the initial abrupt change in the depth of water at the dam; assuming an instantaneous, total collapse, implies that a vertical wall of water exists at the dam. Under these conditions, the calculation can be started by using analytical solutions (see Molinaro and Di Filippo 1990), which are valid within a short time after the collapse.

Measures and solutions adopted to overcome difficulties connected with the simulation of a dam-break wave are given in chapter 8 " Practical Aspects of Dam-Break Wave Computation ". In paragraph 7.3 a few analytical solutions of the Saint-Venant equations are presented which apply to simple cases when the geometry of the cross-section is constant along the channel. In paragraph 7.4 common numerical techniques for solving the same equations in the most general case are described.

7.3. ANALYTICAL SOLUTIONS OF THE DAM-BREAK FLOOD

The Saint-Venant equations can be solved analytically only for simple channel cross-section and simple boundary conditions. The best known analytical solutions are presented in the following.

Ritter's solution

The first solution to the dam-break wave problem was given by Ritter in 1892. This author considers a channel of infinite length, horizontal bottom, rectangular cross-section, and a smooth bed and walls. The dam is assumed to be orthogonal to the longitudinal axis. Upstream of the dam the water is initially at rest and its depth is h_0 , whereas downstream the bottom is dry. It is assumed that the dam breaks instantaneously and that the resulting wave is one-dimensional. The analytical solution consistent with the above assumptions is :

$$h = [2 (gh_0)^{1/2} - (x/t)]^2 / (9g)$$

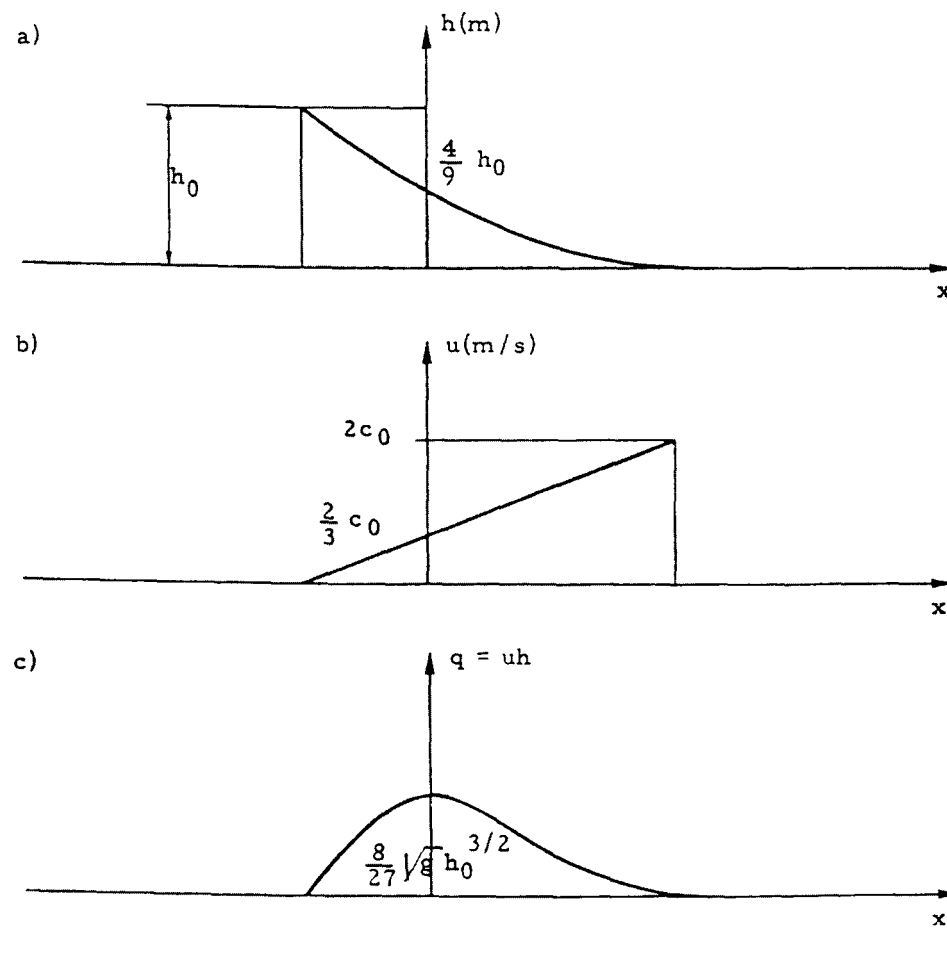
$$u = (2/3) [(gh_0)^{1/2} + (x/t)]$$

where x is the longitudinal dimension, t is time, g is gravity, and h and u are the water depth and the mean velocity respectively for any x and t . At any time the wave profile is defined in the following interval :

$$-1 < x / [t (gh_0)^{1/2}] < 2$$

La solution de Ritter fournit les caractéristiques générales suivantes de l'onde (Fig. 6) :

- l'onde a un profil parabolique, à concavité tournée vers le haut, tangent au fond du lit à son front;
- la vitesse u varie linéairement le long du lit d'écoulement entre les valeurs correspondant aux deux extrémités de l'onde, c'est-à-dire zéro au front négatif et $2 (gh_0)^{1/2}$ au front positif;
- au site du barrage, la profondeur d'eau et la vitesse sont constantes dans le temps et sont respectivement égales à $4/9 h_0$ et à $2/3 (gh_0)^{1/2}$; il s'ensuit que le débit est également constant et égal à $8/27 h_0 (gh_0)^{1/2}$;
- au site du barrage, l'écoulement est critique, la vitesse étant égale à la célérité d'une onde de gravité, c'est-à-dire $u = (gh)^{1/2}$; à l'amont, l'écoulement est fluvial [$u < (gh)^{1/2}$], tandis qu'à l'aval il est torrentiel [$u > (gh)^{1/2}$];
- le front de l'onde positive se propage à l'aval à la vitesse $u = 2 (gh_0)^{1/2}$, tandis que l'onde négative se propage à l'amont à la vitesse $c = (gh_0)^{1/2}$.



Ritter's solution provides the following general characteristics of the wave (see Fig. 6):

- the wave has a parabolic profile which is concave upward and tangent to channel bottom at its front;
- the velocity u varies linearly along the channel between the values at the two extremities of the wave, i.e. zero at the negative front and $2 (gh_0)^{1/2}$ at the positive front;
- at the dam site the water depth and velocity are constant in time and they are equal to $4/9h_0$ and $2/3 (gh_0)^{1/2}$ respectively; it follows that the discharge is also constant and equal to $8/27h_0 (gh_0)^{1/2}$;
- at the dam site the flow is critical as the velocity equals the celerity of a gravity wave, i.e. $u = (gh)^{1/2}$; upstream the flow is subcritical ($u < (gh)^{1/2}$), while downstream it is supercritical ($u > (gh)^{1/2}$);
- the positive wave front propagates downstream with the velocity $u = 2 (gh_0)^{1/2}$, whereas the negative wave propagates upstream with the celerity $c = (gh_0)^{1/2}$;

Fig. 6
Ritter's solution
Solution de Ritter

- a) Profile of the wave
b) Velocity distribution
c) Discharge distribution

- a) *Profil de l'onde*
b) *Distribution des vitesses*
c) *Distribution des débits*

Solution de Dressler

L'hypothèse de résistance hydraulique nulle admise par Ritter n'est pas réaliste, du fait que les parois d'un lit réel d'écoulement présentent toujours une rugosité. Les expériences effectuées par Schoklitsch (1917) montrent que la vitesse de propagation du front de l'onde dans un lit ayant une rugosité peut tomber à 40 % seulement de la valeur théorique de Ritter, alors que l'effet de la résistance hydraulique sur la vitesse de l'onde négative est négligeable. Eguiazaroff (1935) a obtenu des résultats identiques. Dressler (1952, 1954) et Whitham (1954) ont, chacun de leur côté, mis au point des solutions analytiques tenant compte des effets de la rugosité du lit. Ces deux auteurs ont suivi des approches différentes.

Whitham (1954) suppose que le front de l'onde, où la résistance hydraulique est grande et produit un important brassage de l'écoulement, peut être considéré comme une sorte de couche limite, où le mouvement de l'eau est représenté par des équations spécifiques; dans le reste de l'onde, la solution de Ritter s'applique.

Dressler (1952, 1954) part d'un point de vue totalement différent, mais arrive finalement à des résultats identiques. Le terme de résistance est ajouté dans les équations fondamentales et celles-ci sont résolues le long de l'onde. Un profil de vitesse est calculé; à partir du front négatif la vitesse augmente jusqu'à un maximum, puis décroît rapidement. Selon Dressler, ce résultat est une conséquence directe de l'inadéquation de la formule de Chézy dans la zone voisine du front de l'onde, où la profondeur d'eau tend vers zéro. Dressler suppose qu'à l'aval de la section où la vitesse atteint la valeur maximale donnée par la solution analytique, la vitesse est constante jusqu'au front de l'onde. Un important brassage des particules d'eau caractérise cette zone, appelée zone d'extrémité (de pointe).

Dans ce qui suit, seule la solution de Dressler est présentée, car elle est plus appliquée que l'autre. Les hypothèses générales sont celles adoptées par Ritter, sauf pour la résistance hydraulique qui est prise en compte suivant la formule de Chézy. La solution se présente sous la forme d'une série de puissance du produit RT , où R et T sont respectivement un paramètre de résistance sans dimension et un temps sans dimension. Il en résulte que la solution n'est valable que pour un court intervalle de temps après la rupture du barrage. La longueur de cet intervalle diminue au fur et à mesure que le paramètre de Chézy diminue. L'expression de cette solution est donnée par la solution de Ritter avec des termes correcteurs qui sont fonctions de l'espace et du temps multipliés par RT . Sur le front de l'onde, le profil de l'onde est déterminé suivant l'équation de quantité de mouvement, en supposant que les forces d'inertie sont négligeables. Il en résulte que le front de l'onde a un profil parabolique avec concavité tournée vers le bas (Fig. 7).

Solution de Stoker

La présence d'une profondeur d'eau non nulle à l'aval du barrage conduit à la formation d'un mascaret au front de l'onde. Ce problème a été étudié par Stoker (1957), qui adopta les mêmes hypothèses que Ritter, sauf pour la profondeur d'eau initiale à l'aval du barrage, h_0 , supposée supérieure à zéro. Stoker subdivise l'écoulement en quatre zones (Fig. 8) :

Zone I : eau au repos ($h = h_0$, $u = 0$);

Zone II : la profondeur d'eau et la vitesse sont données par la solution de Ritter, de sorte que le profil de l'onde est parabolique dans cette zone;

Dressler's solution

The hypothesis of zero hydraulic resistance assumed by Ritter is not realistic as the bottom and the walls of a real channel are always rough. The experiments carried out by Schoklitsch (1917) show that the speed of propagation of the wave front in a rough channel can be as low as 40 % of the Ritter's theoretical value, while the effect of the hydraulic resistance on the celerity of the negative wave is negligible. Eguiazaroff (1935) obtained similar results. Dressler (1952, 1954) and Whitham (1954) independently developed analytical solutions which take into account the effects of bed roughness. The two authors followed different approaches.

Whitham (1954) assumed that the wave front, where the hydraulic resistance is large and produces a strong mixing of the flow, can be considered as a kind of boundary layer, where the water movement is described by proper equations; in the remaining part of the wave, Ritter's solution is applied.

Dressler (1952, 1954) starts from a completely different point of view, but in the end he arrives at similar results. The resistance term is added in the governing equations and these are solved along the wave length. As a result a velocity profile is calculated starting from the negative front the velocity increases until it reaches a maximum and then decreases rapidly. According to the author this result is a direct consequence of the Chezy formula failing in the vicinity of the wave front, where the water depth goes to zero. Dressler assumed that, downstream of the section where the velocity reaches the maximum as given by the analytical solution, the velocity is constant as far as the wave front. A strong mixing of water particles characterises this zone, which is denoted the tip region.

In the following, only the solution given by Dressler is presented, as it is more popular than the other. The general hypotheses are those assumed by Ritter, except for the hydraulic resistance which is taken into consideration according to the Chezy's formula. The solution is obtained as a power series of the product RT , where R and T are a dimensionless resistance parameter and a dimensionless time respectively. As a consequence the solution is valid only for a short time interval after the dam collapse. The length of this interval decreases as the Chezy parameter decreases. The expression of this solution is given by Ritter's solution with correction terms which are a function of space and time multiplied by RT . At the wave front, the wave profile is determined according to the momentum equation, assuming that inertia forces are negligible. As a result the wave front has a parabolic profile, which is concave downward (see Fig. 7).

Stoker's solution

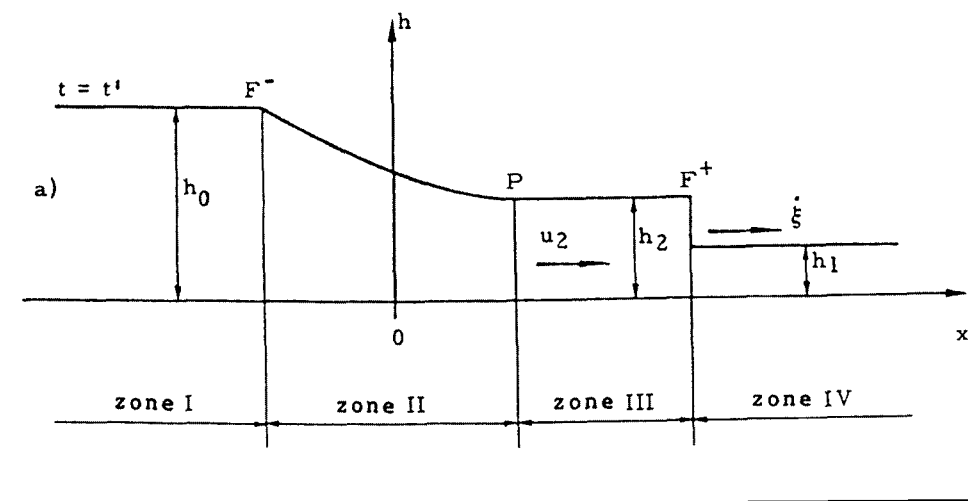
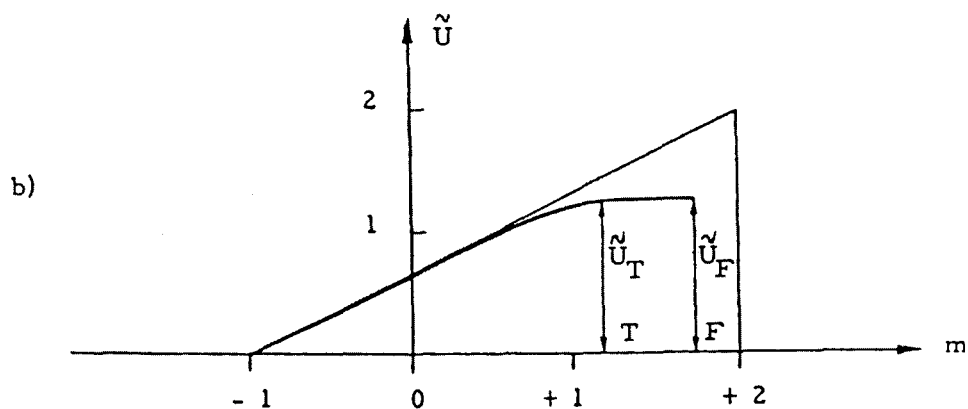
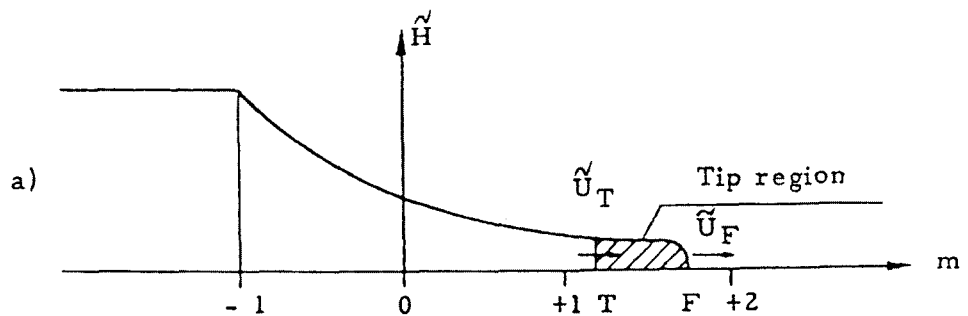
The presence of a non zero depth downstream of the dam leads to the formation of a bore at the front of the wave. This problem was studied by Stoker (1957), who adopted the same hypotheses as Ritter except for the initial water depth downstream of the dam, h_1 , which was assumed to be greater than zero. This author subdivides the flow into four zones, as follows (see Fig. 8):

Zone I: water at rest ($h = h_0$, $u = 0$);

Zone II: the water depth and velocity are given by Ritter's solution, so that the wave profile is parabolic in this zone;

Zone III : l'écoulement est uniforme, de sorte que la profondeur d'eau et la vitesse sont constantes dans l'espace et le temps ($h = h_2, u = u_2$); ces valeurs satisfont aux conditions Rankine-Hugoniot qui s'appliquent au front de l'onde;

Zone IV : des conditions hydrostatiques existent à l'aval du barrage ($h = h_1, u = 0$).



Zone III: the flow is uniform, so that the water depth and velocity are constant in space and time ($h = h_2$, $u = u_2$); these values satisfy the Rankine-Hugoniot conditions which hold at the wave front;

Zone IV: hydrostatic conditions exist downstream of the dam ($h = h_1$, $u = 0$).

Fig. 7

Dressler's solution

Solution de Dressler

- a) Profile of the wave
- b) Velocity distribution

Tip region

a) Profil de l'onde

b) Distribution des vitesses

Région d'extrémité

Fig. 8

Stocker's solution : wave profile for non zero downstream water depth.

Solution de Stoker - profil de l'onde pour une profondeur d'eau non nulle à l'aval.

Solution de Pohle

La solution proposée par Pohle (1950) est la seule qui adopte une représentation bidimensionnelle de l'onde dans un plan vertical. Le mouvement de l'eau est décrit suivant un système de coordonnées de Lagrange. Les hypothèses sont les mêmes que celles adoptées par Ritter : fond horizontal, résistance hydraulique nulle, fond initialement sec à l'aval du barrage. Dans le système de coordonnées de Lagrange, chaque particule d'eau a une vitesse horizontale u et une vitesse verticale v , toutes deux fonctions de la position initiale (a, b). La solution n'est valable que dans un court intervalle de temps après la rupture. Une description détaillée de cette solution est fournie par Stoker (1957).

Quelques considérations générales concernant les solutions analytiques mentionnées ci-dessus sont indiquées ci-après :

- les solutions données par Ritter et Pohle présentent essentiellement un intérêt théorique;
- les solutions données par Dressler et Stoker sont applicables dans les cas très simples pour une évaluation directe des caractéristiques de l'onde de rupture de barrage dans le premier instant suivant la rupture du barrage;
- toutes les solutions analytiques jouent un rôle important dans les modèles numériques et peuvent être utilisées à des fins de validation; de plus, elles peuvent fournir de véritables conditions initiales à partir desquelles les calculs numériques peuvent être entrepris.

Un rapport rassemblant les solutions analytiques d'études d'onde de rupture de barrage a été présenté par Molinaro et Di Filippo (1990).

7.4. MÉTHODES NUMÉRIQUES

Des modèles d'onde dynamique ont été mis au point et peuvent être classés comme suit, suivant les méthodes de résolution :

Méthodes des caractéristiques

Les équations différentielles partielles de l'écoulement non permanent sont tout d'abord transformées en un ensemble équivalent de quatre équations différentielles ordinaires et sont ensuite résolues par approximation. Une description de la méthode peut être trouvée dans les travaux d'Amein (1966), Abbott (1966), Dracos (1967), et Chervet et Dallèves (1970). L'utilisation de la méthode présente des limites car seule une géométrie régulière du lit d'écoulement peut être normalement adoptée. De plus, la méthode ne convient pas pour la simulation des fronts raides d'onde à moins qu'une technique s'adaptant à l'onde de choc ne soit ajoutée à l'algorithme.

Méthodes directes

Des approximations aux différences finies sont appliquées aux dérivées partielles et introduites directement dans les équations de Saint-Venant, et les

Pohle's solution

The solution proposed by Pohle (1950) is the only one which adopts a two dimensional representation of the wave in a vertical plane. The water motion is described according to a lagrangian frame of reference. The hypotheses are the same as those assumed by Ritter, i.e. horizontal bottom, zero hydraulic resistance, initially dry bottom downstream of the dam. According to the lagrangian frame of reference, each water particle has a horizontal velocity u and a vertical velocity v , both functions of the initial position (a, b) . The solution is valid only within a short time interval after the collapse. A detailed description of this solution can be found in Stoker (1957).

Some considerations of the general character of the analytical solutions reported above are:

- the solutions given by Ritter and Pohle are mainly of theoretical interest;
- the solutions given by Dressler and Stoker can be applied in the simplest cases for a direct evaluation of the dam-break wave characteristics in the first instant following the dam collapse;
- all the analytical solutions play an important role in numerical models and can be used as a reference for validation purposes; in addition they can provide genuine initial conditions from which the numerical calculation can proceed.

A collection of the dam-break wave analytical solutions was presented by Molinaro and Di Filippo (1990).

7.4. NUMERICAL METHODS

Complete dynamic wave models have been developed and may be categorised according to the method of solution as follows :

Method of characteristics

The partial differential equations of unsteady flow are first transformed into an equivalent set of four ordinary differential equations and are then approximated to obtain solutions. A description of the method can be found in the works of Amein (1966), Abbott (1966), Dracos (1967), and Chervet et Dallèves (1970). There are limitations in the use of the method as only regular channel geometry can normally be applied. In addition the method is not suitable for simulation of steep wave fronts unless a shock-fitting technique is added to the solution algorithm.

Direct methods

Finite difference approximations for the partial derivatives are substituted directly into the Saint Venant Equations and solutions are obtained for incremental

solutions sont obtenues pour des incréments de temps et de distance le long du lit d'écoulement. Des méthodes aux différences finies, explicites et implicites, sont courantes.

Les systèmes explicites calculent les dérivées spatiales à l'instant initial du pas de temps; ils transforment ainsi les équations différentielles en un ensemble d'équations algébriques de résolution facile. Les modèles explicites sont relativement simples, mais leurs applications sont limitées, car des pas de temps très courts doivent être utilisés (quelques minutes ou même secondes) à cause d'une contrainte de stabilité au delà de laquelle la solution est instable. Des systèmes explicites ont été décrits par Stoker (1953), Liggett et Woolhiser (1967), Balloffet (1969), Strelkoff (1970), et Liggett et Cunge (1975).

Les systèmes implicites calculent les dérivées spatiales à un nouvel instant; ils transforment ainsi les équations différentielles, dont la solution est requise à chaque pas de temps, en l'inversion d'une matrice bande. Ces équations simultanées peuvent être linéaires ou non linéaires. Des systèmes implicites ont été mis au point par Preissmann (1961), Vasiliev *et al.* (1965), Abbott et Jonescu (1967), Amein et Fang (1970), Fread (1971, 1973, 1974, 1976, 1978, 1980, 1981, 1985, 1988, 1989, 1993). Des systèmes implicites peuvent devenir numériquement instables si les pas de temps et de distance ne sont pas considérés par rapport à la forme de l'onde. Également, des phénomènes non linéaires très marqués, résultant de sections transversales irrégulières ou de changements brusques de pente, de section transversale, de coefficient de frottement ou de conditions d'écoulement, peuvent induire une instabilité numérique.

Les modèles implicites sont plus complexes que les modèles explicites et il importe donc d'utiliser des méthodes efficaces pour résoudre le système d'équations simultanées.

Il existe deux méthodes courantes :

- méthode à double balayage destinée à résoudre les équations linéaires (Liggett et Cunge, 1975),
- matrice bande de coefficients diagonaux du système d'équations (Fread, 1971).

Dans le cas d'une solution non linéaire, une méthode itérative doit être appliquée (par exemple, la méthode itérative Newton-Raphson pour un système non linéaire d'équations).

Les systèmes implicites sont généralement à quatre points, ce qui signifie que l'on considère l'écoulement entre deux sections transversales adjacentes et qu'une pondération de la solution vers la ligne de temps future est courante. Les systèmes à quatre points permettent un espacement irrégulier des sections transversales, ce qui est un avantage par rapport aux systèmes à six points qui sont moins courants.

La méthode des éléments finis peut aussi être appliquée à l'ensemble des équations de Saint-Venant (Cooley et Moin, 1976). Elle n'a pas d'avantage significatif pour le système implicite non linéaire à quatre points, solution dynamique unidimensionnelle. La préférence personnelle peut guider le choix. Les méthodes des éléments finis sont plus courantes dans la modélisation bidimensionnelle.

times and distances along the waterway. Both explicit and implicit finite difference methods are common.

Explicit schemes compute spatial derivatives at the initial instant of the time step so that they transform the differential equations into a set of easily solved algebraic equations. Explicit models are relatively simple, but their applications are limited due to the very short time steps that must be used (a few minutes or even seconds) because of a stability constraint beyond which the solution is unstable. Explicit schemes have been described by Stoker (1953), Liggett and Woolhiser (1967), Balloffet (1969), Strelkoff (1970), and Liggett and Cunge (1975).

Implicit schemes compute spatial derivatives at the new time level so that they transform the differential equations, whose solution are required at each time step, into the inversion of a banded matrix. These simultaneous equations can be linear or non-linear. Implicit schemes were developed by Preissmann (1961), Vasiliev *et al.* (1965), Abbott and Jonescu (1967), Amein and Fang (1970), Fread (1971, 1973, 1974, 1976, 1978, 1980, 1981, 1985, 1988, 1989, 1993). Implicit schemes can become numerically unstable if time and distance steps are not considered in relation to the shape of the wave. Also strong non linearities due to irregular cross-sections or sudden changes of slope, cross-section, friction factors, or conveyance may cause numerical instability.

Implicit models are more complex than explicit ones and it is therefore very important to use efficient methods to solve the system of simultaneous equations.

Two common methods are:

- double-sweep method to solve the linearised equations. (Liggett and Cunge, 1975).
- banded diagonal coefficient matrix of the system of equations (Fread, 1971).

In the case of a non-linearised solution, an iterative procedure has to be applied (for example the Newton-Raphson iterative method for a non-linear system of equations).

Implicit schemes generally are four-point, which means that one deals with the flow between two adjacent cross-sections and a weighting of the solution towards the future time line is common. Four-point schemes allow irregular spacing of cross-sections, as an advantage over six point schemes which are less common.

The finite element method can also be applied to the complete St. Venant equations (Cooley and Moin, 1976). It has no significant advantage for the four-point non-linear implicit St. Venant, one-dimensional dynamic solution. Personal preference of the model developer may dominate the choice. Finite element methods are more common in two-dimensional modelling.

Développements récents

Au début de la période de mise au point des modèles numériques d'écoulement dynamique, la majorité des solutions étaient basées sur les équations de Saint-Venant, une méthode des différences finies étant appliquée. D'un point de vue mathématique, la forme de non-conservativité des équations de Saint-Venant pour les écoulements libres dans des canaux (voir paragraphe 7.2.) est un ensemble d'équations hyperboliques non linéaires. En raison du caractère non linéaire de ces équations, les calculs souffrent d'instabilité (non convergence) et d'importantes erreurs peuvent en résulter lorsque la masse dans le système n'est pas conservée (ce qui arrive si, au lieu de A et Q , la profondeur d'eau h et la vitesse V sont utilisées comme variables dépendantes pour décrire l'onde de rupture de barrage). Au moyen des systèmes classiques présentés ci-dessus, les conditions d'écoulement torrentiel peuvent être seulement résolues lorsque les tronçons correspondant à un tel écoulement sont définis au moyen d'ensembles particuliers de conditions aux limites ou au moyen de simplifications portant sur la diffusion et la cinématique de l'onde.

Ces problèmes, associés au fait que des méthodes classiques ne peuvent décrire des changements rapides sur des courtes distances (ressaut hydraulique, propagation de mascaret dans les estuaires, onde de choc, ou onde de rupture de barrage dans un lit de rivière à forte pente), motivent la mise au point de nouvelles techniques de calcul en vue d'une application plus généralisée des modèles d'onde de rupture de barrage.

Cependant, il faut noter que les équations de Saint-Venant, résolues par une méthode des différences finies classique, ont été utilisées et sont toujours utilisées pour la simulation d'un grand nombre de cas d'onde de rupture de barrage où les problèmes mentionnés ci-dessus ne se présentent pas.

La rupture instantanée d'un barrage, telle que celle d'un barrage-voûte mince, dans un lit de rivière à forte pente, peut conduire à des vitesses et à des conditions d'écoulement qui ne peuvent être représentées correctement par les équations de Saint-Venant. Toutefois, l'atténuation de l'onde et la rugosité du lit d'écoulement amortissent rapidement la vitesse de l'onde, et la technique courante de Saint-Venant sera applicable à l'aval à partir de ce point.

De nouvelles méthodes ont été introduites au cours de ces dernières années. Des progrès fondamentaux qui ont permis ces nouveaux développements sont dus à Lax et à Abbott. Lax (1972) a montré que la forme divergente de l'équation différentielle de conservation pouvait être utilisée pour résoudre par approximation la discontinuité et satisfaire à la condition de ressaut. Abbott (1979) a démontré que l'équation de Saint-Venant, si elle était écrite sous la forme divergente de la conservation de masse et de quantité de mouvement, était utilisable pour décrire le ressaut hydraulique mobile.

Même si les équations fondamentales sont écrites sous une forme appropriée, la formation d'oscillations de l'onde de choc au front de choc peut apparaître et il est courant d'utiliser des filtres numériques pour lisser la solution au front de l'onde (Abbott, 1979). Une nouvelle génération de systèmes a été présentée par Fennema et Chaudry, 1987. Ces auteurs ont comparé quelques systèmes de différences finies, parmi lesquels le système Gabutti et le système Beam-Warming, pour la simulation du problème unidimensionnel de rupture de barrage. Des différences finies

Recent developments

In the earlier period of development of numerical dynamic flow models the majority of the solutions were based on the St. Venant equations and solved by a finite difference method. From a mathematical point of view, the non-conservative form of the St. Venant equations for open channel flow (see paragraph 7.2) is a set of non-linear hyperbolic equations. Due to the non-linear character of these equations the numerical computations usually suffer from instability (non convergence) and large errors may result when the mass in the system is not conserved (this happens if instead of A and Q , the water depth h and the velocity V are used as dependent variables to describe the dam-break wave). By means of the classical schemes presented above, supercritical flow conditions can only be solved when supercritical reaches are defined with special sets of boundary conditions or with diffusion or kinematic wave simplifications.

Those problems, together with the fact that classical methods cannot describe rapid changes over short distances (hydraulic jumps, bore propagation in estuaries, surge waves or dam breaching waves in steep channels), gave motivation for the development of new computational techniques suitable for a more generalised applicability of dam-break wave models.

However it should be noted that the St. Venant equations solved by a classical finite-difference method have been used and are still in use for the simulation of a large number of dam-breach cases where the above problems are absent.

The case of an instantaneous dam failure, such as for thin arch dams, situated in a steep stream channel may create travel speeds and flow conditions which cannot be simulated correctly by the St. Venant equations. However, attenuation of the wave and roughness of the waterway dampens the wave speed rapidly, and the common St. Venant technique will be applicable from this point downstream.

New methods have been introduced in the recent years. Fundamental advances which have allowed these new developments are due to Lax and Abbott. Lax, 1972, has shown that the divergent form of the conservation differential equation can be used to approximate the discontinuity and satisfy the jump condition. Abbott, 1979, has shown that the St. Venant equation, if written in the divergent form of the conservation of mass and momentum can be used to describe the moving hydraulic jump.

Even if the governing equations are written in the proper form, formation of shock wave oscillations at the shock front can appear and it is common to use numerical filters to smooth the solution at the wave front (see Abbott, 1979). A new generation of schemes has been presented by Fennema and Chaudry, 1987. These authors compared some finite difference schemes, among which the Gabutti and the Flux splitting Beam-Warming scheme, for the simulation of the one dimensional dam-breach problem. Central finite differences are used for subcritical flow (second

centrales sont utilisées pour un écoulement fluvial (précision du 2^e ordre) et des différences latérales (précision du 1^{er} ordre) pour un écoulement torrentiel. Le système Beam-Warming ne devient instable que lorsque la profondeur initiale du réservoir est inférieure ou égale à 1000 fois la profondeur initiale d'eau à l'aval.

Une autre famille de systèmes est celle des systèmes TVD (Total Variation Demising/transmission de variation totale) qui ont été introduits pour la première fois par Roe (1981) et plus tard appliqués par Kung (1988). Une version de ce système, qui a une précision du deuxième ordre avec un limiteur de courant Superbee, a été appliquée par Bains, Maffio et Di Filippo (1990) et s'est révélée très précise pour des géométries simples. D'autres progrès récents cités dans la littérature technique résultent des travaux de Kettani *et al.* (1991), Alcrudo et Garcia-Navarro (1994), Goutal et Maurel (1996), Holly *et al.* (1991).

Très souvent, les progrès mentionnés ci-dessus sont restés à un niveau académique et n'ont pas débouché sur des applications pratiques. Tous les systèmes présentés sont basés sur une grille fixe, correspondant à une représentation d'Euler de l'onde de rupture de barrage. En réalité, la propagation du front d'onde est un phénomène correspondant à une représentation de Lagrange et l'écoulement initial à l'aval du barrage doit permettre l'application des systèmes d'Euler. Un système original basé sur la représentation de Lagrange a été présenté par Di Monaco et Molinaro (1982, 1984). La très récente version de ce système est très prudente, du fait qu'elle adopte, comme variables dépendantes, la masse et la quantité de mouvement intégrées sur chaque maille de calcul. Ce modèle a été appliqué avec succès en Italie pour le calcul de plus de 200 ondes de rupture de barrage.

Modèles de réseau unidimensionnels (modèles pseudo-bidimensionnels)

La vitesse et la capacité des ordinateurs modernes et les faibles coûts de calcul en résultant permettent d'exiger au moins la modélisation complète unidimensionnelle de Saint-Venant pour l'étude de l'écoulement des ondes de rupture de barrage. Dans les zones où les effets bidimensionnels d'écoulement sont importants ou une distribution des résultats est demandée, un modèle de réseau bidimensionnel ou unidimensionnel (modèle pseudo-bidimensionnel) peut devenir nécessaire. Le coût d'un modèle bidimensionnel (création, étalonnage, exécution) est nettement plus élevé que celui d'un modèle unidimensionnel, en particulier lorsque des analyses approfondies de sensibilité sont préparées. La modélisation bidimensionnelle est utilisée pour les études complexes d'écoulement permanent et non permanent dans des retenues. Elle est également adoptée pour des études d'écoulement fortement bidimensionnel de crue résultant d'une rupture de barrage, en particulier à l'aval du barrage et à proximité des élargissements ou retrécissements du lit ou de la vallée.

Lors de l'examen de la précision de tels modèles, il faut se rappeler que, dans presque tous les cas, les modèles bidimensionnels sont limités en dimensions et reposent fortement sur la précision des conditions aux limites aval. Une description de modèles bidimensionnels figure au chapitre 9.

Un schéma possible pour un modèle de réseau unidimensionnel a été donné par Di Filippo, Molinaro et Tancini (1992). Ce schéma est décrit ci-après.

order accuracy) and upwing differences (first order accuracy) for supercritical flow. The Beam and Warming scheme does not become unstable until the initial reservoir depth is less than or equal to 1000 times the initial tail water depth.

Another family of schemes is that of TVD (Total Variation Demising) schemes which were first introduced by Roe (1981) and later applied by Kung (1988). A version of this scheme, which is upwing and has second order accuracy with a Superbee flux limiter has been applied by Bains, Maffio and Di Filippo (1990), proved to be very accurate for simple geometry. Other recent developments that have appeared in the literature include those of Kettani *et al.* (1991), Alcrudo and Garcia-Navarro (1994), Goutal and Maurel (1996), Holly *et al.* (1991).

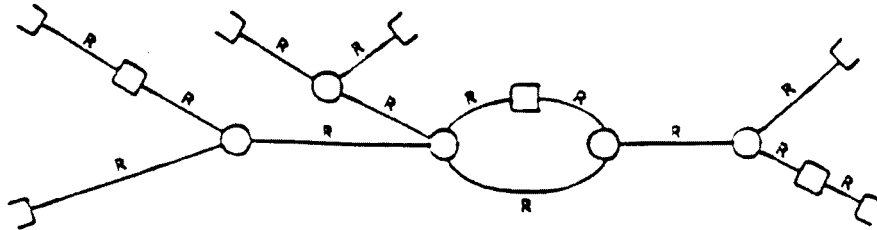
In many cases the above developments have remained on an academic level and have not been brought to a level of user-friendly engineering applications. All the schemes presented are based on a fixed grid, which corresponds to an eulerian representation of the dam-break wave. Actually the propagation of the wave front is a lagrangian phenomenon and an initial flow downstream of the dam must be assumed to allow application of eulerian schemes. An original scheme based on the lagrangian representation of the wave has been presented by Di Monaco and Molinaro (1982, 1984). The most recent version of this scheme is fully conservative as it adopts, as dependent variables, the mass and momentum integrated over each computational cell. This model has been applied successfully for the computation of more than 200 dam-break waves in Italy.

One-dimensional network models (quasi two-dimensional models)

The speed and capacity of modern computers and resulting low computation costs allow one-dimensional complete St. Venant modelling to be the minimum requirement for routing of dam-break floods. In areas where two-dimensional flow effects are important or distributed results are required, two-dimensional or one-dimensional network modelling (quasi-two dimensional modelling) may become necessary. The cost of two-dimensional modelling (creation, calibration and execution) is significantly higher than for one-dimensional modelling, especially when extensive sensitivity analyses are prepared. Two-dimensional modelling is used for complex steady and unsteady flow analyses in reservoirs. It is also used for investigations of strongly two-dimensional flow of dam-breach floods, especially downstream from the dam and around significant expansions or contractions of channel or valley geometry.

When discussing the accuracy of such models one should keep in mind that in nearly all cases, two-dimensional model are limited by their size and rely strongly on the accuracy of the downstream boundary conditions. A description of two-dimensional models is given in chapter 9.

A possible scheme for a one-dimensional network model was given by Di Filippo, Molinaro and Tancini (1992). This scheme is described hereafter.



Pour la simulation d'un réseau d'écoulement, les équations de Saint-Venant, valables à l'intérieur de chaque branche, doivent être complétées par les équations suivantes pour chaque nœud de confluent (Fig. 9) :

- les équations de continuité :

$$\sum_{i=1}^N Q_i \sigma_i = \Omega \frac{\partial z_c}{\partial t} + k (z - z_c)^a + k_0$$

- l'ensemble des équations d'énergie (une pour chaque branche confluant au nœud) :

$$z_i + \frac{1}{2g} V_i^2 = z_c + \frac{1}{2g} \sigma_i \eta V_i^2 \quad i = 1, N$$

où :

- z_i = niveau d'eau dans la branche i au nœud de confluent ;
- V_i = vitesse moyenne de l'eau dans la branche i au nœud de confluent ;
- Q_i = débit dans la branche i au nœud de confluent ;
- z_c = niveau d'eau au nœud de confluent ;
- η = coefficient de perte d'énergie au confluent ;
- σ_i = indicateur d'écoulement convergence/divergence :
 - $\sigma_i = 1$ si le débit converge vers le nœud ;
 - $\sigma_i = -1$ si le débit diverge depuis le nœud ;
- Ω = surface du nœud, fonction du niveau d'eau ;
- k, a, k_0 = coefficient multiplicateur, exposant et constante de la loi de débit sortant du nœud de confluent ;
- z_0 = cote de la vanne ou du seuil.

Les conditions aux limites aux nœuds d'extrémité sont :

- 1) débit imposé
 $Q_i = Q_0(t)$
- 2) niveau imposé :
 $z_i = z_0(t)$

Fig. 9

Example of looped channel network
Exemple de réseau d'écoulement avec boucles

R = Branch	<i>Branche</i>
] = Node	<i>Nœud</i>
O = Confluence node	<i>Nœud de confluent</i>
□ = Singularity node	<i>Nœud de singularité</i>

For the simulation of a channel network, the Saint-Venant equations, valid within each branch, are to be completed with the following additional equations for each node of confluence (see Fig. 9):

- the continuity equations :

$$\sum_{i=1}^N Q_i \sigma_i = \Omega \frac{\partial z_c}{\partial t} + k (z - z_c)^a + k_0$$

- and the set of energy equations (one for each branch confluent to the node) :

$$z_i + \frac{1}{2g} V_i^2 = z_c + \frac{1}{2g} \sigma_i \eta V_i^2 \quad i = 1, N$$

where:

- z_i = water level in the i - branch at the confluence node;
- V_i = average water velocity in the i - branch at the confluence node;
- Q_i = rate of flow in the i - branch at the confluence node;
- z_c = water level at the confluence node;
- η = energy loss coefficient at the confluence;
- σ_i = flow convergence / divergence indicator :
 $\sigma_i = 1$ if the rate of flow converges to the node;
 $\sigma_i = -1$ if the rate of flow diverges from the node;
- Ω = area of the node as a function of the water elevation;
- k, a, k_0 = are multiplicative coefficient, exponent and constant of the outflow law from the confluence node;
- z_s = sluice gate or sill elevation.

The boundary conditions at the extreme nodes are :

- 1) Imposed flow rate :

$$Q_i = Q_0 (t)$$

- 2) Imposed level:

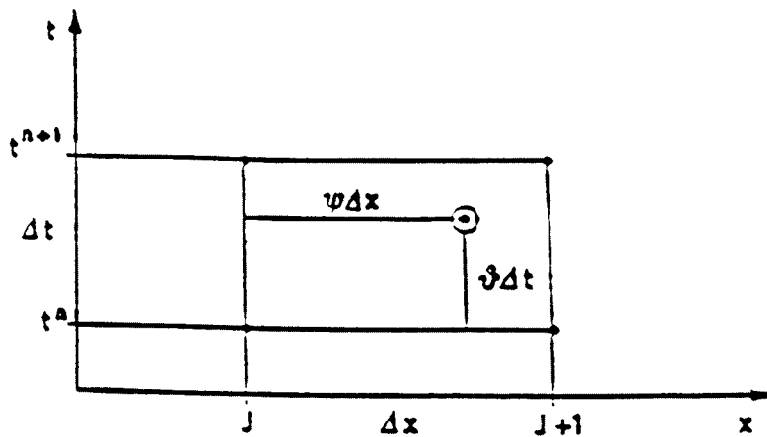
$$z_i = z_0 (t)$$

3) débit fonction de la profondeur d'eau h :

$$Q_i = f(h_i)$$

On doit également tenir compte des singularités aux seuils, vannes ou évacuateurs de crue. La manière de prendre en compte un ouvrage hydraulique, et les équations hydrauliques valables dans les différents cas, sont illustrées dans les rapports Sinniger, Hager (1989), Chow (1959) et Henderson (1966).

Pour la discrétisation des équations sus-mentionnées, le schéma bien connu de Preissmann est utilisé (Fig. 10).



Chaque branche est divisée en intervalles de longueur « Δx », conduisant à des nœuds de calcul $J + 1$. En outre, le temps est divisé en « n » intervalles d'amplitude « Δt ». Un poids d'espace « ψ » et un poids de temps « θ » sont considérés. Une fonction générique $f(x, t)$ et ses dérivées prennent les formes suivantes :

$$f(x, t) = (1 - \theta) [(1 - \psi) f_j^n + \psi f_{j+1}^n] + \theta [(1 - \psi) f_j^{n+1} + \psi f_{j+1}^{n+1}]$$

$$\frac{\partial f(x, t)}{\partial x} = (1 - \theta) \frac{f_{j+1}^n - f_j^n}{\Delta x} + \theta \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}}{\Delta x}$$

$$\frac{\partial f(x, t)}{\partial t} = (1 - \psi) \frac{f_j^{n+1} - f_j^n}{\Delta t} + \psi \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n}{\Delta t}$$

Les équations fondamentales ci-dessus sont discrétisées de cette façon. Les variables inconnues du problèmes sont donc :

– pour la branche générique k , les surfaces et débits :

$$(A_j^{n+1})_k, (Q_j^{n+1})_k \text{ con } j = 1, (J_k + 1)$$

où J_k = nombre d'intervalles d'espace dans la branche k

– pour chaque nœud de confluent (c), le niveau :

$$z_c^{n+1}$$

- 3) Flow rate as a function of the water depth h
 $Q_i = f(h_i)$

Also, singularities at weirs, gates or spillways must be considered. The way a hydraulic structure can be considered and the proper hydraulic equations valid in different cases are illustrated in Sinniger, Hager (1989), Chow (1959) and Henderson (1966).

For the discretization of the above mentioned equations the well known Preissmann scheme is used (see Fig. 10).

Fig. 10
 Space-time discretization according to the Preissmann scheme
Discretisation espace-temps suivant le schéma de Preissmann

Each branch is divided into intervals of length “ Δx ”, obtaining $J+1$ internal calculation nodes. Likewise time is divided into “ n ” intervals of amplitude “ Δt ”. A space weight “ ψ ” and a time weight “ ϑ ” are considered. A generic function $f(x, t)$ and its derivatives are approximated as:

$$f(x, t) = (1 - \vartheta) [(1 - \psi) f_j^n + \psi f_{j+1}^n] + \vartheta [(1 - \psi) f_j^{n+1} + \psi f_{j+1}^{n+1}]$$

$$\frac{\partial f(x, t)}{\partial x} = (1 - \vartheta) \frac{f_{j+1}^n - f_j^n}{\Delta x} + \vartheta \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}}{\Delta x}$$

$$\frac{\partial f(x, t)}{\partial t} = (1 - \psi) \frac{f_j^{n+1} - f_j^n}{\Delta t} + \psi \frac{f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n}{\Delta t}$$

The basic equations above are discretised in this way. The unknown variables of the problem are therefore :

- for the generic branch k , areas and discharges :

$$(A_j^{n+1})_k, (Q_j^{n+1})_k \text{ con } j = 1, (J_k + 1)$$

where J_k = number of spatial intervals of the k branch :

- for each confluence node (c) the level :

$$z_c^{n+1}$$

Les autres variables, comprenant les profondeurs et les vitesses le long des branches, sont obtenues à partir des précédentes.

Les équations de Saint-Venant n'étant pas linéaires, il est nécessaire de les résoudre au moyen d'une méthode itérative. La méthode de Newton-Raphson, comportant trois étapes différentes, peut être appliquée :

1) Les équations relatives à une branche sont utilisées pour obtenir deux relations entre les inconnues aux deux extrémités de la branche. Ce procédé est appelé « Réduction aux extrémités » et s'applique par étapes algébriques aux coefficients et aux termes connus des équations concernées, en allant de l'amont vers l'aval et de l'aval vers l'amont (double balayage). De cette façon, les équations de la branche $2J$, avec les inconnues $2(J + 1)$, se réduisent à 2 équations contenant 4 inconnues à la branche terminale : ces équations sont appelées « équations réduites de branche ».

2) Le système formé par les équations réduites de branche, les équations au confluent et les équations aux nœuds limites est résolu. Ce système n'est pas symétrique et est résolu au moyen de la méthode de Gauss; cette étape s'appelle « *Solution* ».

3) Les coefficients tirés des équations de branche sont utilisés en vue de déterminer les inconnues aux points de calcul, à l'intérieur des branches elles-mêmes; cette étape s'appelle « *Retour* ». Dans la mesure où la méthode de double balayage est concernée, il est utile d'apporter quelque précision. Le « balayage avant » de cette méthode est effectué dans les deux directions de chaque branche; en fait, seul de cette façon, il est possible d'obtenir deux équations réduites indépendantes pour chaque intervalle de temps « Δt ». Dans l'étape « retour », afin d'obtenir les valeurs des variables inconnues à chaque nœud de branche du calcul, seul le « balayage arrière » est utilisé.

Cette méthode, modifiée pour déterminer les équations réduites, n'est applicable qu'aux écoulements fluviaux. Malgré cela, il est possible de calculer des réseaux comportant des tronçons avec écoulement torrentiel, en agissant habilement sur le coefficient de correction « m » pour la quantité de mouvement. Si cette opération ne concerne que de courts tronçons d'écoulement, les erreurs faites sont limitées et pratiquement acceptables.

D'autres références relatives à la modélisation pseudo-bidimensionnelle d'un réseau lit mineur de rivière/lit majeur sont les suivantes : Fread (1973, 1976, 1978, 1985), Balloffet et Scheffler (1982), Kuehne et Faeh (1983), Tawatchai Tingsanchali (1986), Reiter (1988).

The other variables including depths and velocities along the branches, are obtained from the previous ones.

As the Saint-Venant equations are non linear, it is necessary to solve them by means of an iterative method. The method of Newton-Raphson can be applied, dividing the solution into three different stages:

1) The branch equations are used to obtain two relations between the unknowns at the two branch ends. This procedure is called "REDUCTION TO THE ENDS" and takes place with algebraic steps on the coefficients and on the known terms of the relevant equations, proceeding from upstream to downstream and from downstream to upstream (double sweep). In this way the $2J$ branch equations, with the $2(J+1)$ unknowns, are reduced to 2 equations containing 4 terminal branch unknowns: these equations are called "reduced branch equations".

2) The system formed by the reduced branch equations, the confluence equations and the equations at the boundary nodes is resolved. This system is not symmetrical and it is solved by means of the Gauss method; this step is called "SOLUTION".

3) Again the coefficients obtained from the branch equations are employed with the aim of determining the unknowns at the calculation points inside the branches themselves; this step is called "RETURN". As far as the double sweep procedure is concerned, it is useful to specify something more. The "forward sweep" of this method is set in both directions of each branch; only in this way, in fact, is it possible to obtain two independent reduced equations for any time interval " Δt ". In the return step, in order to obtain the values of the unknown variables at each branch node of calculation, only the backward sweep is used.

This procedure, modified to determine the reduced equations, is applicable only to subcritical flows. Notwithstanding this, it is possible to calculate networks with reaches containing supercritical flows by artfully operating on the " m " correction coefficient for the momentum flux. If this intervention concerns only short flow stretches, limited and practically acceptable errors are made.

Further references for quasi-two-dimensional, river channel / flood plain channel network modelling are: Fread (1973, 1976, 1978, 1985), Balloffet and Scheffler (1982), Kuehne and Faeh (1983), Tawatchai Tingsanchali (1986), Reiter (1988).

8. ASPECTS PRATIQUES DU CALCUL DE L'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

8.1. GÉNÉRALITÉS

L'écoulement de la crue de rupture de barrage a été connu sur le plan scientifique et a été pris en considération pendant plus de 100 ans. Du fait de la complexité des lits et réseaux naturels d'écoulement et en raison des limites des techniques disponibles, d'importantes simplifications étaient nécessaires. Les progrès explosifs dans le domaine des ordinateurs au cours des années 1960 ont fait que des méthodes numériques précises sont maintenant disponibles et applicables.

Il y a autant d'incertitudes dans le phénomène de rupture de barrage que dans la propagation de l'onde de crue. Des hypothèses empiriques doivent être adoptées, même dans les modèles numériques les plus perfectionnés, pour décrire l'érosion, les transports solides, l'érosion des rives, l'enlèvement et le transport de la végétation, les problèmes de glace dans les régions froides, l'obstruction du lit d'écoulement ou les resserrements de la vallée, de même que le comportement des ouvrages secondaires (barrages, remblais de route et de voie ferrée, ponts et levées le long de la rivière), la résistance à l'écoulement dans la zone de l'aménagement (pertes d'énergie par frottement, pertes d'énergie locales) et les changements de résistance à l'écoulement dans le temps.

Seuls une analyse approfondie de sensibilité et un jugement expert des résultats peuvent fournir des informations sur les limites supérieures et inférieures les plus probables des niveaux, débits, vitesses d'écoulement, et l'évolution du phénomène dans le temps.

Les méthodes utilisées dans un modèle numérique, qui simulent les conditions d'écoulement fortement non permanent de l'onde de rupture de barrage, dépendent :

- I. de la longue expérience acquise dans l'utilisation d'un algorithme spécial d'écoulement de crue ;
- II. des spécifications scientifiques et techniques pour l'obtention d'une solution précise ;
- III. des spécifications relatives aux résultats, établies par les clients techniciens et non techniciens ;
- IV. de la capacité du modèle à servir d'outil pour d'autres applications dans le domaine hydraulique.

Certaines prescriptions doivent être établies pour les modèles modernes de simulation d'onde de rupture de barrage. Lors de l'établissement de ces prescriptions, il faut se rappeler que même le modèle le plus simple présente plusieurs composantes différentes, telles que des ouvrages hydrauliques avec lit d'écoulement entre les ouvrages. La complexité d'un modèle dépend de la définition

8. PRACTICAL ASPECTS OF DAM-BREAK WAVE COMPUTATION

8.1. GENERAL

Dam-breach flood routing has been known to science and has been applied in practice for more than 100 years. Because of the complexity of natural channels and systems and because of the limitations of available techniques major simplifications were necessary. The breakthrough in computer development in the 1960's has meant that accurate numerical methods are now available and applicable.

There are as many uncertainties in the dam-break event as in the flood wave propagation. Empirical assumptions have to be used even in connection with the most advanced numerical models to describe erosion, sediment transport, bank erosion, detachment and transport of vegetation, ice problems in cold regions, clogging of channel or valley constrictions as well as the performance of secondary structures (dams, road and railroad embankments, bridges and levees along the river), flow resistance in the project area (friction losses, local losses) and time dependent changes of flow resistance.

Only comprehensive sensitivity analysis and experienced judgment of the results can provide information on the most probable upper and lower limits of stages, discharges, flow velocities and timing of the event.

The methods used in a numerical model, that simulate the extremely unsteady flow conditions of a dam-break flood wave, depend on :

- I. the long term experience of the developer with a special flood routing algorithm;
- II. scientific and technical specifications for the accuracy of the solution;
- III. output specifications set by both engineering and non-engineering customers;
- IV. the capability of the model to serve as a tool for other hydraulic engineering applications.

Certain requirements must be set for modern dam-break flood simulation models to be used by the engineering profession. When setting these requirements one must keep in mind that even the most simple model will have several different components, such as hydraulic structures with channel flow routing between the hydraulic structures. The complexity of a model is dependent on the completeness

complète de l'hydraulique, de l'exploitation des ouvrages hydrauliques, et de la sophistication de la méthode numérique d'écoulement de crue appliquée aux tronçons du lit d'écoulement et aux lits majeurs. Les équations d'écoulement dynamique, lorsqu'elles sont appliquées à une géométrie complexe, ne pouvant être résolues que par des méthodes numériques, l'instabilité des algorithmes d'écoulement est courante dans les situations où des modifications des conditions d'écoulement deviennent fortement non linéaires. L'utilisation adéquate d'un modèle d'écoulement de crue nécessite que des opérations courantes soient ajoutées au modèle pour prévenir automatiquement des conditions instables dans des situations physiquement réalistes. Une utilisation adéquate signifie aussi que des programmes de pré et post-traitement sont essentiels pour la préparation assistée par ordinateur des données de base, les vérifications de la qualité de la structure du modèle et l'analyse des résultats.

8.2. PRESCRIPTIONS RELATIVES AUX MODÈLES ET À LEUR EXPLOITATION

En prenant comme référence un rapport présenté par un groupe d'experts au Séminaire sur la Simulation de l'Onde de Rupture de Barrage, Hydro-Québec, Montréal, 8-11 avril 1991, on peut donner la liste suivante des prescriptions fonctionnelles :

- Les données géométriques doivent permettre d'appliquer une modélisation uni- et bidimensionnelle.
- La modélisation unidimensionnelle doit permettre d'étudier des réseaux d'écoulement ramifiés (avec boucles et de forme dendritique).
- La modélisation bidimensionnelle sera appliquée aux zones où les effets d'écoulement bidimensionnels sont importants (zones proches du barrage, zones où l'écoulement pénètre dans les lits majeurs, etc.).
- Le modèle doit avoir la possibilité de simuler le déversement sur des crêtes et des levées situées le long du chemin d'écoulement.
- Le modèle doit permettre l'analyse des profondeurs dans les écoulements fluviaux et les écoulements torrentiels, des changements entre ces profondeurs, et de l'apparition de ressauts hydrauliques, etc., au fur et à mesure qu'ils surviennent dans la nature. L'interaction avec l'utilisateur du modèle n'est pas nécessaire.
- Le modèle tiendra compte des transports solides dans la mesure où l'on prévoit des effets importants de l'onde de rupture de barrage sur le régime de ces transports solides.
- Il est essentiel de prendre en compte les débâcles et embâcles de glace, les corps flottants, lorsque le modèle s'applique à des régions connaissant des conditions de gel intense ou de végétation dense et facilement entraînée.
- Le modèle doit pouvoir traiter toutes sortes d'ouvrages hydrauliques le long du chemin de propagation de l'onde de crue, incluant toutes les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement et caractéristiques d'exploitation.
- En général, lorsque le modèle de rupture de barrage est utilisé pour d'autres buts hydrauliques et hydrologiques, une modélisation complète de la rivière est nécessaire. Cela peut inclure l'emplacement des zones rurales et urbaines.

of the definition of the hydraulics, the operations of hydraulic structures, and on the sophistication of the numerical flood-routing method used in the channel reaches, overland flow areas, and flood plains. Since the dynamic flow equations, when applied to complex geometry, can only be solved by numerical methods, instability of the routing algorithms is common in situations where changes in flow conditions become strongly nonlinear. The user friendliness of a flood-routing model requires that routines be added to the model to automatically prevent unstable conditions in physically realistic situations. User friendliness means also that pre- and post-processing programs are essential for the computer-aided preparation of the input data, quality checks of the model structure, and the analysis of the results.

8.2. REQUIREMENTS FOR MODELS AND WORKING ENVIRONMENTS

With reference to a report, prepared by an expert group at the Specialty Seminar on Dam-Break Flood Wave Simulation, Hydro Quebec, Montreal, 8-11 April 1991, a list of the main functional requirements is :

- The geometry input should be such that both one and two dimensional modelling can be applied.
- One-dimensional modelling should permit branched (looped and dendritic) channel network systems.
- Two-dimensional modelling should be applied in areas where two-dimensional flow effects are significant (near-dam areas, locations where the flow enters flood plains, etc.)
- The model must have the ability to simulate the overtopping of longitudinal crests and levees along the flow path.
- The model should have the capability to analyze subcritical, supercritical depths, changes between these depths, and the occurrence of hydraulic jumps, etc., as they appear in nature. Interaction with the model user should not be required.
- Sediment transport should be used in the modelling to the extent that major effects of the dam-break flood wave on the sediment regime can be accounted for.
- Ice break-up, ice jams and floating debris features are essential when the model is applied to regions having ice conditions or heavy and easily entrained vegetation.
- The model should be capable of dealing with all kind of hydraulic structures along the path of flood wave propagation including full hydraulic flow characteristics and operational features.
- In the general case, when the dam-break model is used for other hydraulic and hydrological modelling tasks, a complete river modelling capability is necessary. This may include rural and urban situations.

- Divers mécanismes de rupture de barrage doivent être pris en considération, comprenant au moins les modes suivants :
 - phénomènes linéaires ou non linéaires, et choix des hypothèses d'ouverture de brèche à phases multiples ;
 - rupture par submersion ou renard ;
 - mécanisme d'ouverture de brèche non linéaire, dépendant des matériaux et de la forme, avec conditions d'ouverture initiale de la brèche.
- Des caractéristiques permettant d'effectuer des essais approfondis de sensibilité des paramètres de la brèche doivent être fournies.
- Il doit être possible de simuler une cascade de ruptures de barrages.
- La simulation des incidents d'exploitation et de leurs effets sur le risque d'une rupture de barrage doit être possible.
- Le choix du modèle doit permettre une souplesse pour modifier sa structure ou son niveau de complexité si les résultats initiaux indiquent qu'une plus grande précision est nécessaire pour certaines zones.
- Les problèmes de convergence seront gérés automatiquement par le modèle et ne doivent pas se présenter dans des situations physiquement réalistes. Des informations sur l'utilisation automatique des procédés de gestion des problèmes de non-convergence seront fournies à l'utilisateur.

L'exploitation idéale d'un modèle sera définie comme suit :

- Les dispositifs de modélisation (ordinateur et logiciel) doivent présenter de très grandes qualités et fiabilité, et être mis à jour pour tenir compte des derniers progrès de la technique.
- La configuration des ordinateurs et le temps de calcul ne doivent pas être des facteurs de limitation des qualités requises dans la modélisation.
- Les dispositifs de modélisation ne seront pas limités à l'étude de l'onde de rupture de barrage mais seront applicables à tous problèmes d'écoulement dans les rivières.
- Les dispositifs de modélisation seront contrôlés régulièrement pour déceler des dysfonctionnements éventuels.
- Un domaine d'interfaces dans l'utilisation des modèles sera prévu, les modèles servant généralement à diverses fins : analyse, conception et applications en temps réel, ne concernant pas uniquement l'étude d'onde de rupture de barrage. Parmi les divers utilisateurs, on peut citer :
 - l'expert en calcul hydraulique ;
 - l'ingénieur hydraulicien (non spécialiste de calcul hydraulique sur ordinateur) ;
 - l'exploitant de barrage, avec applications en temps réel ;
 - le décideur.
- Les sorties graphiques des ordinateurs sont très souhaitables et amélioreront l'efficacité à tous les niveaux de l'étude, en particulier au niveau de la prise de décision.

- A range of dam-break mechanisms must be available within the model. These should include at least the following features :
 - User defined linear or non linear, and a choice of multiple phase breach assumptions.
 - User defined overtopping or piping failure.
 - Material and shape dependent non-linear breach mechanisms with user-defined initial breach conditions.
- Features must be provided to allow for extensive sensitivity testing of the breach parameters.
 - It must be possible to simulate cascades of dam failures.
 - Ability to simulate operational accidents and their effect on the risk of development of a dam-break should be provided.
 - The selection of models should allow for flexibility to change the model structure or its complexity if initial modelling results indicate that greater accuracy is required for certain areas.
 - Convergence problems should be managed automatically by the model and should not occur in physically realistic situations. Information on the automatic use of procedures to manage non-convergence should be reported to the user.

The ideal working environment should have the following options :

- The modelling facilities (computer hardware and software) should be of the highest quality and reliability and should be updated with further improvement in the state of the art.
- Computer configuration (hardware) and computer time should not be limiting factors for quality requirements in modelling.
- Modelling facilities should not be restricted to dam-break flood modelling but they should also address all possible flow applications in rivers.
- Modelling facilities should be supported regularly by an on-line trouble checking service.
- A range of user interfaces must be provided as the model should serve generally in various modes such as analysis, design and real-time applications not only related to dam-break wave analysis. The levels of user interfaces provided could be :
 - hydraulic computation expert;
 - professional hydraulic engineer (without computational hydraulics expertise);
 - dam operator in real-time applications;
 - decision maker.
- State of the art computer graphics capabilities are very desirable and will improve the effectiveness of all levels of analysis, especially at the decision maker level.

- L'idéal sera de relier les dispositifs de modélisation aux dispositifs d'auscultation, aux systèmes informatiques géographiques (SIG), aux systèmes de recherches scientifiques, aux bases de données et à d'autres systèmes d'aide à la prise de décision.

La rupture de barrage et la propagation de l'onde de crue ont toutes deux été étudiées au moyen de modèles physiques et mathématiques. Du fait que l'onde de rupture de barrage peut se propager sur de longues distances, le modèle mathématique est généralement le plus approprié. Comme indiqué ci-dessus, les données géométriques du modèle doivent permettre une modélisation unidimensionnelle et également bidimensionnelle. Cela est possible dans les cas de modèles de terrain ou d'applications SIG, mais il est également possible d'ajouter simplement des coordonnées cartographiques aux données relatives aux profils en travers et aux ouvrages, lors de l'établissement d'un modèle de réseau unidimensionnel. Ces données peuvent être modifiées pour une modélisation bidimensionnelle, si nécessaire.

Dans le présent chapitre, seuls les aspects pratiques relatifs au *modèle de réseau unidimensionnel* seront examinés.

8.3. PROCÉDURE DE MODÉLISATION

Un modèle mathématique sophistiqué, pouvant reproduire avec précision l'état naturel des rivières, des lits majeurs, des terres au-dessus, des ouvrages, etc., et également reproduire et simuler les phénomènes physiques relatifs principalement aux écoulements, dépend de l'algorithme d'écoulement, de la gestion des données, des dispositions permettant de changer les variables, et de la configuration du modèle lui-même.

Chaque projet de modélisation débutera par un Premier Modèle décrivant, de façon simplifiée, la géométrie et les chemins d'écoulement supposés. Seul un nombre minimal de profils en travers peut être utilisé et seuls les ouvrages hydrauliques les plus importants seront incorporés dans ce modèle. L'objectif est d'avoir une connaissance de base des principaux problèmes et de déceler les zones nécessitant une modélisation plus précise. Ce modèle de structure simple utilisera le même système informatique que celui utilisé dans l'analyse finale.

En deuxième étape, le Premier Modèle est corrigé pour représenter les principaux chemins d'écoulement et les principales zones de stockage des crues. Une analyse de sensibilité limitée étudiera les conditions de remous à l'aval du barrage.

Ce Second Modèle simple peut être utilisé en association avec le système informatique courant de rupture de barrage pour préparer l'analyse de sensibilité de rupture de barrage.

Les résultats de l'analyse de sensibilité de rupture de barrage étant connus, la précision et la nécessité d'améliorations locales dans la structure du modèle de deuxième génération sont évaluées.

- It would be ideal to link the modelling facilities to on line monitoring systems, geographic information systems, knowledge systems, data bases and other decision support systems.

Both the dam-break and the flood-wave propagation have been studied by means of physical and mathematical modelling. Due to the fact that dam-break waves may travel for long distances, numerical modelling is generally better suited. As stated above, the model geometry input should support both one and two-dimensional modelling. This is possible with terrain models or GIS-applications, but it is also possible to simply add map-coordinates to cross-sectional and structural data when developing a one dimensional network model. This data can be modified for two dimensional modelling, when necessary.

In this chapter only the practical aspects of *one dimensional network modelling* will be discussed.

8.3. MODELLING PROCEDURE

A complex numerical model, which can accurately reproduce the nature of rivers, floodplains, overland, structures, etc., as well as allow for reproduction and simulation of physical processes related mainly to flow, depends on the routing algorithm, the data management, systems to change variables, and the fixed framework of the model itself.

Each modelling project should start with a First Model which describes the geometry and the assumed flow paths in a simplified way. Only a minimum number of cross sections may be used and only the most important hydro structures should be incorporated in this model. The task is to gain a basic understanding of the major problems and to find areas where more accurate modelling should be used. This simply structured model should use the same model package which is to be used in the final analysis.

As a next step, the First Model is corrected to represent the major flow paths and the major flood-storage areas. A limited sensitivity analysis should assess backwater conditions below the dam.

This simple, Second Model can be used in combination with the dam-break routine of the package to prepare the dam-break sensitivity analysis.

After the results of the dam-break sensitivity analysis are available, the accuracy and the need for local improvements in the second generation model structure is evaluated.

Un Troisième Modèle est mis au point, et la souplesse et la bonne configuration du système informatique de modélisation se traduiront par les caractéristiques suivantes :

- L'adjonction de nouveaux points de jonction et tronçons au modèle doit être possible sans qu'il soit nécessaire de reprogrammer la structure du modèle.

- L'adjonction de nouveaux profils en travers au modèle, pour améliorer la stabilité de calcul ou mieux représenter la géométrie, doit être facile; le renumérotage automatique des profils en travers sera incorporé. L'interpolation des profils en travers sera une procédure automatique.

- Tous les ouvrages : barrages secondaires, levées, remblais de route et de voie ferrée, ponts, seuils, évacuateurs de crue, centrales hydroélectriques, stations de pompage, etc. seront faciles à incorporer dans le modèle et leurs caractéristiques fonctionnelles doivent être facilement contrôlables au cours des simulations de sensibilité. Les effets des ouvrages sur la submersion doivent être simulés (Kivijarvi et Reiter, 1988 ; Reiter, 1988 b).

- Toutes les conditions aux limites externes doivent être facilement ajustables au cours de l'étude.

- Le concept d'écoulement de base, où le calcul dynamique débute, sera facilement contrôlable. Une procédure de contrôle d'erreur sera incorporée pour informer l'utilisateur du modèle si les valeurs des données relatives à l'écoulement de base et correspondant aux conditions aux limites (externes et internes) ne sont pas en accord avec l'écoulement de base aux sections de calcul (profils en travers).

- Pour les régions aux hivers très longs, où la couverture de glace peut avoir des effets sur l'onde de rupture de barrage ou même sur une crue importante évacuée accidentellement, une simulation appropriée devra être possible. Les mêmes considérations s'appliquent lorsque de grandes quantités de corps flottants ou de bois flottants sont susceptibles de se présenter (Huokuna et Reiter, 1986).

- Les dispositifs de modélisation en usage doivent fournir les caractéristiques de début de refroidissement et de début de réchauffement.

- Des informations pour le traitement des erreurs de programmation seront fournies sous la forme de tableaux et de graphiques.

La configuration des résultats sera souple pour utilisation au cours du développement du modèle, du traitement des erreurs de programmation, de l'étalonnage, des essais de sensibilité et des opérations finales de simulation.

En général, les conditions de débit pour lesquelles l'analyse est préparée peuvent comprendre :

- Conditions de débit faible à moyen et situation normale d'exploitation (jours ensoleillés).

- Scénario de conditions de crue jusqu'à la PMF. Cela est important car de fortes crues se superposant à une crue de rupture de barrage peuvent engendrer des débits de crue supérieurs à la crue de projet sur les barrages secondaires situés à l'aval.

- Conditions hivernales comprenant des paliers et des couvertures de glace.

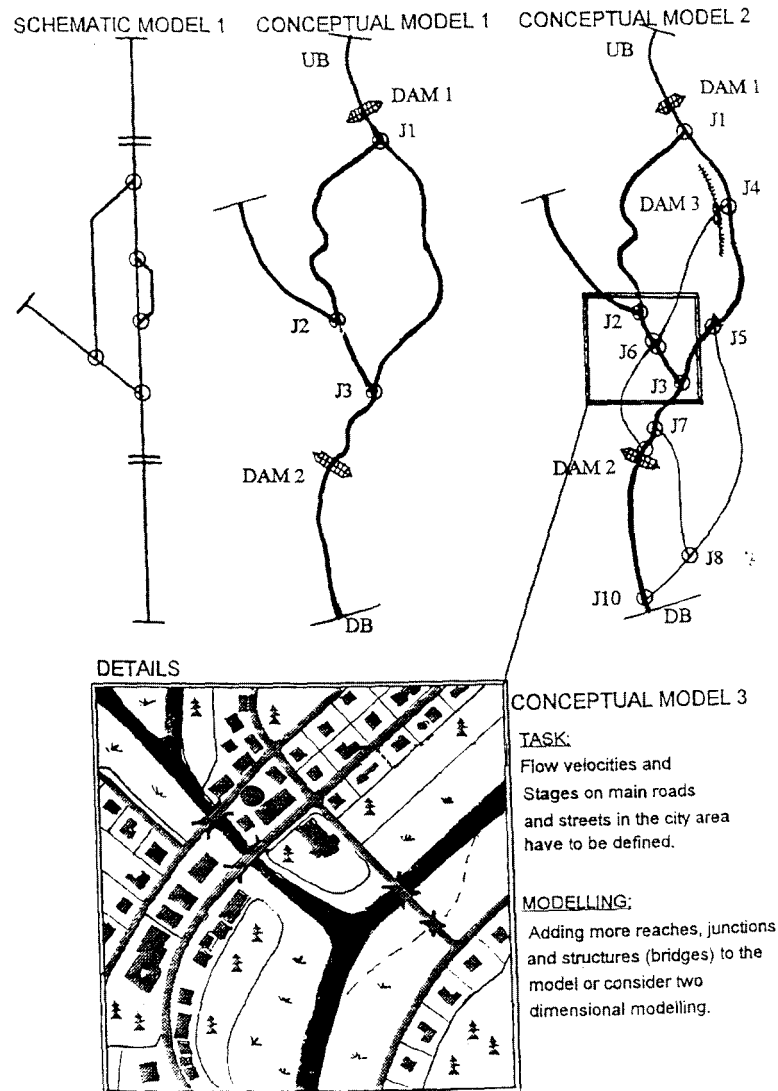
- Temps de construction lorsque le barrage, certains ouvrages secondaires ou de protection contre les crues ne sont pas achevés.

A Third Model is developed and the flexibility and user friendliness of the modelling package should provide the following features :

- Adding new junctions and reaches to the model should be possible without the need to re-code the model structure.
 - Adding new cross sections to the model, either to improve computational stability or to better describe geometry, should be easy; automatic renumbering of cross sections should be incorporated. Interpolation of cross sections should be an automatic feature.
 - All structures in the model, secondary dams, levees, road and railroad embankments, bridges, weirs, spillways, hydropower stations, pumping stations etc. should be readily installed in the model and their functionality should be easily controlled during the sensitivity simulations. The effect that operations have on flooding should be simulated (Kivijarvi and Reiter 1988, Reiter 1988b).
 - All external boundary conditions should be easily adjustable during the analysis.
 - The base flow concept, where dynamic computation begins, should be easily controllable. An error-checking procedure should be incorporated to inform the modeller if base flow input values at boundary conditions (external and internal) are not in agreement with base-flow at computational cells (cross sections).
 - For areas with long lasting winter conditions where a dam-break floodwave or even a accidental significant flood release could be affected by an existing ice cover, a suitable simulation ability should be included. The same consideration applies where large amounts of floating debris or floating timber can be expected (Huokuna and Reiter (1986).
 - The modelling tool in use should provide both, cold-start and hot-start features.
 - Information for model debugging should be provided in both table and graphical format.
- The output structure should be flexible for use during model development, debugging, calibration, sensitivity testing, and final simulation runs.

In general the flow conditions the analysis is prepared for, may include :

- Low to mean flow conditions and normal operational status (sunny day conditions).
- A scenario of flood conditions up to the PMF. This is important because large floods, if superimposed on a dam-break flood, could generate higher flood discharges than the design-flood conditions at secondary dams located downstream.
- Winter conditions including stages and ice cover.
- Construction time, when the dam, certain secondary structures or flood protection works are incomplete.



8.4. STRUCTURE ET GÉOMÉTRIE DU MODÈLE

Le moyen le plus courant pour décrire la géométrie d'un modèle s'appuie sur le concept profil en travers/distance. Les profils en travers peuvent être représentés sous diverses formes, telles que :

- Coordonnées de points particuliers sur le profil en travers (coupe verticale) et distance entre profils en travers. Divers systèmes de programmation, avec divers emplacements des origines des coordonnées, sont courants.

Fig. 11
Structures of different models
Configuration des divers modèles

Schematic model 1	<i>Modèle schématique 1</i>
Conceptual model 1	<i>Modèle conceptuel 1</i>
Conceptual model 2	<i>Modèle conceptuel 2</i>
UB : Upstream boundary	<i>UB : Limite amont</i>
DB : Downstream boundary	<i>DB : Limite aval</i>
J : Junction	<i>J : Point de jonction</i>
Details : Conceptual model 3	<i>Détails : Modèle conceptuel 3</i>
Task : Flow velocities and stages on main roads and streets in the city area have to be defined	<i>Tâche : Les vitesses et niveaux de l'écoulement sur les routes principales et rues dans la zone urbaine sont à définir</i>
Modelling : Adding more reaches, junctions and structures (bridges) to the model or consider two dimensional modelling	<i>Modélisation : Ajouter des tronçons, des jonctions et des ouvrages (ponts) dans le modèle, ou envisager un modèle bidimensionnel</i>

8.4. MODEL STRUCTURE AND MODEL GEOMETRY

The most common way to describe the model geometry is the cross-section / distance concept. The shape of the cross sections can be input in several different formats as :

- Coordinates of surface elevation at special points on the cross section and distance between cross sections. Different coding systems with different locations of the origins of the coordinates are common.

- Concept niveau-largeur. Pour certains niveaux, les largeurs sont programmées. Ce concept ne permet pas le rappel de la géométrie du profil en travers pendant et après les calculs sur modèle.

- La géométrie du profil en travers, si elle est suffisamment simple, peut être transformée en fonctions analytiques pour utilisation dans les calculs sur modèle.

Dans un modèle unidimensionnel, les sections transversales peuvent être divisées en zones d'écoulement (actives) et zones de stockage (passives). Une autre possibilité consiste à diviser la section transversale en différentes zones au moyen de coupes verticales et à calculer l'écoulement en sommant les valeurs d'écoulement dans chaque zone.

La définition de la frontière entre une zone active et une zone passive a un impact important sur les résultats du modèle et influe sur les pertes par frottement et les pertes locales. Il n'y a pas de directives précises pour répartir ou déterminer la frontière entre une zone d'écoulement et une zone de stockage dans un modèle unidimensionnel.

Les paramètres hydrauliques concernant les écoulements dans le lit mineur et le lit majeur ont été donnés par Knight et Demitrio (1983), ainsi que par Keller et Rodi (1988). Des paramètres, tels que la végétation, les arbres, les forêts, les routes et les remblais, devront être pris en compte lors de la répartition des zones d'écoulement et de stockage.

La frontière entre une zone active et une zone passive est généralement considérée comme un « mur d'eau » sans frottement et est un des paramètres importants que doit définir l'utilisateur du modèle ; cette frontière sera reconfirmée par des observations in situ et prise en compte dans l'analyse de sensibilité. Dans certains modèles, la zone d'écoulement peut comporter des subdivisions ayant des coefficients de rugosité différents. La frontière entre la zone d'écoulement et la zone de stockage, de même que la subdivision de la zone d'écoulement en diverses zones, sont programmées sous la forme de coordonnées ou suivant le concept niveau/largeur. Lorsque les géométries de la rivière et de la vallée sont très complexes, il peut être difficile de décrire correctement le débit et le volume en adoptant le concept profil en travers/distance. Une description correcte du volume peut être obtenue de diverses façons :

- Une vérification en volume des données relatives aux profils en travers, par rapport à la géométrie en lignes de niveau, est effectuée et les données relatives aux profils en travers sont ajustées pour obtenir une concordance convenable.

- Le modèle peut utiliser des zones de stockage, au lieu des données de stockage relatives à des profils en travers, à certains niveaux, comme cela résulte de la limite entre zone d'écoulement et zone de stockage.

Lorsqu'un couplage avec un modèle bidimensionnel est prévu, ou que des résultats provenant de la simulation sur modèle unidimensionnel doivent être fournis sur des cartes ou modèles de terrain, une programmation des coordonnées cartographiques doit être ajoutée aux données courantes relatives aux profils en travers. Il est courant de relier les profils en travers à d'autres données, telles que : points de jonction, ouvrages, débits d'entrée et de sortie latéraux, infiltration, transports solides, glace et corps flottants.

- Top width-elevation concept. For certain elevations the top width is coded. This concept does not allow the recall of cross sectional geometry during and after model calculations.

- Cross section geometry, if simple enough can be transformed to analytical functions for use in the model calculations.

In one-dimensional modelling the cross-sectional area can be split into flow-area (active) and storage-area (passive). Another possibility is to divide the cross section into different subsections by means of vertical cuts and to compute the hydraulic conveyance as the sum of the conveyance values for each subsection.

The specification of the border between active and passive areas has a strong impact on the model results and affects both friction and local losses. There are no clear directives for partitioning or setting the border between the flow and the storage areas in one dimensional modelling.

Flow characteristics in main channel/flood plain flows were given by Knight and Demitrio (1983) as well as by Keller and Rodi (1988). Such characteristics as vegetation, trees, forests, roads, and embankments, should be considered when partitioning cross-sectional flow and storage areas.

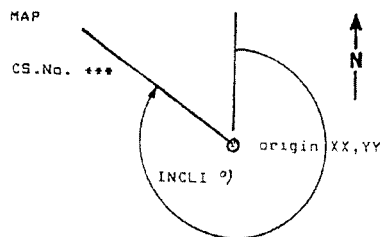
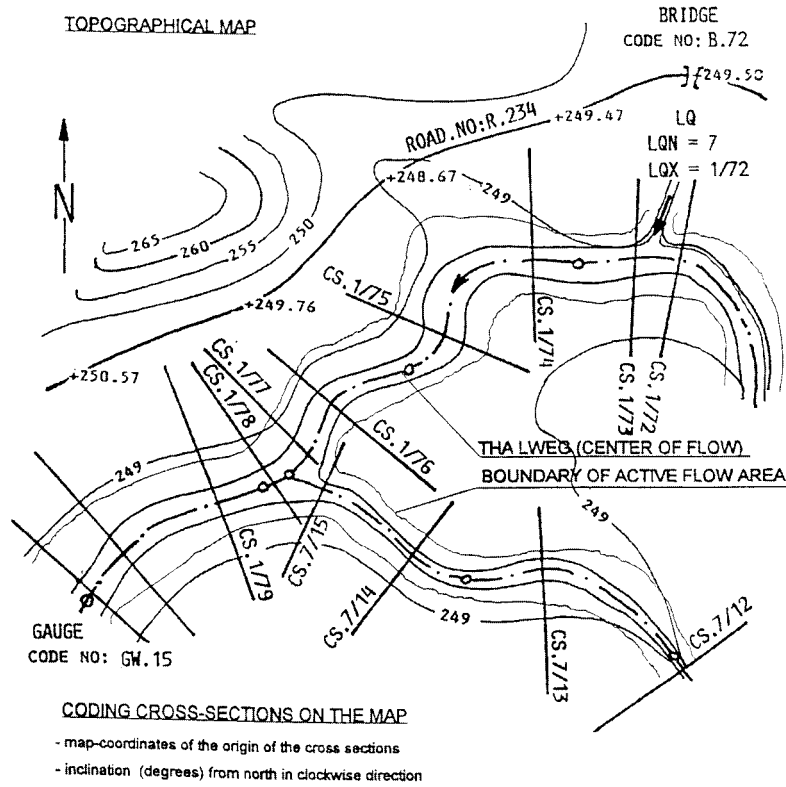
The border between active and passive areas is normally assumed to be a frictionless " wall of water " and is one of the important input parameters to be defined by the modeller, reconfirmed by field observations, and taken into account in the sensitivity analysis. In some models the splitting of the flow area into different sub-areas with different roughness properties is an option. The border between flow area and storage area as well as a split of flow area into certain sub areas is coded as coordinate information or given as direct information in the top width / elevation concept. When river and valley geometry are very complex, it may be difficult with the cross-section / distance concept to describe both the flow and volume correctly. A correct description of the volume may be gained in several ways :

- A volume check of cross-sectional data against contour line geometry is prepared and the cross-sectional data adjusted to provide proper agreement.

- The model may use storage area, instead of cross sectional storage data, at certain elevations, as it results from the boundary between flow area and storage area.

Where a coupling with a two-dimensional model is planned, or output from the one-dimensional model simulation is to be provided on maps or terrain models, a coding of map coordinates must be added to the common cross sectional data. It is common to link the cross sections to other input information, such as junctions, structures, lateral inflow and outflow, infiltration, sediment transport, ice, and floating debris.

Le concept « distance » est couramment introduit sous la forme de distance amont ou aval, la mesure étant prise le long du centre de la zone d'écoulement (thalweg ou chemin d'écoulement).



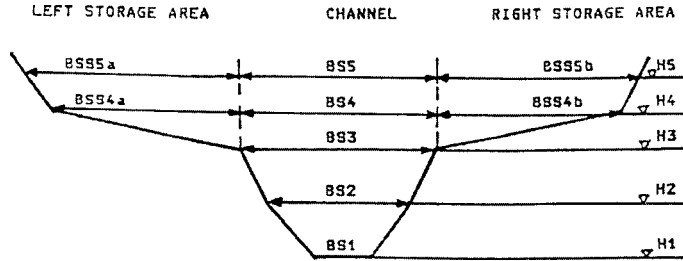
Coding consist of map-coordinates of the cross-sections and their inclination from north. Coding is of importance for computer aided presentation of results and for 2-D modelling.

The Distance Concept is commonly input as distance upstream or downstream and is measured along the center of the flow-line (thalweg or flow-path).

Fig. 12
 Topographical map of the valley with the position of the cross sections
Carte topographique de la vallée avec emplacement des profils en travers

Topographical map	<i>Carte topographique</i>
Bridge	<i>Pont</i>
Road	<i>Route</i>
Thalweg (center of flow)	<i>Thalweg (centre de l'écoulement)</i>
Boundary of active flow area	<i>Limite de la zone d'écoulement (zone active)</i>
Gauge	<i>Appareil de mesure</i>
Coding cross-sections on the map	<i>Programmation des profils en travers sur la carte</i>
- map-coordinates of the origin of the cross-sections	<i>- coordonnées cartographiques de l'origine des profils en travers</i>
- inclination (degrees) from north in clockwise direction	<i>- inclinaison (degrés) comptée à partir de la direction du nord, dans le sens des aiguilles d'une montre</i>
Coding consist of map-coordinates of the cross-sections and their inclination from north. Coding is of importance for computer aided presentation of results and for 2-D modelling	<i>Programmation des coordonnées cartographiques des profils en travers et de leur inclinaison par rapport à la direction du nord. Le programmation revêt une grande importance pour la présentation assistée par ordinateur des résultats et pour la modélisation bidimensionnelle</i>

Top width / surface elevation concept

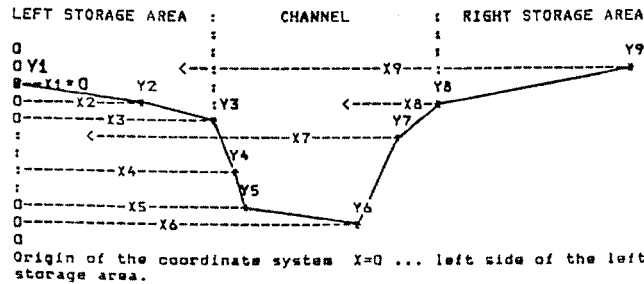


CROSS SECTION ** No.** , ** km ** ,
** Origin XX ** , Origin YY ** , ** INCLI) **

I	TAULUKOINTI	I	1	I	2	I	3	I	4	I->
I	km = 68.72	I	I	I	I	I	I	I	I	I	I _{max.12}
I	HS + (m)	I	230.01	I	231.69	I	232.50	I	235.00	I	I....->
I	BS (m)	I	70.79	I	90.58	I	96.02	I	150.00	I	I....->
I	BSS=BSSa+BSSb(m)	I	0.00	I	0.00	I	0.00	I	48.09	I	I....->
I	Manning "n"	I	0.040	I	0.040	I	0.040	I	0.038	I	I....->

Table: Cross sectional data in top width/surface elevation (DAMBRK) format.

Coordinate pairs:



CROSS SECTION ** No.** , ** km ** ,
** Origin XX ** , Origin YY ** , ** INCLI) **

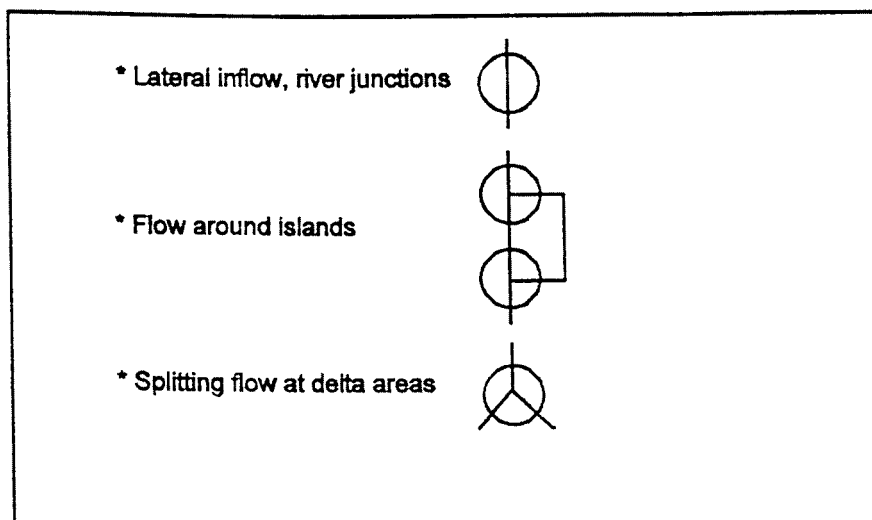
..... km number of coordinate pairs X-coordinate of the left border sta/chan X-coordinate of the right border code name of cross sect.
12.000	16	1250.00	7550.00	0 0 ! XXAAXX.14
250.00	0.00	247.50	400.00	245.00 565.00 242.50 1250.00
234.00	4340.00	230.00	4397.50	209.75 4400.00 209.75 4400.00
234.00	4460.00	240.00	5565.00	242.50 7550.00 245.00 8235.00
250.00	8800.00			
:	:	:	:	:
:	: X-koordinaatti	:	:
:	: Y-koordinaatti	:	:

Table: Cross sectional data in coordinate pairs (HEC2 format)

Fig. 13
 Different ways of coding cross sections
Divers moyens de programmer des profils en travers

A) Top width/surface elevation concept	A) <i>Concept niveau/largeur</i>
Channel	<i>Lit mineur</i>
Left storage area	<i>Zone de stockage rive gauche</i>
Right storage area	<i>Zone de stockage rive droite</i>
Table : Cross sectional data in top width/surface elevation format	<i>Tableau : Données relatives aux profils en travers sous la forme niveau/largeur</i>
B) Coordinate pairs	B) <i>Paires de coordonnées</i>
Origin of the coordinate system	<i>Origine du système de coordonnées</i>
X = 0 : left side of the left storage area	<i>X = 0 : côté gauche de la zone de stockage rive gauche</i>
Table : Cross sectional data in coordinate pairs (HEC 2 format)	<i>Tableau : Données relatives aux profils en travers sous la forme de paires de coordonnées (format HEC 2)</i>
Number of coordinate pairs	<i>Numéro des paires de coordonnées</i>
X - Coordinate of the left border (storage/channel)	<i>X - Coordonnée du bord rive gauche (stockage/lit d'écoulement)</i>
X - Coordinate of the right border	<i>X - Coordonnée du bord rive droite</i>
Code name of cross section	<i>Nom de code du profil en travers</i>

Les lits mineurs, les lits majeurs et les chemins d'écoulement (en grande partie secs, mais devenant mouillés lors des calculs) peuvent être considérés comme des tronçons constituant un réseau d'écoulement. Ces tronçons se relient aux points de jonction. Chaque tronçon doit débiter ou aboutir à une limite externe (amont ou aval) ou à un point de jonction. La Fig. 14 représente les trois types de jonction les plus courantes. Des jonctions multiples sont possibles mais ne sont pas courantes.



Les jonctions sont généralement constituées par des profils en travers et des points où des pertes d'énergie locales se manifestent. L'angle des directions d'écoulement à un point de jonction est important pour les calculs des pertes locales. Dans le cas de grandes jonctions, les pertes d'énergie par frottement peuvent également être importantes et seront incluses dans les calculs des pertes d'énergie.

8.5. RUGOSITÉ DES ZONES D'ÉCOULEMENT ET AUTRES PERTES D'ÉNERGIE

8.5.1. Rugosité du lit d'écoulement

La rugosité agit sous forme d'une résistance le long du lit d'écoulement. Le coefficient de frottement général « f » ou le coefficient de rugosité de Manning « n » peut être utilisé. D'autres coefficients de rugosité, par exemple le coefficient de Chézy « C », sont moins adoptés dans les modèles dynamiques de rivière. La plupart des modèles d'onde de rupture de barrage utilisent la formule de Manning pour le calcul de l'écoulement et ne tiennent pas compte des modifications de résistance dues à la profondeur. Les coefficients de rugosité appliqués aux écoulements libres dans les canaux sont donnés dans les manuels d'hydraulique (par exemple, V.T. Chow, Hydraulique des canaux à écoulement libre, 1959). La formule de Manning est la suivante :

Channels, floodplains and flow-paths (mainly dry but running wet during computation) may be considered as reaches forming a channel network. These reaches must be connected in Junctions. Each reach must start or end at an External (Upstream or Downstream) Boundary Condition (as described later) or at a Junction. The most common type is the Three-Way Junctions (Figure 14). Multi-way connections are possible but are not common.

Fig. 14
Types of three-way junctions
Trois types de jonction

Lateral inflow, river junctions
Flow around islands
Splitting flow at delta areas

*Apport latéral, jonctions de rivière
Écoulement autour d'îles
Division de l'écoulement dans les zones de delta*

Junctions are commonly formed by cross sections, and points where local losses occur. The angle of flow directions at a junction is of importance for local loss calculations. In the case of large junctions, friction losses may also be important and should be included in the loss calculations.

8.5. ROUGHNESS OF FLOW AREAS AND OTHER LOSSES

8.5.1. Channel Roughness

Roughness acts to form resistance at channel boundaries. The general friction factor “ f ” or the Manning roughness factor “ n ” may be used. Other roughness factors, for example Chezy’s “ C ”, are less popular in dynamic river modelling. Most of the dam-breach flood wave models use the Manning formula for the flow computation and ignore changes in resistance due to depth. Roughness factors of open channel flow applications are given in hydraulic textbooks (for example V.T. Chow, “Open Channel Hydraulics”, 1959). The Manning’s formula is :

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

- V vitesse d'écoulement
n coefficient de rugosité de Manning
R rayon hydraulique
S_f pente de frottement

Le coefficient de frottement général et le coefficient de Chézy sont reliés au coefficient de Manning « n » par les formules suivantes :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

$$f = 8 g n^2 / R^{1/3}$$

- C coefficient de Chézy
f coefficient de frottement général (équation de Darcy-Weisbach)
g accélération de la pesanteur

La résistance à l'écoulement dépend de la géométrie du lit, des variations de profil en travers, de la turbulence et de la rugosité du fond. Pour les zones à l'intérieur du lit d'écoulement, les coefficients de rugosité sont définis dans presque tous les manuels d'hydraulique. Pour les zones situées à l'extérieur du lit où l'écoulement est rare, l'évaluation des coefficients de rugosité est plus difficile ; une analyse de sensibilité doit être effectuée afin de déterminer les limites supérieures et inférieures qu'un champ acceptable de rugosités peut avoir dans les simulations de l'écoulement. Le concept de coefficient de frottement, tel qu'il est appliqué aux écoulements libres dans les canaux, dépend de la submersion de l'élément de rugosité (particule de sable, roche, herbe, arbres, maisons, etc.) et de la dimension et de la forme de la rugosité, ainsi que de la distance entre éléments. Les formules relatives au coefficient de frottement comprennent normalement les composantes de frottement et de traînée.

Dans une modélisation unidimensionnelle, le coefficient de rugosité peut être une donnée relative à chaque profil en travers considéré et la rugosité moyenne du tronçon entre deux profils en travers est alors calculée. On fait généralement varier le coefficient de Manning « n » en fonction du niveau, étant donné que l'étalonnage est le plus souvent effectué en considérant les profils des niveaux d'eau observés.

L'évaluation correcte des coefficients de rugosité est importante dans les problèmes d'écoulement de crues.

B.A. Christensen (1979) et R. Walton (1980) ont étudié les coefficients de frottement dans le cas de tempêtes provoquant des houles à l'intérieur des terres. Dans leurs publications, ils donnent des formules pour le calcul des coefficients de frottement « f » correspondant à cinq types de zone. Il est indiqué que la méthode fournit des résultats en accord avec les observations effectuées lors de houles de tempête. Les cinq types de zone sont les suivants :

- Fond sous-marin avec forme de lit et quelque végétation.
- Bordures de mangliers et zones de forêt.
- Zones herbeuses comprenant des herbes « Saw » et « Spartina ».
- Bas-fonds de cyprès et dômes de cyprès.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2}$$

- V flow velocity
n Manning roughness coefficient
R hydraulic radius
S_f friction slope

The general friction factor and the Chezy coefficient have the following relations to the Manning “ n ” :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

$$f = 8 g n^2 / R^{1/3}$$

- C Chezy coefficient
f general friction factor (Darcy-Weisbach equation)
g gravity acceleration

Resistance to flow depends on channel geometry, variations in cross-sectional areas, turbulence and bottom roughness. For in-channel areas channel roughness factors are defined in nearly all hydraulics handbooks. For off-channel areas where flow is rare, the evaluation of roughness factors is more difficult; a sensitivity analysis should be performed to define the upper and lower limits that a reasonable range of channel roughness may have on flow simulations. The friction factor concept as applied to open channel flow depends on submergence of the roughness element (sand particle, rock, grass, trees, houses, etc.), and the size and shape of the roughness, as well as the distance between elements. Formulas for the friction factor normally include drag and friction components.

In one-dimensional modelling the roughness factor may be input at each cross-section and the mean roughness of the reach between two cross-sections is then computed. The most common way to vary the Manning “ n ” is with elevation because calibration is mostly done with observed water level profiles.

The correct evaluation of roughness factors is important in flood routing.

B.A. Christensen (1979) and R. Walton (1980) discuss friction factors in hurricanes which created storm surges over inland areas. In their publications formulas for the computation of friction factors “ f ” are given for five types of areas. The method is reported to produce results which are in agreement with observations of hurricane surges. The five types of areas are :

- Ocean bottom with bedforms and some vegetation
- Mangrove fringes and forested areas
- Grassy areas including Sawgrass and Spartina grasses
- Cypress swamps and cypress domes

- Zones développées de diverses densités (les éléments de rugosité sont constitués par des ouvrages, tels que des maisons, ponts, digues).

Les cinq groupes ont des caractéristiques de rugosité nettement différentes. Le principal problème se présente dans les zones où les éléments de rugosité sont de dimensions importantes par rapport à la profondeur de la nappe d'eau et constituent un obstacle à l'écoulement. Dans ces cas, il est souhaitable de tenir compte de situations, telles que les routes principales en milieu urbain et rural, et de les considérer comme chemins d'écoulement de crue dans le modèle. Dans le cas d'obstacles parfaitement définissables (arbres, ouvrages, maisons), les formules comprennent un terme relatif au frottement le long de la surface du sol (terme de frottement) et un terme relatif à la traînée hydrodynamique s'appliquant aux arbres, broussailles, maisons, etc. (terme de traînée).

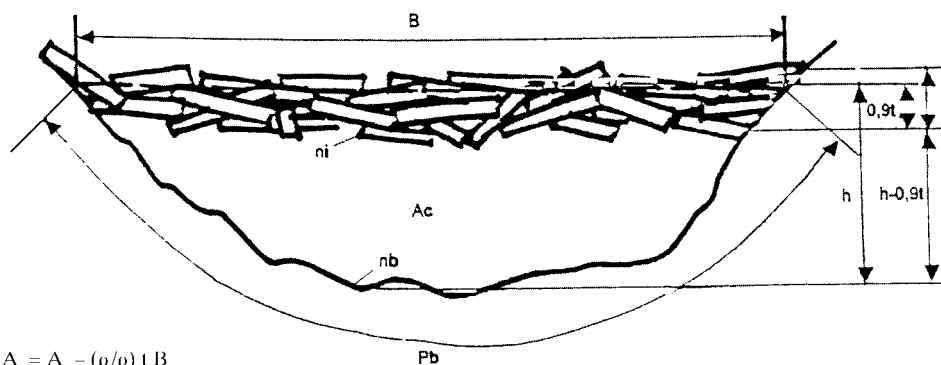
Si l'on prend en compte la couverture de glace dans la simulation sur modèle, le coefficient moyen de rugosité « n_c » est couramment déterminé à partir de la formule de Belokov-Sabaneev (Huokuna et Reiter 1986, Reiter et Huokuna 1995) :

$$n_c = 0,5 [(n_i^{3/2} + n_b^{3/2})]^{2/3}$$

où « n_i » et « n_b » sont les coefficients de rugosité correspondant respectivement à la couverture de glace et au lit d'écoulement.

Les calculs d'écoulement doivent aussi prendre en considération les changements de rayon hydraulique et la réduction de la section d'écoulement due à la couverture de glace. Les valeurs acceptées pour « n_i » sont les suivantes :

- couverture normale de glace dans les rivières naturelles..... 0,01
- condition de rupture de glace, carapaces de glace cassée et amoncelée, de 1/2/5 m d'épaisseur 0,08/0,12/0,15
- embâcle de glace, généralement de courte durée, considéré comme un terme de perte de charge locale et ayant une rugosité élevée..... 0,2 - 0,3



$$A_c = A_n - (\rho/\rho) t B$$

$$R_c = A_c / (P_n + B)$$

$$V = 1/n_c R_c^{2/3} S_i^{1/2}$$

- Developed areas of different density (roughness elements are manmade structures such as houses, bridges, levees).

The five groups have clearly different roughness characteristics. The main problem occurs where roughness elements of substantial size, compared to the depth of sheet flow, are obstructing the flow. In such cases it is advisable to consider situations such as main roads in both urban and rural environment as flood paths in the model. In the case of clearly definable obstacles (trees, structures, houses), the formulas consist of a term accounting for friction along the ground surface (Friction Term) and a term accounting for the hydrodynamic drag on the individual trees, bushes, houses etc. (Drag Term).

If ice cover is considered in the model simulation, the mean roughness factor “ n_c ” is commonly computed by the Belokov-Sabaneev formula (Huokuna and Reiter 1986, Reiter and Huokuna 1995) :

$$n_c = 0.5 [(n_i^{3/2} + n_b^{3/2})]^{2/3}$$

in this formula are “ n_i ” and “ n_b ” the individual friction factors for ice-cover and channel bed respectively.

Flow computations must also consider the changes in hydraulic radius and reduction of flow area due to the ice cover. Accepted values of “ n_i ” are :

- normal ice-cover in natural rivers 0.01
- ice breakup condition, broken and piled
ice shields of 1/2/5 m thickness 0.08/0.12/0.15
- Ice-jam, normally short, simulated as local loss term, high roughness 0.2 - 0.3

Fig. 15

Ice or debris cover on a river channel

Couverture de glace ou de corps flottants dans un lit de rivière

A_c Cross-sectional area under ice or debris cover	A_c Surface du profil en travers sous la couche de glace ou de corps flottants
R_c Hydraulic radius for flow under ice or debris cover	R_c Rayon hydraulique de la section d'écoulement sous la couche de glace ou de corps flottants
P_o Wetted perimeter of open channel flow	P_o Périmètre mouillé de la section à écoulement libre
B Cross-section top width	B Largeur au sommet du profil en travers d'écoulement
t Max. thickness of ice or debris cover	t Épaisseur maximale de la couverture de glace ou de corps flottants
ρ_i Density of ice	ρ_i Densité de la glace
ρ Density of water	ρ Densité de l'eau
n_i Manning roughness factor for ice cover	n_i Coefficient de rugosité de Manning pour la couverture de glace
n_b Manning roughness factor for channel bed	n_b Coefficient de rugosité de Manning pour le lit de la rivière
n_c Mean Manning roughness factor for ice covered bed	n_c Coefficient moyen de rugosité de Manning pour le lit avec couverture de glace

8.5.2. Termes de perte d'énergie locale

Les termes de perte d'énergie locale importante concernent les élargissements et resserrements du lit d'écoulement. Il y a peu d'informations disponibles à ce sujet, sans doute du fait que de telles modifications du profil en travers ne revêtent pas une grande importance dans le cas des grandes rivières. Dans le cas des petites rivières ou dans le cas d'une onde de rupture de barrage, les termes de perte d'énergie locale peuvent avoir la même importance que les pertes par frottement. Les termes de perte d'énergie locale peuvent être automatiquement prises en compte sous la forme de termes de géométrie du lit ou intervenir comme données de base.

Les pertes d'énergie locale se présentent aussi aux raccordements dans un réseau de rivières. Le type et l'angle du confluent influent sur les pertes au raccordement. La perte de charge locale peut être calculée à partir de la formule simple :

$$\Delta h_c = k_c \Delta V^2 / 2g$$

Δh_c perte de charge locale (m)

k_c coefficient de perte de charge locale

ΔV différence de vitesse d'écoulement entre deux sections dans la direction de l'écoulement

Les coefficients d'élargissement varient entre 0,3 et 1,0 et les coefficients de contraction entre 0,1 et 0,5. Pour plus de détails, voir V.T. Chow (1959).

8.6. LIMITES DU MODÈLE ET CONDITIONS AUX LIMITES

8.6.1. Généralités

Les limites d'un modèle d'écoulement peuvent être définies comme les zones de contact de l'écoulement modélisé avec le milieu extérieur. Toutes les limites ont une influence sur le processus d'écoulement et une description imprécise des limites peut avoir d'importantes répercussions sur la précision des modèles même les plus sophistiqués. La fiabilité des conditions aux limites sera vérifiée par une analyse de sensibilité. Le système de conditions aux limites peut être traité de plusieurs façons :

- Un modèle avec conditions aux limites fixes est un modèle où toutes les limites introduites restent constantes depuis le début jusqu'à la fin des calculs sur modèle.
- Un modèle avec conditions aux limites variables est un modèle où certaines conditions aux limites peuvent changer lorsque certaines valeurs critiques du processus d'écoulement modélisé (niveau, débit, vitesse, force de traction, etc.) sont atteintes. Les conditions aux limites peuvent varier avec l'écoulement sur un fond sec, les conditions aux limites changeant le long du canal ou avec le temps.
- Les principales conditions aux limites font communiquer le modèle avec le milieu extérieur. Des conditions aux limites internes sont des emplacements dans le

8.5.2. Local Loss Terms

Major local loss terms are developed at channel expansions or contractions. There is little information available, most probably because channel expansions and contractions are not of great significance in open channel routing in large rivers. In small rivers or in the case of dam-breach flooding local-loss terms may be equal in significance to friction loss. Local-loss terms may be automatically accounted for in terms of channel geometry or they can be input data.

Local losses also occur in junctions of a channel network. The type and angle of confluence have an effect on the junction losses. The local loss can be computed according to the simple formula :

$$\Delta h_c = k_c \Delta V^2 / 2g$$

Δh_c local loss (m)

k_c local loss coefficient

ΔV difference in flow velocity between two cross-sections in flow direction.

Expansion coefficients vary between 0.3 and 1.0, and contraction coefficients vary between 0.1 and 0.5. For more information see V.T. Chow (1959).

8.6. MODEL BOUNDARIES AND BOUNDARY CONDITIONS

8.6.1. General

Boundaries of a routing model may be defined as the contact areas of the modelled flow process with the outside world. All boundaries have an effect on the flow process and an inaccurate description of boundaries may have a strong impact on the accuracy of even the most sophisticated models. The reliability of boundary conditions should be tested by sensitivity analysis. The system of boundary conditions can be handled in several ways :

- A fixed boundary condition model is one where all boundaries are installed and remain constant from the beginning to the end of the model calculations.

- A moveable-boundary condition model is one where some boundary conditions may change when certain critical values of the modelled flow process (stage, discharge, flow velocity, tractive force, etc.) are achieved. Boundary conditions may move with the flow on a dry bed requiring that the boundary conditions change along the channel or with time.

- The model communicates through main boundary conditions with the outside world. Internal boundary conditions are sites in the model where discharge-

modèle où les relations débit - niveau - temps comprennent, outre les équations différentielles fondamentales, celles correspondant aux conditions d'écoulement imposées par certains ouvrages hydrauliques ou jonctions.

Il est courant de diviser un modèle en divers tronçons d'écoulement débutant ou se terminant aux limites amont, aval ou internes. Le type d'écoulement (fluvial ou torrentiel) et l'algorithme de l'écoulement utilisé influenceront sur le type de conditions aux limites à adopter. L'utilisation de limites complexes nécessite généralement l'adoption d'autres modèles pour définir les limites. Par exemple, il est possible de rattacher un modèle pluie - débit à un modèle de rupture de barrage par l'intermédiaire de la limite amont (Reiter, 1988b). Les limites des modèles d'écoulement comprennent :

- Les jonctions dans un réseau d'écoulement (voir chapitre 8.4).
- Les limites amont et aval (niveau, vitesse, matériaux en suspension, température de l'eau, qualité de l'eau, etc.) sont généralement des données sous la forme de valeurs dépendant du temps (hydrogrammes, par exemple), ou la relation entre deux paramètres (niveau / débit, par exemple). Il est parfois possible d'utiliser une description analytique de l'écoulement au droit de ces limites, par exemple, un écoulement uniforme ou une profondeur critique.
- Débits latéraux entrant / sortant à des emplacements déterminés du modèle.
- Les limites internes sont des points fixes importants dans une modélisation et peuvent comprendre des seuils, des barrages, des usines hydroélectriques, des ponts, ou des stations de pompage.

8.6.2. Limites amont et aval

Dans un modèle unidimensionnel d'un lit d'écoulement unique, les conditions aux limites amont sont généralement définies sous la forme d'un :

- hydrogramme de débit.

Dans un modèle pseudo-bidimensionnel d'un réseau d'écoulement, ou dans un modèle bidimensionnel où l'écoulement peut s'inverser, une limite amont peut devenir une limite aval. Les conditions aux limites aval ont une grande importance dans un modèle dynamique d'écoulement fluvial. Des exemples de conditions aux limites amont et aval sont donnés ci-après :

- Courbe d'écoulement (relation niveau / débit)
- Hydrogramme de débit (variation de débit dans le temps)
- Hydrogramme de niveau (variation de niveau dans le temps)
- Profondeur normale
- Écoulement permanent, condition de lit d'écoulement utilisant un lit fictif de dimensions données et une pente du fond donnée (peut être établie à partir de la géométrie).

Si des caractéristiques, telles que transport solide et transport par suspension, conditions hivernales et glace, ou corps flottants, sont requises comme conditions aux limites amont ou aval, les composantes s'y rapportant doivent être définies en fonction d'un autre paramètre ou du temps.

stage-time relations include, besides the basic differential equations, those corresponding to flow conditions imposed by certain hydraulic structures or junctions.

It is common to split a model into different flow routing reaches starting and ending in either upstream, downstream or internal boundaries. The type of flow (subcritical or supercritical) and the flow-routing algorithm used will affect the type of the boundary conditions to be used. The use of complex boundaries usually makes the use of other models necessary to define the boundaries. For example it is possible to link a rainfall-runoff model through the upstream boundary with the dam-break model (Reiter 1988b). Boundaries of hydraulic flow models include :

- Junctions in a channel network (see Chapter 8.4).
- Upstream and downstream boundaries (stage, velocity, suspended material, water temperature, water quality, etc.) are commonly input as time-dependent values (hydrographs for example) or the relation between two parameters (stage/discharge relation for example). It may be possible to use an analytical description of the flow at these boundaries such as uniform flow or critical depth.
- Lateral inflow/outflow at specified model locations.
- Internal boundaries are important fixed points in a model simulation and may include weirs, dams, hydropower plants, bridges, or pumping stations.

8.6.2. Upstream and Downstream Boundaries

In a one-dimensional single-channel model the upstream boundary conditions are normally defined as :

- discharge hydrograph

In a quasi-two-dimensional channel network model, or a two-dimensional model where the flow may reverse, an upstream boundary can sometimes become a downstream boundary. Downstream boundary conditions are of great importance in dynamic modelling of subcritical flow. Following are examples of upstream and downstream boundary conditions :

- routing curve (stage / discharge relation)
- discharge hydrograph (time dependent discharge)
- stage hydrograph (time dependent stage)
- normal depth stage
- steady flow, channel condition using a fictitious channel of given size and a given bottom slope (may be created from geometry).

If such features as sediment and suspended load transport, winter conditions and ice, or floating debris are required as upstream or downstream boundary conditions, the relevant components must be defined as a function of another parameter or of time.

8.6.3. Limites internes

Les limites internes peuvent comprendre des ouvrages hydrauliques, des jonctions de rivières, ou d'autres composantes de modélisation, telles que des courbes d'écoulement en des points spécifiques. Les calculs dynamiques sont couramment interrompus à l'amont et à l'aval des limites internes.

Les conditions aux limites internes sont généralement situées entre deux profils en travers dans un modèle unidimensionnel. Les conditions aux limites les plus courantes sont les suivantes :

- barrages, débit évacué par des vannes, déversement sur un évacuateur de crue ou une crête de barrage, ou déversement sur un remblai
- usines hydroélectriques, ouvrages de décharge, ou écoulement à travers les turbines
- débit passant sous et sur un pont
- dénivellations
- stations de pompage
- courbes d'écoulement ajustables
- embâcle de glace ou de corps flottants.

Si les équations d'écoulement dynamique sont utilisées pour l'écoulement fluvial ainsi que pour l'écoulement torrentiel, et que l'algorithme numérique nécessite une telle méthode, la zone du modèle peut être divisée en différents tronçons de calcul, chacun ayant des caractéristiques d'écoulement différentes. Les écoulements fluvial et torrentiel nécessitent des ensembles différents de limites amont et aval, qui peuvent être définis comme des limites internes fixes (dépendant seulement de l'emplacement). Une autre solution est que le concept d'écoulement mixte puisse être introduit dans l'algorithme d'écoulement.

8.6.4. Écoulements latéraux entrant et sortant - Pertes par infiltration

Un écoulement latéral entrant ou sortant doit parfois être ajouté à l'écoulement dans le lit entre deux sections transversales spécifiées. Dans certains cas de propagation d'onde de rupture de barrage sur sol sec, d'importantes pertes par infiltration et une remontée sensible de niveau de la nappe phréatique ont été constatées (Fread, 1985). Cela est traité comme un volume d'écoulement provenant d'une zone déterminée entre deux sections transversales. Le couplage d'un modèle d'écoulement dynamique avec un modèle de nappe phréatique est également possible.

Lorsque des bifurcations d'écoulement sont simulées dans le modèle comme de simples écoulements dépendant du temps, il faut se rappeler que de tels écoulements peuvent être soumis à de violents remous et qu'ils doivent être modélisés avec soin.

8.7. CONDITIONS INITIALES

8.7.1. Généralités

La préparation des conditions initiales pour l'analyse implique l'établissement d'un concept débit - niveau dans toute la zone d'étude, de même que des données de

8.6.3. Internal Boundaries

Internal boundaries may include hydraulic structures, river junctions or other modelling components, such as rating curves at specific locations. The dynamic calculations are commonly broken upstream and downstream of the internal boundaries.

Internal boundary conditions are generally located between two cross sections in one-dimensional modelling. The most common boundary conditions are :

- dams, flow through gates, over spillways or a dam crest, or overtopping of an embankment
- hydropower stations, outlets, or turbine flow

- discharge under and over a bridge
- drops
- pumping stations
- adjustable rating curves
- ice jam or debris jam

If the complete dynamic flow equations are used for both subcritical and supercritical flow routing and the numerical algorithm requires such a procedure, the model area may be split into different computational reaches, each with different flow properties. Subcritical and supercritical flows require different sets of upstream and downstream boundaries, which can be defined as fixed internal boundaries (location dependent only). Another option is that the mixed flow concept may be included in the routing algorithm.

8.6.4. Lateral Inflow and Outflow, Infiltration Losses

Lateral inflow or outflow must sometimes be added to the channel flow between two specified cross-sections. In some observed dam-break flood propagation cases with dry overland flow, significant infiltration losses and rise in groundwater levels have been observed (Fread 1985). This is handled as bulk-outflow from a specified area between two cross-sections. Also coupling of dynamic flow models with groundwater models is possible.

When bifurcating flows are simulated with the model as simple time-dependent outflows, it must be kept in mind that such flows may suffer from severe back-water effects and should be modelled carefully.

8.7. INITIAL CONDITIONS

8.7.1. General

The preparation of the initial conditions for analysis involves setting up a concept of flow and stages in the complete study area, as well as operational data at

fonctionnement correspondant aux conditions aux limites internes. Il est généralement admis que les conditions initiales constituent un état permanent. Dans des modèles complexes avec de nombreux paramètres de calcul d'écoulement aux diverses limites, des différences par rapport aux conditions initiales peuvent se produire. Un logiciel moderne d'écoulement dans un lit et de propagation d'une onde de rupture de barrage devra comporter des opérations logiques courantes pour déceler ces différences et les faire connaître à l'utilisateur. Cela est appelé « départ à froid » (« cold start »). Dans quelques logiciels, le modèle peut avoir comme conditions initiales un « lit sec », ou des modèles complexes peuvent débiter par des conditions « lit mouillé » allant vers des conditions « lit sec ».

Les conditions initiales seront définies comme suit :

- Débit et niveau dans tous les « éléments » (« cells ») de calcul du modèle (profils en travers, ou éléments de la grille, ou points de la grille).
- Condition initiale de fonctionnement aux limites internes dans le modèle (ouverture de vanne, écoulement par la turbine, fuite supposée à travers le barrage, etc.).
- Si des conditions hivernales doivent être modélisées, la définition des conditions initiales doit comprendre une description de la couverture de glace ou des données relatives à la formation de la couverture de glace.

Des résultats dynamiques stables provenant d'études précédentes sur modèle sont souvent sauvegardés. Un « départ à chaud » (« hot start ») signifie que les conditions initiales du calcul sur ordinateur sont les résultats d'une précédente opération. Dans un tel cas, ces conditions (description complète du concept débit, niveau et limite interne à un moment donné) doivent être utilisées comme point de départ des calculs. Des caractéristiques correspondant à un « départ à chaud » peuvent fournir plus de souplesse dans la modélisation.

8.7.2. Conditions initiales aux limites

La combinaison des valeurs initiales correspondant aux limites dépend de la complexité du modèle et des conditions d'écoulement aux limites (écoulement fluvial ou torrentiel). Les conditions initiales aux limites sont souvent définies comme la première valeur d'une série dans le temps, ou une relation fonctionnelle telle qu'une courbe d'étalonnage, un écoulement permanent, un écoulement critique ou un transport solide.

Aux limites internes (barrages, seuils, levées, ponts, stations de pompage, etc.), les conditions initiales peuvent être définies suivant la complexité des caractéristiques de l'ouvrage hydraulique figurant dans le modèle (limite interne).

Pour tous les ouvrages exploitables dans la zone du modèle, les conditions initiales de l'état de fonctionnement du barrage doivent être fournies.

Une définition correcte des conditions initiales aux limites du modèle est importante pour la stabilité des calculs sur modèle. On doit spécialement veiller à ce que des conditions correctes existent aux ouvrages hydrauliques complexes.

internal boundary conditions. The starting conditions are normally assumed to be steady state. In complex models with many flow computation features at the different boundaries, discrepancies with the initial conditions can occur. A modern channel flow and dam-break flood routing package should have in-built logic routines to find these discrepancies and report them to the user. This is termed a Cold Start. In some modelling packages the model can be started up from “ dry bed ” or complex models may be started from wet condition towards dry.

Initial conditions must be defined as :

- Discharge and stage in all computational “ cells ” of the model (cross-sections or grid elements or grid points).
- Initial operating condition at internal boundaries in the model (gate-opening, turbine flow, assumed leakage through the dam, etc.).
- If winter conditions are being modelled, the initial condition information must include a description of ice cover or input data to create ice cover.

Stable dynamic results from earlier model simulations are often saved. A “Hot Start” means that the initial conditions of the computer run are the results of previous run. In such a case these conditions (complete description of the flow, stage and internal boundary concept at a certain time) must be used as a dynamic start-up of the computations. “Hot Start” features can provide much flexibility in modelling.

8.7.2. Initial Conditions at Boundaries

The combination of initial values necessary at boundaries depends on the complexity of the model and flow condition at the boundary (subcritical or supercritical flow). Initial boundary conditions are often defined as the first value of a time series, or a functional relationship such as a rating curve, steady state channel flow, critical flow, or discharge-sediment transport.

At internal boundaries (dams, weirs, levees, bridges, pumping stations etc.) initial conditions may be defined according to the complexity of the characteristics of the hydraulic structure in the model (internal boundary).

Initial conditions of the status of dam operations must be provided at all operable structures in the model area.

Correct definition of the initial conditions at the model boundaries is important for the computational stability of the model simulation. Special care must be taken to assure that correct conditions exist at complex hydraulic structures.

8.7.3. Conditions initiales relatives aux éléments de calcul

Les conditions initiales relatives à un élément (« cell ») de calcul définissent le débit, le niveau et les autres paramètres à l'instant du début des calculs, à chaque point de calcul dans le modèle. De tels éléments (« cells ») comprennent les sections transversales, les coins ou centres d'une grille de calcul. En fonction du régime d'écoulement et des conditions initiales aux limites aval et internes, un profil initial de niveau d'eau est établi et utilisé comme condition initiale pour chaque élément de calcul. La plupart des modèles nécessitent un certain minimum de débit de base / profondeur d'eau par rapport au débit maximal s'écoulant à travers le modèle, en vue d'obtenir des solutions numériques stables. Certains modèles ne nécessitent pas d'écoulement de base et leur étude peut être entreprise à partir de conditions de lit sec ou d'écoulement nul, en utilisant des procédés spéciaux pour établir le débit et le niveau dans la zone du modèle.

Suivant la complexité du modèle, les éléments de calcul peuvent nécessiter d'autres conditions initiales, telles que les propriétés des sédiments, les concentrations de matières en suspension, la couverture de glace, la température de l'eau, le volume de bois flottants, les zones d'où les corps flottants peuvent provenir, ou les coefficients de rugosité initiaux. De telles informations peuvent être modifiées à mesure que l'écoulement progresse.

Les conditions initiales sont généralement celles réellement observées et permettent l'étalonnage nécessaire pour garantir la qualité et la fiabilité du modèle d'écoulement.

8.7.4. Conditions initiales particulières (corps flottants, couverture de glace et transport solide)

Si la technique de modélisation permet de simuler des phénomènes particuliers, tels que débâcle et embâcle de glace, corps flottants, transport et obstruction, ou transport solide et érosion, des prescriptions spéciales pour les conditions initiales doivent être établies. Suivant les conditions initiales d'écoulement, des effets particuliers peuvent se manifester après l'arrivée de l'onde de rupture de barrage ou peuvent déjà exister lorsque l'onde de rupture arrive (conditions dynamiques).

Des conditions statiques signifient que des effets particuliers n'existeront qu'une fois la simulation sur modèle entreprise. De telles conditions peuvent comprendre :

- des données relatives à la formation d'une couverture de glace, telles que température de l'eau et données météorologiques
- une description de la couverture de glace existante : épaisseur, superficie, température de l'eau et données météorologiques
- zones situées le long des lits d'écoulement, où des corps flottants peuvent être emportés par l'onde de rupture
- propriétés des sédiments le long des lits d'écoulement
- zones d'érosion possible
- zones où des écoulements de boue peuvent entrer ou se développer.

8.7.3. Initial Conditions at the Computational Cell

Initial conditions at a Computational Cell define flow, stage and other parameters at the starting time of the calculations at all computational points in the model. Such “ cells ” include cross sections, corner or center points of a computational grid. Depending on the flow regime and initial conditions at downstream and internal boundaries, an initial water-surface profile is developed and used as a starting condition at each cell. Most models require certain minimum base flows/water depths in relation to the maximum flow routed through the model to produce stable numerical solutions. Some models do not require base flow and may be started from dry bed or zero flow conditions, using special routines to develop the flow and stage in the model area.

Depending on the complexity of the model, other initial-condition data may be required at the computational cells such as sediment properties, concentrations of suspended load, ice-cover, water temperature, floating timber volume, potential areas where the floating debris can originate, or initial roughness factors. Such information can be changed as the flow progresses.

Initial conditions are normally those actually observed and provide calibration which is necessary to ensure quality and reliability of the routing model.

8.7.4. Special Initial Conditions (Floating Debris, Ice Cover and Sediment Transport)

If the modelling technique has the ability to simulate special effects, such as ice break up and ice jams, floating debris, transport and clogging effects, or sediment transport and erosion, special requirements for the initial conditions must be set. Depending on the initial flow conditions, special effects may develop after the dam-break flood wave arrival or they may be already in progress when the dam-break flood wave arrives (dynamic conditions).

Static conditions mean that special effects will exist only when the model simulation is started. Such condition may include :

- Input data necessary to develop an ice cover such as water temperature and meteorological data
- Description of the existing ice cover as thickness, coverage, water temperature and meteorological data
- Potential areas along the river channels where floating debris may be broken off by the dam-break flood
 - Sediment properties along the river channels
 - Areas for potential erosion
 - Areas where mud flows may enter or develop.

Des conditions dynamiques impliquent que les origines des effets particuliers existaient déjà avant le début de la simulation sur modèle. Parmi ces origines, on peut citer :

- La couverture de glace est déjà rompue et peut commencer ou a commencé à se déplacer le long de la rivière
- Des bois flottants existent sur la rivière
- Des transports solides se sont manifestés
- Une érosion a débuté
- Des conditions d'écoulement de boue peuvent exister.

8.8. APPLICATIONS PARTICULIÈRES

8.8.1. Applications à des lits secs

Dans les longs lits mineurs et majeurs faisant l'objet de calcul, des parties du réseau d'écoulement sont sèches avant l'arrivée de l'onde de crue et des zones à l'extérieur du lit mineur sont en cours de séchage après le passage de la pointe de crue. La plupart des calculs numériques d'écoulement de crue nécessitent, soit un débit initial, soit une faible profondeur d'eau dans la zone d'écoulement. La simulation d'une zone sèche dans un modèle peut être réalisée de diverses façons :

- hypothèse d'une limite mobile et d'un remplissage par des techniques simplifiées
- utilisation de courbes d'étalonnage pour établir un plan d'eau initial
- hypothèse d'une forte rugosité près du fond du lit
- hypothèse d'une entaille simulée sur le fond (entaille de Preissman)
- adoption d'une technique de modèle permettant de simuler un écoulement sur un fond sec.

L'utilisation d'une limite mobile et la spécification de zones sèches dans le modèle nécessitent un suivi approfondi au cours des calculs sur modèle. Le remplissage ou le drainage des zones sèches est réalisé par des procédés simplifiés. Des courbes d'étalonnage sont introduites pour simuler les composantes de stockage, remplissage lors de l'arrivée de l'onde de crue et baisse de niveau après le passage de l'onde. Après que la profondeur d'eau ait atteint une certaine valeur, la courbe d'étalonnage est retirée des calculs et l'écoulement dynamique débute. Une forte rugosité près du fond n'empêche pas toujours des problèmes de convergence. Des problèmes posés par des zones locales torrentielles peuvent être maîtrisés, mais de faibles profondeurs d'eau peuvent causer des oscillations au front de l'onde, créant des zones négatives dans les calculs, ce qui nécessite de mettre en œuvre des méthodes spéciales préventives (filtrage numérique des oscillations, réduction automatique des pas de temps, remodelisation avec des pas de distance plus courts). L'entaille de Preissman est une entaille mince simulée sur le fond, avec une forte rugosité, qui permet à la surface de l'eau calculée de s'abaisser au-dessous du fond du lit. Les dimensions de l'entaille et sa rugosité supposée peuvent influencer sur la stabilité des calculs, en particulier dans le cas d'ondes de rupture à variation rapide. L'entaille peut être modélisée sous une forme fixe à un profil en travers ou automatiquement introduite en cas de nécessité.

Dynamic conditions imply that the potential for special effects has already developed before the model simulation is started. They may include :

- The ice cover is already broken and may start or has started to move along the river
- Timber floating is on the river
- Sediment transport has developed
- Erosion has started
- Mud flow conditions may exist.

8.8. SPECIAL APPLICATIONS

8.8.1. Dry Channel Applications

In a long computational channel and flood plain, parts of the network are dry before the flood wave arrives and off-channel areas are drying after the flood peak has passed. Most numerical flood-routing solutions require either an initial flow or a small water depth in the routing area. The simulation of a dry area in a model can be done in the following ways :

- assumption of a moving boundary and filling by simplified techniques
- use of internal rating curves to create a stepped initial water surface
- assumption of a high roughness near the channel bottom
- assuming a fictitious slot at the bottom (Preissmann slot)
- use of a model technique which is able to simulate flow on dry bed.

Use of a moving boundary and specification of the dry modelling areas require extensive accounting during model computations. Filling or draining the dry areas is done by simplified routing. Internal rating curves are installed to simulate simple storage components, filling up as the flood wave arrives and falling after the wave passes. After the water depth achieves a certain value, the rating curve is dropped from the computations and dynamic routing is started. Large roughness near the bottom does not always prevent convergence problems. Problems with local supercritical reaches may be overcome but shallow water depths may cause oscillations at the wave front, creating negative areas in the computations which blow-up if not prevented by special methods (numerical filtering of the oscillations, automatic time step reduction, re-modelling with shorter distance steps). The Preissman slot is a fictitious thin slot at the bottom, with a large roughness, which allows the calculated free water surface to drop below channel bottom. The size of the slot and its assumed roughness may affect the stability of the computations, especially for the case of rapidly varying breach flows. The slot may be modelled as fixed at the cross-section or automatically developed when required.

Di Monaco et Molinaro (1984) ont proposé une nouvelle technique basée sur un système mobile de références, qui convient spécialement pour la simulation de la propagation d'une onde de rupture de barrage le long de vallées escarpées. Récemment, cette technique a été améliorée pour garantir une totale conservation des masses et des quantités de mouvement, ce qui permet de résoudre les équations fondamentales sous la forme d'une telle conservation (voir Molinaro et Di Filippo, 1990).

8.8.2. Écoulement de l'onde de rupture de barrage en présence d'une couverture de glace

Les risques résultant d'une rupture de barrage, lorsqu'une importante couverture de glace existe, peuvent être plus désastreux que ceux résultant d'une crue identique se produisant en l'absence de glace. La simulation de ce phénomène est très délicate et dépasse les possibilités de l'hydraulique appliquée, si la formation de la couche de glace, son altération, sa rupture dynamique et la formation d'embâcle doivent être modélisées.

Le temps de parcours de l'onde de rupture de barrage à travers les zones étudiées sur modèle est si court que la partie hydrothermique du phénomène peut en général être exclue de l'analyse. Une méthode simplifiée pour étudier la propagation d'une onde de rupture, tenant compte des conditions hivernales, a été proposée par P. Reiter et M. Huokuna au Symposium sur la Glace de l'AIHR, 1986. Leurs propositions sont les suivantes :

- Un écoulement de crue à travers toute la zone étudiée, avec utilisation des conditions d'écoulement de base valables en période hivernale, mais sans couverture de glace sur la rivière (ICE.0).
- Un écoulement de crue dans les mêmes conditions, avec couverture de glace flottante, en admettant que celle-ci ne se déplace pas (ICE.1, sans rupture).
- Calcul du volume de glace dans le lit, avec division en tronçons importants.
- Adoption d'une première hypothèse de modifications irrégulières de la couverture de glace (épaisseur, rugosité), en tenant compte de la conservation du volume de glace dans le lit. On considère aussi la possibilité d'embâcles de glace le long de la rivière (ponts, méandres, vannes aux barrages secondaires et usines hydroélectriques).
- Formation d'embâcles en amont de sections critiques (voir Fig. 16 et 17).
- Vérification de l'effet de ces hypothèses de glace sur les variations de niveau et de débit.
- Ajustement de la couverture de glace, en considérant un mouvement d'une partie de la glace vers des zones du lit majeur, et représentation d'un nouvel écoulement (ICE.2 : rupture et embâcles).

Cette analyse permet une comparaison générale de la sévérité des conditions hivernales par rapport aux conditions estivales. Les résultats d'une simulation de rupture de barrage, au cours d'un hiver, dans le cas d'un barrage et d'une usine hydroélectrique implantés sur une rivière, en Laponie Finlandaise, sont présentés sur la Fig. 18.

Di Monaco and Molinaro (1984) proposed a new technique based on a moving frame of reference which is particularly suited to simulate dam-break wave propagation along steep valleys. Recently, this technique has been improved to guarantee full conservation of mass and momentum, solving the basic equations in the so-called conservation form. For reference see Molinaro and Di Filippo (1990).

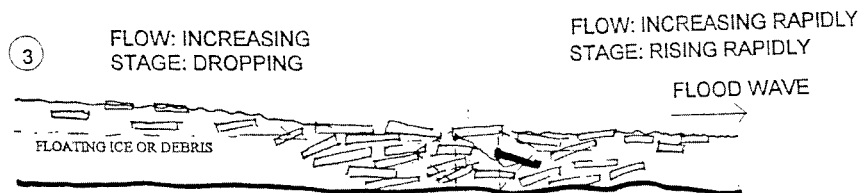
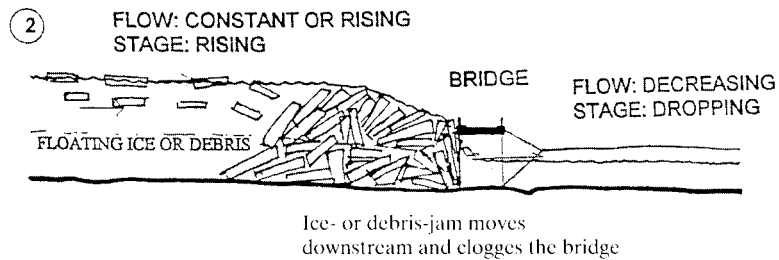
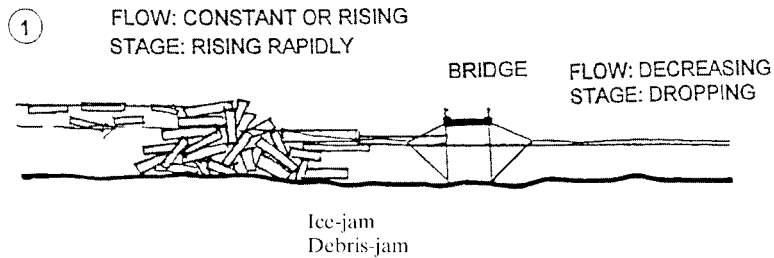
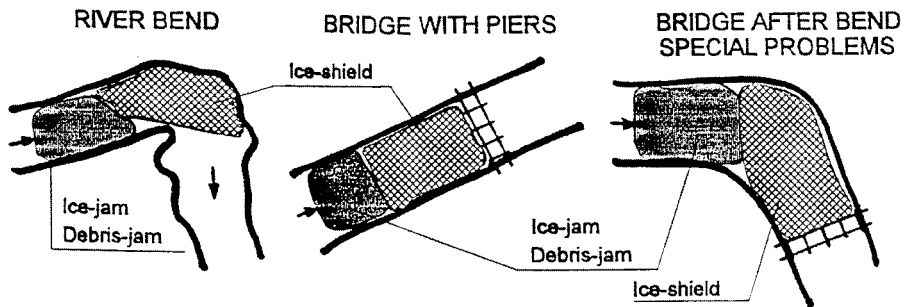
8.8.2. Dam-Break Flood Routing with Ice Cover

The hazards created by a dam-break when a strong ice cover exists can be more disastrous than would be created by a similar flood in an ice-free period. The simulation of this event is very demanding and beyond practical hydraulic engineering capability, if ice-cover formation, decay and dynamic breakup and ice-jam formation must be modelled and simulated.

The dam-break flood wave travel time through most study areas is so short that the hydro-thermal part of the subject can generally be excluded from the analysis. A simplified procedure to prepare dam-break flood routing, including winter conditions, has been proposed by Reiter P. and Huokuna M. at the IAHR Ice Symposium 1986. They suggest the following :

- A complete flood routing through the entire study area using the base flow conditions valid in wintertime, but without ice cover on the river (ICE.0).
- A complete flood routing for the same conditions with floating ice-cover assuming that the ice-cover does not move (ICE.1 no breakup).
 - Calculate the ice volume in the channel with division into important sub-reaches.
 - Create a first assumption of unsteady changes of the ice-cover (thickness, roughness), taking into account the preservation of the ice volume in the channel. Consider also the possibility of ice-jams, along the river (bridges, river-bends, gates at secondary dams, and hydropower plants).
- Create ice jams above critical sections (see Fig. 16 and 17).
- Check the effect of these ice assumptions on stage and discharge fluctuations.
- Make adjustments of the ice cover, considering movement of a portion of the ice volume to flood plain areas and perform a new routing (ICE.2 = breakup+ice jams).

This analysis will provide a general comparison of the severity of winter conditions versus summer conditions. Results of a dam-break simulation in wintertime for an in-channel dam and hydropower plant in Finnish Lapland is presented in Figure 18.



The ice or debris jam breaks the supporting bridge is destroyed and the floating jam materials move downstream, carried by the flood wave. The floating material will form new jams at potential locations on its way downstream!

Fig. 16
Potential ice-jam or debris-jam sites

Zones où des embâcles de glace ou de corps flottants sont possibles

River bend	<i>Méandre d'une rivière</i>
Bridge with piers	<i>Pont sur piles</i>
Bridge after bend	<i>Pont situé après un méandre</i>
Special problems	<i>Problèmes particuliers</i>
Ice-shield	<i>Carapace de glace</i>
Ice-jam	<i>Embâcle de glace</i>
Debris-jam	<i>Embâcle de corps flottants</i>

Fig. 17

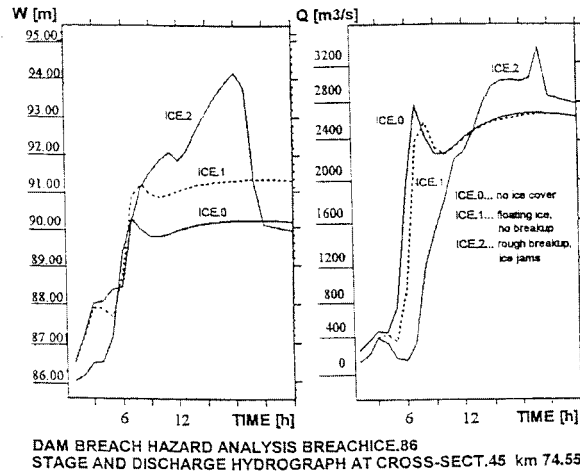
Description of the formation and breaching of the ice or debris jams

Description de la formation et de la rupture d'embâcles de glace ou de corps flottants

(1)	(1)
Flow : constant or rising	<i>Débit constant ou augmentant</i>
Stage : rising rapidly	<i>Niveau : augmentant rapidement</i>
Bridge	<i>Pont</i>
Flow : decreasing	<i>Débit : diminuant</i>
Stage : dropping	<i>Niveau : baissant</i>
Ice-jam	<i>Embâcle de glace</i>
Debris-jam	<i>Embâcle de corps flottants</i>
(2)	(2)
Flow : constant or rising	<i>Débit : constant ou augmentant</i>
Stage : rising	<i>Niveau : augmentant</i>
Bridge	<i>Pont</i>
Flow : decreasing	<i>Débit : diminuant</i>
Stage : dropping	<i>Niveau : baissant</i>
Floating ice or debris	<i>Glace ou corps flottants</i>
Ice- or debris-jam moves downstream and clogges the bridge	<i>Embâcle de glace ou de corps flottants se déplaçant vers l'aval et obstruction du pont</i>
(3)	(3)
Flow : increasing	<i>Débit : augmentant</i>
Stage : dropping	<i>Niveau : baissant</i>
Flow : increasing rapidly	<i>Débit : augmentant rapidement</i>
Stage : rising rapidly	<i>Niveau : montant rapidement</i>
Flow wave	<i>Onde de crue</i>
Floating ice or debris	<i>Glace ou corps flottants</i>

The ice or debris jam breaks the supporting bridge is destroyed and the floating jam materials move downstream, carried by the flood wave. The floating material will form new jams at potential locations on its way downstream!

Rupture de l'embâcle de glace ou de corps flottants, avec destruction du pont; les matériaux flottants sont entraînés à l'aval par l'onde de crue. Les matériaux flottants peuvent former de nouveaux embâcles sur leur parcours aval.



8.9. CONTRÔLE DU MODÈLE, ÉTALONNAGE ET ANALYSE DE SENSIBILITÉ

Des modèles implicites ont été établis du fait des limitations sur la grandeur du pas de temps requises pour la stabilité numérique des modèles explicites. Bien que les limites des modèles explicites, causées autrefois par les limites technologiques des ordinateurs, ne soient plus une préoccupation, la plupart des modèles existants sont des modèles implicites. Tout utilisateur de modèles numériques a été en présence de problèmes d'instabilité au cours de la mise au point et de l'utilisation d'un modèle. Plusieurs chercheurs, comme par exemple Chaudry et Contractor (1973), Fread (1974), et Cunge (1975), ont constaté qu'une instabilité des systèmes implicites pouvait survenir si les pas de temps et/ou les pas de distance étaient trop grands. Les pas de temps ainsi que les emplacements des profils en travers sont limités pour des raisons de précision. Le critère de stabilité Δt dépend des caractéristiques de l'onde et du pas de distance Δx (condition de Courant).

D'autres raisons d'instabilité sont essentiellement associées aux composantes de calcul fortement non linéaires. Les plus courantes sont :

- changements brusques de surface dans des profils en travers
- termes de perte d'énergie locale
- changements brusques de rugosité du lit
- changements brusques du nombre de Froude
- interférence de la composante d'écoulement du modèle avec les composantes limite interne / jonction.

La plupart des systèmes informatiques de modélisation ont des procédures automatiques pour atténuer les conditions instables, telles que la réduction automatique des pas de temps ou l'interpolation des sections transversales pour

Fig. 18
 Comparison of stage and discharge hydrographs at a critical location
 downstream of a dam at a winter time dam-break situation
*Comparaison des hydrogrammes de niveau et de débit à un emplacement critique
 situé à l'aval d'un barrage, dans le cas d'une rupture de barrage en hiver*

Dam breach hazard analysis	<i>Analyse de risque de rupture de barrage</i>
Stage and discharge hydrographs at cross-sect. 47 km 74.55	<i>Hydrogrammes de niveau et de débit au profil en travers 47 km 74.55</i>
W (m)	<i>W : Niveau (m)</i>
Q (m ³ /s)	<i>Q : Débit (m³/s)</i>
Time (h)	<i>Temps (h)</i>
ICE.0 : no ice cover	<i>ICE.0 : sans couverture de glace</i>
ICE.1 : floating ice, no breakup	<i>ICE.1 : glace flottante, sans rupture</i>
ICE.2 : rough breakup, ice jams	<i>ICE.2 : rupture brutale, embâcles de glace</i>

8.9. MODEL TESTING, CALIBRATION AND SENSITIVITY ANALYSIS

Implicit models were developed because of the limitations on the size of the time step required for numerical stability of explicit models. Although the original limitations of explicit models, caused at one time by limits in computer technology, are no longer of concern, most of the existing models are implicit ones. Every user of numerical models has experienced instability problems during model development and use. Several researchers, as for example Chaudhry and Contractor 1973, Fread 1974, and Cunge 1975 found that instability of the implicit schemes could occur if the time steps and/or distance steps were too large. Both, time steps and cross-sections locations are restricted by reasons of accuracy. The Δt -stability criterion depends upon the wave characteristics and the incremental Δx -distance (Courant condition).

Other reasons for instability are mainly related to strong non-linear computational components. The most common are :

- abrupt changes in cross-sectional area
- local loss terms
- abrupt changes of channel roughness
- abrupt changes of Froude number
- interference of the routing component of the model with internal boundary / junction components.

Most of the modeling packages have automatic procedures to ease unstable conditions, such as automatic reduction of time steps or interpolation of cross-sections for distance step reduction. In some situations non-convergence indicates

réduire les pas de distance. Dans certains cas, une non-convergence traduit des erreurs dans les données relatives aux profils en travers ou des erreurs importantes dans d'autres données d'entrée. Le contrôle de qualité des données sera à tous moments une première et importante étape dans la mise au point d'un modèle. Des critères de stabilité ont été présentés par Fread (1981) :

$$\Delta t = T_r / M$$

Δt : pas de temps du calcul

T_r : temps de montée de l'hydrogramme critique

M : coefficient variant de 10 à 20, dépendant de la vitesse de variation de l'hydrogramme

$$\Delta x_m = c \cdot \Delta t$$

Δx_m : distance maximale de calcul entre deux profils en travers dans le modèle

c : vitesse de propagation de l'onde de crue.

La vitesse de l'onde c peut avoir des valeurs dépendant des caractéristiques de l'onde de rupture de barrage (amplitude, durée, raideur) et de l'écoulement (nombre de Froude, pente et rugosité du lit d'écoulement), et se situant entre deux limites théoriques : $c = 5/3 V$ et $c = V + (g A/B)^{1/2}$ (où V est la vitesse moyenne d'écoulement, g l'accélération de la pesanteur, A la surface mouillée et B la largeur de la section); ces deux valeurs correspondant respectivement aux ondes cinématiques et aux grandes ondes de gravité.

Le modèle étant fonctionnel, il doit être étalonné. Si aucune donnée sur des crues observées n'est disponible, une étude de sensibilité devra être effectuée pour évaluer l'effet des paramètres admis sur les résultats.

Les hypothèses concernant la rupture de barrage devront considérer les dimensions de la retenue, le type et les dimensions du barrage, les conditions de remous à l'aval, la durée de rupture, la forme et les dimensions de la brèche de rupture. Parmi ces facteurs, la forme est le facteur le moins important. La durée de formation de la brèche devient importante lorsque le volume de retenue devient très grand. Les dimensions de la brèche ou sa largeur moyenne W constituent la source d'erreur la plus importante. Les dimensions de la brèche, lorsque celle-ci résulte de l'érosion d'un barrage en remblai, sont affectées par l'écoulement traversant la brèche et le volume de retenue a une forte influence sur la largeur finale de la brèche. Les largeurs de brèche adoptées semblent souvent insuffisantes et des largeurs plus grandes devront être prévues si, en raison des grandes dimensions du réservoir, une baisse rapide de la retenue ne se produit pas, ou si le remous aval n'influe pas sur l'écoulement.

La surface du profil en travers est également sensible aux erreurs. Des erreurs possibles comprennent : un mauvais choix des profils en travers, des erreurs dans les levés topographiques in situ et des erreurs dans l'interprétation des cartes. Il est évident que la précision des niveaux dans le modèle dépendra beaucoup de la précision des données relatives aux profils en travers.

L'erreur de volume dans un tronçon, due à une mauvaise situation des profils en travers, peut être éliminée de la façon suivante :

cross-sectional data in error or significant errors in other input data. Quality testing of input data should at all times be a first and important step in model development. General stability criteria has been presented by Fread 1981 :

$$\Delta t = T_r / M$$

Δt : computational time step

T_r : time of rise of critical hydrograph

M : varying from 10 to 20, depending on the rate of variation of the hydrograph

$$\Delta x_m = c \cdot \Delta t$$

Δx_m : maximum computational distance between two cross-sections in the model

c : wave celerity of propagating floodwave

The wave celerity c can have values, depending on the characteristics of the dam-break wave (amplitude, duration, steepness) and of the flow (Froude number, channel slope and roughness), within the two theoretical limits $c = 5/3V$ and $c = V + (gA/B)^{1/2}$ (where V is the mean flow velocity, g the gravity acceleration, A the wetted area and B the surface width), which correspond respectively to kinematic waves and long gravity waves.

After the model is functional it must be calibrated. If no observed flood data is available, a sensitivity analysis should be used to evaluate the effect that assumed parameters have on results.

Dam-breach assumptions should consider the size of the reservoir, type and size of the dam, downstream back-water conditions, time of failure, shape and size of the breach. Of these shape is the least important. The time for formation of the breach becomes important as the reservoir volume becomes very large. The size of breach or average breach width W is the most important source of error. The size of breach, when created by erosion of an embankment dam is affected by the flow through the breach and the reservoir volume has a strong influence on the final breach width. Commonly used breach width relations seem too conservative and larger widths should be used if, due to the large size of a reservoir, significant drop of the reservoir level does not occur quickly, or downstream backwater does not affect the outflow.

Cross-sectional area is also sensitive to errors. Possible errors include poor choice of representative cross sections, errors in field survey, and errors in interpreting topographic maps. It is obvious that the accuracy of stage in the model will depend strongly on accuracy of cross section data.

The reach volume error due to poor location of representative cross sections can be eliminated in the following way :

1. En planimétrant les surfaces définies sur la carte entre deux profils en travers et par un ensemble de lignes de niveau.

2. Une section transversale moyenne correspondant à un volume, située entre deux profils en travers, peut être calculée à partir d'une relation faisant intervenir la distance (Fread, 1981).

Les coefficients de résistance à l'écoulement, dans les applications relatives à la propagation de l'onde de rupture de barrage, peuvent être sources d'erreur pour les raisons suivantes :

1. Les ondes de rupture de barrage qui sont relativement importantes se propagent sur des zones précédemment non inondées. Les crues naturelles ne sont donc pas très utiles pour l'étalonnage dans ce cas.

2. Les zones inondées par l'onde de rupture contiennent des éléments de résistance à l'écoulement (arbres, maisons, etc.), ce qui constitue une situation différente de celle correspondant à un lit majeur normal.

3. L'écoulement dans le lit majeur court-circuite les méandres de la rivière, provoquant une augmentation de la résistance à l'écoulement et une modification de la longueur du lit.

4. Des corps flottants peuvent obstruer la rivière, mais aussi le lit majeur, ce qui augmente la résistance à l'écoulement.

5. Les sédiments résultant de l'érosion peuvent réduire la résistance du lit s'ils se déposent sur les lits majeurs.

6. Lorsque l'onde de rupture arrache des arbres, emporte des maisons et coupe des méandres du lit de la rivière, la résistance du lit change dans le temps. Une obstruction peut augmenter les termes de perte d'énergie locale.

7. Si la rupture de barrage survient en hiver, la résistance à l'écoulement dans des rivières même grandes peut être augmentée.

Les pertes de volume d'une crue résultant d'une rupture de barrage sont parfois importantes si la crue se propage sur un sol sec. L'expansion dans d'autres lits voisins conduira à des pertes de volume. En général, les pertes par infiltration ne sont pas prises en compte dans les simulations d'onde de rupture de barrage. Mais, pour simuler des ondes de rupture de barrage survenues dans le passé, il peut être important d'en tenir compte. Par exemple, 25 % du volume de la retenue de Teton furent perdus par suite d'infiltration vers la nappe phréatique dont le niveau remonta de façon significative. Ce phénomène ne doit pas être négligé lorsque l'étude doit prendre en considération des matières stockées dans une retenue, dangereuses pour l'environnement.

L'écoulement très turbulent immédiatement à l'aval du barrage est très complexe et ne peut être décrit avec précision à l'aide d'un modèle unidimensionnel. Si la crue provoquée par la rupture du barrage s'étale sur une vaste zone, le modèle unidimensionnel ne permettra pas des simulations précises. Si des informations très précises sont demandées, des modèles bidimensionnels ou même des modèles réduits physiques devront être utilisés.

Après que l'analyse de sensibilité ait été effectuée, la fiabilité et la précision attendue des calculs sur modèles peuvent être évaluées.

1. Planimetering the surface areas formed on the map between two cross-sections and a set of contour lines.

2. A volume fitted average cross-section placed between the two cross-sections can be computed from a distance-weighting relationship (Fread 1981).

Flow-resistance coefficients in dam-break flood routing applications can be in error for the following reasons :

1. Dam-break flows which are relatively large propagate on previously unflooded areas. Natural floods are therefore not very useful for calibration in this case.

2. The dam-break flood inundated areas contain flow resistance components such as trees, houses etc. which differ from normal flood-plain situations.

3. Flood-plain flow short-circuits across river bends and meanders causing increased flow resistance and changed channel length.

4. Floating debris may block the river, but it will also block the flood plains causing increased flow resistance.

5. Sediment eroded from behind the dam may reduce the channel resistance if it is deposited on the flood plains.

6. In cases where the dam-break flood may uproot trees, carry away houses, and cross bends of the river channel, the channel resistance could change with time. Blocking could increase local loss terms.

7. If the dam-break occurs during winter the flow resistance of even large rivers may be increased.

Volume losses from dam-break flood volumes can be significant if the flood propagates on dry overland. Spreading to other nearby river channels will result in volume losses. Normally infiltration losses are not taken into account in dam-break flood simulations. But for simulating historic dam-break floods they can be significant. For example 25% of the reservoir volume of the Teton dam was lost due to infiltration to the ground water table which rose significantly. This lesson might be important for cases where the analysis must consider environmentally dangerous substances in storage.

The highly turbulent flow immediately below the dam is very complex and cannot be accurately described by a one-dimensional model. If the dam-break flow spreads into a wide area, the one-dimensional model will not provide accurate simulations. If highly accurate information is needed two-dimensional models or even physical models should be used.

After the sensitivity testing procedure has been performed the reliability and expected accuracy of the model calculations can be assessed.

8.10. RÉSULTATS COURANTS DE L'ANALYSE DE L'ONDE DE RUPTURE DE BARRAGE

8.10.1. Principes généraux

La préparation d'une analyse d'onde de rupture de barrage comportera des prescriptions sur les résultats à fournir et leurs présentations. Dans le chapitre 4, les tâches techniques ont été définies comme suit :

- Sécurité des barrages
- Évaluation des risques
- Cartographie du champ d'inondation
- Plan d'alerte
- Plan de secours en cas d'onde de rupture de barrage
- Évaluation du risque de rupture de barrage
- Autres utilisations des modèles de rupture de barrage.

La prescription pour une interprétation facile des résultats ne doit pas être négligée. La présentation des résultats devra être simple et claire.

Le principal objectif d'une ARRB (analyse de risque de rupture de barrage) est de définir les faits nécessaires pour l'organisation des opérations de secours en cas de catastrophe, d'éliminer un risque potentiel ou de le réduire par diverses mesures mises au point à partir des résultats de l'ARRB, de confirmer la classification du risque du barrage et, comme conséquence, le niveau des prescriptions techniques des inspections.

Les résultats de l'ARRB seront transmis aux organismes responsables de la sécurité du barrage.

8.10.2. Liste des matières

La présentation des résultats de l'ARRB comprendra les valeurs finales calculées relatives aux ondes de rupture représentatives choisies, ainsi que l'information de base recueillie et utilisée dans l'analyse. Cela est important car l'utilisateur des résultats doit avoir un accès facile à cette information détaillée. La description technique des résultats doit indiquer clairement quelle information a été utilisée et où cette information est stockée.

Au cours des dernières années, le développement et l'utilisation de bases de données (BD) et de systèmes informatiques géographiques (SIG) sont devenus plus courants dans les services gouvernementaux. Des informations sur les infrastructures et la population, les études des ressources en eau et les études environnementales, les routes et le trafic, le réseau téléphonique et les systèmes-supports informatisés d'opérations de secours sont plus facilement disponibles. Ces systèmes utilisent souvent l'information stockée dans un fichier, de manière interchangeable. Par exemple, des systèmes-supports d'opérations de secours en temps réel peuvent utiliser des fichiers de population, des informations sur les routes et sur le trafic, de même que des fichiers numériques de téléphone.

8.10. MOST COMMON RESULTS OF THE DAM-BREAK FLOOD ANALYSIS

8.10.1. General Principles

The task for which the analysis is prepared will set the requirements for the results and their presentations. In chapter 4, the technical tasks were defined as :

- Dam safety
- Hazard rating
- Inundation mapping
- Contingency action planning
- Dam-break flood rescue action planning
- Dam-break risk evaluation
- Other uses of dam-break models

The requirement for easy interpretation of the results should not be neglected! The results should be clear and simple in structure.

The main function of the DBHA is to define the facts necessary for organizing rescue operations in case of the disaster, to eliminate a potential hazard or to limit it by various mitigating actions which are planned using the results of the DBHA, to confirm the hazard classification of the dam and as a consequence the level of technical requirements for inspections.

The results of the DBHA are to be delivered to officials responsible for dam-safety.

8.10.2. List of Content

The presentation of the DBHA results should include the final output from the chosen representative dam-break floods and the basic information collected and used in the analysis. This is important, because the user of the results should have ready access to this detailed information. The technical description of the results should clearly state which information has been used and where that information is stored.

In recent years the development and use of databases (DB) and geographical information systems (GIS) have become more common at governmental offices. Information on infrastructure design and population, water resources and environmental assessment, road and traffic conditions, telephone network, and computer general rescue action support systems is more readily available. These systems often use the filed information interchangeably. For example real-time rescue-action support systems may use population files, road condition and traffic information as well as digital telephone files.

L'adjonction d'informations sur les crues naturelles et les ondes de rupture de barrage à de tels systèmes constituera une tâche importante dans l'avenir.

Du point de vue des utilisateurs de modèles, les systèmes de bases de données sont devenus nécessaires pour un traitement efficace des données. Les résultats doivent être transférés du modèle mathématique sur des cartes pour une représentation claire. L'utilisation d'un SIG se basera sur les exigences du client.

Les prescriptions relatives au contenu d'un rapport technique ARRB, définies ci-dessous, sont en partie basées sur le Code de Sécurité des Barrages, 1994, du Ministère Finlandais des Eaux et de l'Environnement, qui est l'autorité officielle, légale, de contrôle de la sécurité des barages en Finlande. Pour information, voir Loukola et al. (1985).

Les résultats de l'ARRB comprendront :

1. Un rapport technique avec indication de la méthode d'étude et des recommandations pour l'interprétation des résultats.

2. Les données utilisées dans l'étude, qui restent constantes dans les différents cas, telles que les débits initiaux, les coefficients et les caractéristiques des profils en travers fournis comme données numériques.

3. Un résumé de la comparaison de divers cas de rupture de barrage, donnant pour chaque cas de rupture :

- l'inclinaison des parois de la brèche, et la profondeur et la largeur finales du fond de la brèche
- le temps pris pour la formation de la brèche
- le niveau d'eau dans la retenue au début de l'ouverture de la brèche
- la cause d'ouverture de la brèche admise (érosion interne, érosion de la fondation, dommage volontaire ou érosion de surface)
- le débit maximal.

4. Les résultats relatifs à chaque crue, soit obtenus par calcul, soit mesurés sur un modèle physique, seront donnés à des intervalles de 1 km au moins pour les 5 premiers km du lit d'écoulement, et ensuite à des intervalles de 5 km. La fourniture des informations a un caractère spécifique et dépend beaucoup de l'infrastructure dans la zone où se propage l'onde de crue. Dans les zones aval éloignées, l'obstruction ou la rupture d'ouvrages secondaires peut augmenter fortement la hauteur de l'onde de crue ; des informations plus détaillées seront présentées pour de tels emplacements.

5. L'avis de la personne qui a estimé les risques vis-à-vis de la population et des biens (ouvrages fixes et immeubles), dans chaque cas de crue. Les objets intervenant dans la classification seront répertoriés. La liste contiendra des informations sur les niveaux des objets, et sur la profondeur et la vitesse de l'écoulement au droit de chaque objet. Le Code Finlandais de Sécurité des Barrages n'exige pas d'évaluation des dégâts assistée par ordinateur. Dans les cas de propagation de crues en milieux urbains, la complexité du problème nécessite une analyse assistée par ordinateur. Les évaluations de risque sont établies pour les niveaux d'eau maximaux dans la zone de submersion et dépendent des vitesses locales maximales calculées. Des relations niveau / vitesse / dommages aux biens, et niveau / vitesse / risque de perte en vies humaines, sont utilisées dans de telles évaluations.

The adding of natural flood and dam-break flood information to such systems will be an important task for the future.

From the modellers point of view, the use of data-bank systems has become necessary for efficient data management. The results must be transferred from the mathematical model to maps for clear presentation. The use of a GIS would be based on client requirements.

The requirements for the content of the technical DBHA report, which are defined below, are partially based on the Dam Safety Code of Practice, 1994, Finnish National Board of Waters and the Environment, which is the official, legal, dam-safety supervising authority in Finland. For summary information see Loukola et al. (1985).

The results of the DBHA should contain :

1. A technical report with specification of the assessment method and guidelines for interpreting the results.

2. The data used in the assessment that remain constant in different cases, such as initial discharges, coefficients and cross-section data given as numerical data.

3. A summary of the comparison of different dam breach cases, which for each breach case tabulates :

- the inclination of the walls of the breach opening and the final height and width of the bottom of the breach
- the time taken to form the breach
- the water level in the reservoir at start of breaching
- the assumed cause of the breaching (internal erosion, foundation erosion, intentional damage or surface erosion)
- maximum discharge.

4. The results of each flood, either calculated or measured from a physical model test, shall be given as a minimum at 1 km intervals for the first 5 km of the flood path, and thereafter at 5 km intervals. Provision of information is very much a case specific matter and strongly depends on the infrastructure in the area where the flood wave is propagating. In far downstream areas the blocking or breaching of secondary structures may strongly increase the height of the flood wave; more detailed information should be presented for such locations.

5. The opinion of the person who made the assessment of the risk to human life and property (fixed structures and buildings) caused by each flood case. The objects affecting the classification should be listed. The list should contain information about the elevations of the objects and the depth and flow rate (flow velocity) at each object. The Finnish Dam Safety Code of Practice does not require any computer-aided damage evaluation. In cases of floods propagating on urban areas hand analysis becomes rather complex and computer-supported analysis become necessary. Hazard evaluations are prepared for the maximum water surface profile in the inundated area and depend on computed local maximum velocities. Stage/velocity/property damages and stage/velocity/population risk for loss of life are used in such assessments.

6. La responsabilité de l'établissement des plans de secours en cas d'onde de rupture de barrage incombe normalement aux autorités chargées des opérations de secours. Comme indiqué précédemment, ces autorités ont besoin de nombreuses informations. Le temps est un facteur très important pour les opérations de secours. Le temps d'arrivée de l'onde de crue, de même que les temps critiques pour les opérations de secours (réception de l'alerte par la population menacée, temps nécessaire aux équipes de secours pour atteindre le site, conditions de crue au cours des opérations de secours, conditions de crue à la fin des opérations) sont des paramètres importants. Les résultats que l'ARRB doit fournir aux autorités chargées des secours seront définis en détail au cours de la conduite de l'analyse. Les auteurs du présent Bulletin recommandent qu'un listing des indicateurs de crues à tous les profils en travers utilisés dans le modèle soit compris dans les résultats de l'ARRB.

7. Une estimation des risques vis-à-vis de la santé publique et de l'environnement, résultant de la rupture d'un barrage stockant des matériaux de rebut, doit être établie pour l'ARRB.

8. La classification de risque des barrages.

L'ARRB est généralement préparée pour des barrages à risque élevé. Dans le cas d'un autre barrage à risque élevé situé à l'aval, l'analyse peut s'arrêter à la limite amont du réservoir inférieur et les résultats de l'analyse seront transmis au propriétaire du barrage inférieur. Ces résultats seront alors pris en compte dans l'ARRB pour le barrage inférieur. Si les barrages situés à l'aval sont à faible risque, l'effet de l'onde de rupture du barrage amont sur les retenues et les ouvrages aval sera étudié dans l'ARRB concernant le barrage amont à risque élevé.

8.10.3. Rapport technique

Le rapport technique doit comprendre les chapitres importants suivants :

I. Rappel général du projet, historique, étapes conduisant à l'analyse, identification des autorités engagées dans le programme de sécurité du barrage et les opérations de secours.

II. Informations de base sur le projet, description technique du barrage, de ses ouvrages annexes et de la retenue, bassin versant, météorologie, hydrologie et crue de projet.

III. Description des zones de rupture potentielle, facteurs limitant les dimensions finales de la brèche de rupture et description générale des zones à l'aval du barrage dans lesquelles les ondes de crue se propageront.

IV. Description de la vallée, des sites particuliers ayant des effets marqués sur la propagation de l'onde de crue, détails sur les infrastructures, zones à risque élevé, niveaux critiques des crues dangereuses dans la vallée et considérations conceptuelles sur les chemins d'écoulement des crues et les zones où des obstructions par des glaces ou des corps flottants peuvent se produire.

V. Description de la technique de modélisation utilisée. Références, études effectuées pour des zones identiques. Évaluation de la précision à obtenir dans les simulations sur modèle.

6. The layout of dam-break flood rescue plans is normally the responsibility of the authorities in charge of rescue actions. These authorities need more information as defined above under 5. Time is a very important factor for rescue activities. The time of flood-wave arrival, as well as critical times for rescue activities (receipt of alarm by the population at risk, time required for rescue teams to reach the site, flood conditions during the time rescue operations are active, flood conditions when the rescue actions will be completed) are important parameters. The results required from the DBHA by rescue authorities must be defined in detail during the conduct of the analysis. The authors of this ICOLD Bulletin recommend that a listing of general flood indicators at all cross-sections used in the model be included with the results of the DBHA.

7. An assessment of the health and environmental risks caused by a breach of a dam containing waste materials must be prepared for DBHA.

8. The risk classification of dam.

The DBHA is normally prepared for certain high-risk dams. In the case that another high-risk dam is located downstream, the analysis could be stopped at the upper boundary of the lower reservoir and the results of the analysis provided to the dam owner of the lower reservoir. These results should then be considered in the DBHA for the lower dam. If the downstream dams are low-hazard dams, the effect of the dam-break flood wave created by failure of the upstream dam on the downstream reservoirs and structures must be included in the DBHA for the upstream high-risk dam.

8.10.3. Technical Report

Important chapters to be included in the technical report on the DBHA are :

I. General background of the project, history, official post, steps leading to the analysis, and identification of officials involved in the dam safety program and rescue actions.

II. Basic project information, technical description of the dam, its appurtenant structures and the reservoir, drainage area, meteorology, hydrology and design flood.

III. Description of potential breach sites, limiting factors for final breach size and a general introduction of the areas below the dam into which the flood waves will discharge.

IV. Description of the valley, special sites having pronounced effects on flood-wave propagation, infrastructure details, high-hazard areas, critical hazardous flood elevations in the valley and conceptual considerations of flood routes and locations where blocking caused by ice or debris flow could occur.

V. Description of the modelling technique used. References, studies for similar areas. Evaluation of accuracy to be achieved by model simulations.

VI. Description du modèle établi pour l'ARRB. Étalonnage du modèle et données d'étalonnage disponibles. Paramètres utilisés (rugosité, etc.) et données d'entrée constantes. Description des conditions d'écoulement de base et du concept des opérations.

VII. Interprétation des résultats de l'étude de sensibilité de rupture de barrage. Ces résultats comprendront les temps et formes de rupture les plus probables. Plusieurs hydrogrammes de crue de rupture de barrage sont choisis pour l'écoulement de la crue dans la vallée.

VIII. Interprétation des résultats de l'étude de la propagation de la crue de rupture de barrage dans le lit de la rivière et la vallée à l'aval du barrage. Compte rendu des incertitudes et résultats de l'analyse de sensibilité relative aux paramètres d'écoulement dans le lit et la vallée. Effets sur les ouvrages secondaires. Effets de la glace et des corps flottants sur les niveaux et les débits. L'utilisation de graphiques et de tableaux d'informations numériques est recommandée.

IX. Des informations détaillées peuvent être demandées pour des zones localisées, ce qui nécessite une amplification d'un modèle initial unidimensionnel, ou un modèle bidimensionnel, ou un modèle réduit physique. De telles informations supplémentaires peuvent comprendre : le remplissage de zones endiguées par des levées, les vitesses locales d'écoulement et le temps nécessaire pour la submersion des routes et des voies ferrées, etc.

X. Les opérations finales sur modèle pour la présentation des résultats sont choisies et justifiées. Les principaux résultats sont présentés graphiquement. Des informations sous forme de cartes, de tableaux d'informations locales sur les crues, de tableaux récapitulatifs, incluant des résultats spécialement destinés à l'organisation des opérations de secours, seront fournies en annexes.

XI. Dans le cas d'un barrage stockant des résidus dangereux, solides ou liquides, une étude des risques vis-à-vis de la santé et de l'environnement doit être incluse. Une infiltration possible de tels résidus dans la nappe phréatique doit être envisagée. De tels effets peuvent rendre l'eau impropre à la consommation à long terme et nécessiter des mesures spéciales lors des opérations de secours. Une telle analyse exige des moyens et modèles spéciaux, qui ne font pas couramment partie de l'ARRB.

XII. Un rapport sur la classification de risque doit être fourni par l'expert chargé de l'ARRB. Cela peut constituer une prescription légale qui nécessite une certification d'expert à ce propos.

XIII. Des instructions sont nécessaires pour l'utilisation des informations figurant dans les annexes et les cartes de crues codées. Dans certains pays, les résultats de l'ARRB sont publiés comme informations publiques, tandis que dans d'autres pays ce sont des documents secrets. Une autre solution consiste à stocker l'ARRB sur fichier pour utilisation par les autorités concernées et à ne fournir d'informations publiques qu'aux populations et sociétés habitant et ayant des activités dans les zones dangereuses. Le codage des résultats est nécessaire pour des raisons à la fois d'interprétation technique et de sécurité.

8.10.4. Données constantes utilisées dans le modèle

Les données constantes utilisées dans le modèle se présentent sous la forme de listings informatiques numériques de données géométriques (sections transversales

VI. Description of the model developed for the DBHA. Model calibration and the calibration data available. Reference to parameters used (roughness etc.) and the constant input data. Description of the base flow condition used and the concept of operations.

VII. Interpretation of the findings of the dam failure sensitivity analysis. The most probable failure times and shapes should be presented as results of this analysis. Several dam-breach hydrographs are chosen for flood routing in the river valley.

VIII. Interpretation of the findings of the dam-breach flood routing in the river channel and valley downstream of the dam. Statement of uncertainties and the results of the sensitivity analysis relating to channel and valley flow parameters. The effects on secondary structures. The effects of floating debris or ice on stages and discharges. The use of graphics and tables of numerical information are recommended.

IX. Detailed information may be required for local areas, such as it would have been developed by an enhancement of an original one-dimensional network model, or a two-dimensional model, or a reduced scale physical model. Such added information might include filling of levee-impounded areas, local flow velocities and time for flooding of roads and railroads etc.

X. Final model simulation runs for presentation are chosen and justified. Main results are presented graphically. Information such as maps, local flood-information tables and summary tables, including special output for dam-break flood rescue planning, should be placed in appendices.

XI. For the case of a dam containing hazardous material or liquid waste an assessment of the health and environmental risks must be included. Possible infiltration of hazardous waste into groundwater should be considered. Such effects may endanger water supply on a long term basis and may require special considerations during rescue actions. Such an analysis needs special tools and models, which are not common as part of the DBHA.

XII. A statement on the risk classification must be provided by the expert in charge of the DBHA. This may be a legal requirement which needs expert certification to which this chapter must refer to.

XIII. Instructions for using information in the appendices and the coded flood maps are required. In some countries the results of the DBHA are published as public information while in other countries they are secret documents. Another option is to file the DBHA for use by authorities concerned, and provide public information only to peoples and companies living and acting in the endangered area. Coding of the results is necessary for both, technical readability and for security reasons.

8.10.4. The Constant Data Used by the Model

The reprint of the constant data used by the model consists of numerical computer listings of geometric data (cross-sections and longitudinal sections) in

et sections longitudinales), associées à des informations cartographiques sur l'emplacement des sections transversales ; il est précisé quelle partie des sections transversales est basée sur des levés topographiques et quelle partie a été déterminée à partir de cartes en lignes de niveau. Les zones d'écoulement (zones actives d'écoulement unidimensionnel) et les zones de stockage seront indiquées sur des cartes et signalées sur les données relatives aux sections transversales. Les résultats d'étalonnage et de vérification, les coefficients de rugosité utilisés (coefficient de Manning « n ») et les conditions d'écoulement de base admises, doivent être stockés sur fichier. Les informations sur les ouvrages, barrages, matériels, vannes, usines hydroélectriques et évacuateurs de crue, ainsi que sur les ponts, remblais de routes et de voies ferrées, levées, zones de polder et endroits où l'écoulement peut prendre d'autres directions, seront également mises sur fiches. L'emplacement de toutes les informations stockées sur fichier doit être clairement défini sur une carte dont l'échelle est au moins celle de la carte qui sera utilisée pour la présentation des résultats des simulations des crues. La carte permettra de connaître les coordonnées de toutes les données techniques géométriques (profils en travers) et des parties de l'infrastructure (barrages, etc.). La carte doit permettre un accès facile à un SIG.

8.10.5. Résultats de l'analyse de sensibilité de rupture de barrage

Comme indiqué précédemment, le mécanisme de rupture de barrage n'est pas encore complètement compris, bien que de récentes recherches et la reconstitution de ruptures de barrages survenues dans le passé aient fourni de nouvelles hypothèses. Quel que soit le modèle utilisé, ou si des essais sur modèles physiques de rupture de barrage sont effectués, la précision des résultats sera quelque peu incertaine. Le seul moyen de traiter ce problème est d'effectuer une analyse de sensibilité, qui doit être préparée pour les principaux paramètres influençant le processus d'ouverture de la brèche.

Les informations graphiques présentées comprendront une comparaison des différents hydrogrammes de débit de crue de rupture de barrage ; des hydrogrammes de niveau, à l'amont et à l'aval du barrage, seront présentés pour indiquer la baisse du niveau de la retenue et la montée du niveau du remous à l'aval. L'évolution de la vitesse d'écoulement dans la brèche, en fonction du temps, ainsi que l'agrandissement de la brèche seront présentés. De cette façon, les effets de l'évolution de la brèche peuvent être évalués.

Le critère de rupture d'un remblai est basé sur des valeurs raisonnables admises pour les paramètres décrivant l'évolution géométrique de la brèche, en termes de vitesse d'érosion, de taux de transports solides, de vitesse d'érosion latérale.

Des exemples d'une telle analyse sont présentés sur la Fig. 19.

En ce qui concerne le jugement technique, on peut faire les remarques suivantes :

A. Il n'est pas réaliste de supposer que seule une brèche triangulaire se forme et que la vitesse d'écoulement dans la brèche reste à une valeur de l'ordre de 15 à 20 m/s pendant plusieurs heures.

combination with related map information on the location of the cross-sections, together with a statement of which portion of the cross-sections is based on surveyed data and which part has been determined from use of available contour maps. The flow areas (active one-dimensional flow areas) and storage areas should be indicated on maps and flagged on cross-sectional data. Calibration and verification data and roughness factors used (Manning “ n ”) and the assumed base flow conditions, must be filed. Information on structures, dams, materials, gates, power plants, and spillways as well as data on bridges, road and railroad embankments, levees, polder areas, and locations where outflow to other flood routes may occur must be filed. The location of all filed information must be clearly defined on a map using at least the same scale as the map which will be used for presentation of the results of flood simulations. The map should allow for provision of coordinates for all technical geometric data (cross-sections) and infra-structural components (dams etc.). The map should allow for ready input to a GIS.

8.10.5. Results of the Dam Failure Sensitivity Analysis

As noted earlier in this Bulletin, the dam-break mechanism is not yet completely understood, although recent research and re-construction of dam failures of the past has produced new hypotheses. Whatever model is used, or if physical dam-break model tests are conducted, the accuracy of the results will be somewhat uncertain. The only way to deal with the subject is by means of sensitivity analysis, which must be prepared for the main parameters affecting the breaching process.

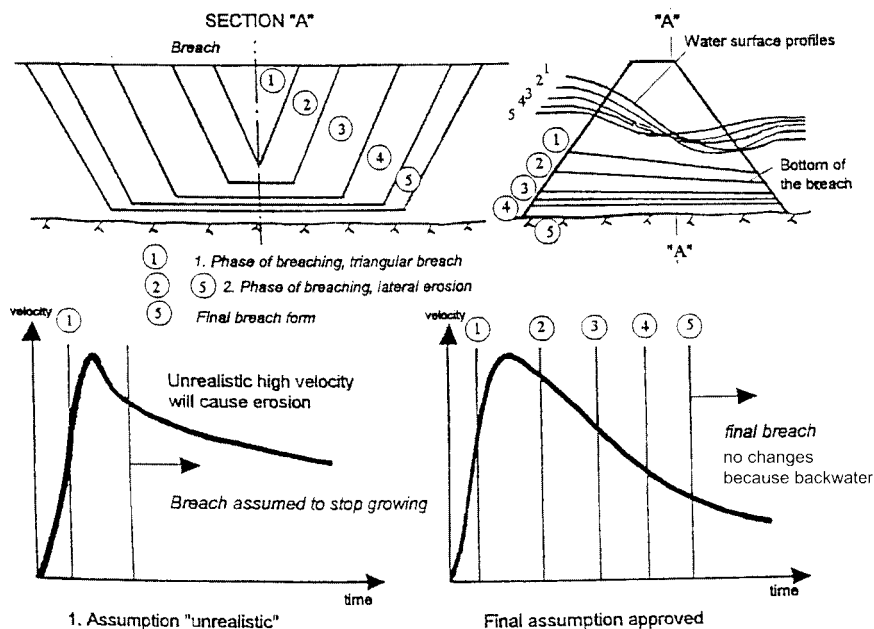
Graphical information presented should include comparison of different dam breach discharge hydrographs; stage hydrographs upstream and downstream of the dam should be presented to indicate the drop in reservoir level and rise of downstream backwater. The time dependent development of flow velocity in the assumed breach should be presented together with the assumed breach enlargement process. In this way the effects of breach development can be evaluated.

The criterion for embankment failure is based on the assumption of reasonable values of the parameters used to describe the geometrical breach development in terms of erosion rate, sediment transport rate, and lateral erosion speed.

Examples of the analysis are presented in Fig. 19.

Limiting cases of the required engineering judgment analysis are :

A. It is unrealistic to assume that only a triangular breach is formed and that flow velocity in the breach remains 15 or 20 m/s for several hours.



B. Il n'est pas raisonnable d'admettre que le processus d'érosion latérale dans la rupture du barrage continue après la baisse du niveau de la retenue, la montée du niveau du remous à l'aval, et la baisse de la vitesse d'écoulement dans la brèche à une valeur de 2-3 m/s.

Le temps nécessaire à la formation d'une brèche triangulaire dans un barrage en terre est de l'ordre de 0,5-1 heure. La phase d'érosion latérale dépend du barrage en question et peut durer plusieurs heures dans le cas de barrages de grande longueur et stockant un grand volume d'eau. Pour la rupture presque instantanée de barrages-voûtes minces ou de barrages à contreforts, on admet des durées de rupture de l'ordre de plusieurs minutes, et une rupture totale est un cas rentrant dans l'analyse de sensibilité. Pour les barrages en béton de type poids et poids-voûte, on admet des ruptures de plots individuels. L'analyse de sensibilité montrera les effets que la rupture de un ou plusieurs plots du barrage peut causer. Les durées de rupture admises sont de l'ordre de plusieurs dizaines de minutes.

Des présentations graphiques des résultats d'une analyse de rupture de barrage sont données dans la Fig. 20 (voir également Reiter, 1988 c, d et e).

Un résumé de l'analyse de sensibilité de rupture de barrage indiquera les principaux paramètres et résultats dans un tableau (Fig. 21), à savoir :

- les pentes latérales finales de la brèche
- le niveau final du fond de la brèche
- la largeur finale du fond de la brèche

Fig. 19

Tools for engineering judgement analysis to define the breaching process of an embankment dam
Procédés d'analyse pour définir le processus d'ouverture d'une brèche dans un barrage en remblai

Breach	<i>Brèche</i>
(1) Phase of breaching, triangular breach	<i>(1) Phase d'ouverture de la brèche, brèche triangulaire</i>
(2) ... (5) Phase of breaching, lateral erosion	<i>(2) ... (5) Phase d'ouverture de la brèche, érosion latérale</i>
(5) Final breach form	<i>(5) Forme de la brèche finale</i>
Water surface profiles	<i>Profils de ligne d'eau</i>
Bottom of the breach	<i>Fond de la brèche</i>
Velocity	<i>Vitesse</i>
Time	<i>Temps</i>
Assumption " unrealistic "	<i>Hypothèse « irréaliste »</i>
Unrealistic high velocity will cause erosion	<i>Une vitesse élevée irréaliste causera une érosion</i>
Breach assumed to stop growing	<i>Brèche dont l'agrandissement est supposé s'arrêter</i>
Final assumption approved	<i>Hypothèse finale approuvée</i>
Final breach	<i>Brèche finale</i>
No changes because backwater	<i>Pas de changement en raison du remous</i>

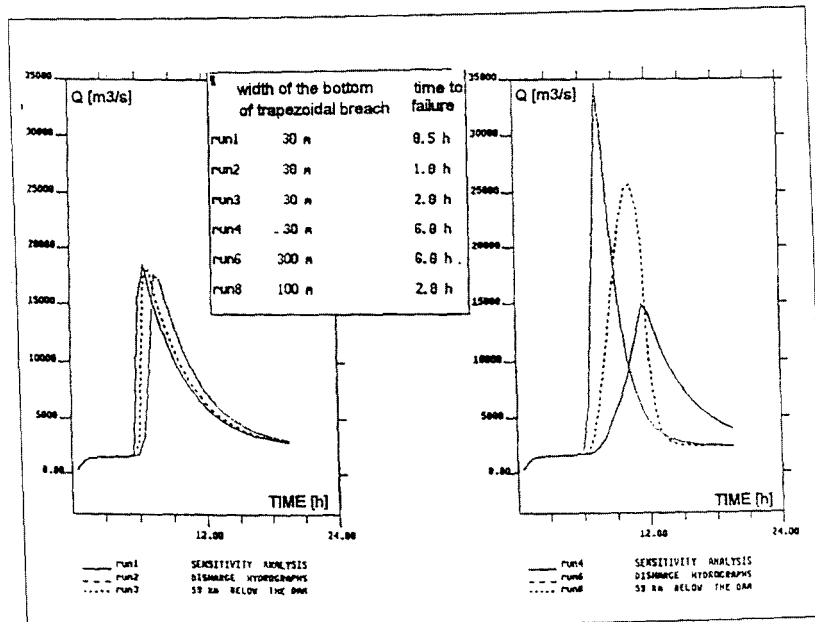
B. It would be unreasonable to assume that the lateral erosion process of the dam failure would continue after the reservoir level has dropped, the downstream backwater has been risen, and the flow velocity in the breach has dropped to 2 or 3 m/s.

Times for the triangle breach shape to develop in earth dams are 0.5-1.0 h. The lateral erosion phase is case dependent and might, in the case of long dams and large reservoir volumes, take several hours. For the nearly instantaneous failure of thin arch concrete dams or buttress dams, failure times in the order of several minutes are assumed and a complete failure is one case for the sensitivity analysis. For gravity arch and gravity concrete dams individual monolith sections are assumed to fail. The sensitivity analysis should show the effect that failures of one or more monoliths of the dam would cause. Failure times are assumed in the range of several tens of minutes.

Graphical presentations of the results of a dam-break analysis are shown in Fig. 20. For reference see also Reiter 1988c, d and e.

A Summary of the dam breach sensitivity analysis should present the main parameters and findings in a table showing the following (Fig. 21) :

- the final side slopes of the breach
- the final bottom elevation of the breach
- the final bottom width of the breach



SUMMARY 1 SENSITIVITY ANALYSIS OF THE BREACH SIMULATION OF THE EARTH DAM LOW POINT (RES.2) ON BIG RIVER		The main parameters effecting the breaching of a dam
EXPLANATION RESERVOIR AND BREACH PARAMETERS		
PARAMETER	UNITS VARIABLE	and
ELEVATION OF WATER SURFACE	M YO	
SIDE SLOPE OF BREACH	Z	
ELEVATION OF BOTTOM OF BREACH	M YBMIN	
WIDTH OF BASE OF BREACH	M BB	
TIME TO MAXIMUM BREACH SIZE	HR TFM	
ELEVATION OF WATER WHEN BREACHED OR ELEVATION OF PIPING	M HF	
ELEVATION OF TOP OF DAM	M HD	
ELEVATION OF UNCONTROLLED SPILLWAY CREST	M HSP	
ELEVATION OF CENTER OF GATE OPENINGS	M HGT	
DISCHARGE COEF. FOR UNCONTROLLED SPILLWAY	CS	
DISCHARGE COEF. FOR GATE FLOW	CG	
DISCHARGE COEF. FOR UNCONTROLLED WEIR FLOW	CD	
DISCHARGE THRU TURBINES	M=3/S QT	
FLOOD ELEVATION (CONSTANT FOR A CROSS-SECTION)	M VL	
TIME TO FLOOD ELEVATION	M TL	
TIME TO MAXIMUM ELEVATION REACHED BY FLOOD WAVE	M TMAX	
MAXIMUM ELEVATION REACHED BY FLOOD WAVE	M VMAX	
MAXIMUM DISCHARGE OF THE FLOOD WAVE	M=3/S QMAX	
* PARAMETER USED IN THE SENSITIVITY ANALYSIS		
<pre> : CODE OF THE BREACH-CHARACTERISTICS CS: 1 km 0.00 VL:1347.00 : COMPUTER RUN 2 TBMIN BB TFM HF T1 TMAX VMAX QMAX : run_sens_1.result : 1.0 1355 30.0 0.50 1391 0.10 0.72 1354.79 27215 : run_sens_2.result : 1.0 1355 30.0 1.00 1391 0.05 1.20 1354.99 20251 : run_sens_3.result : 1.0 1355 30.0 2.00 1391 0.40 2.10 1354.50 19170 : run_sens_4.result : 1.0 1355 30.0 6.00 1391 1.00 6.10 1353.82 15270 : run_sens_5.result : 1.0 1355 100.0 6.00 1391 1.00 5.80 1355.52 22739 : run_sens_6.result : 1.0 1355 300.0 6.00 1391 0.30 4.80 1355.23 25029 : run_sens_7.result : 1.0 1355 60.0 2.00 1391 0.30 2.10 1356.21 27411 : run_sens_8.result : 1.0 1355 100.0 2.00 1391 0.30 2.10 1357.84 26856 : run_sens_9.result : 1.0 1355 60.0 1.00 1391 0.20 1.15 1356.51 29819 : run_sens_10.result : 1.0 1360 100.0 2.00 1391 0.40 2.10 1356.69 29644 </pre>		the main results of the sensitivity analysis are summarized
TIME TO FAILURE	HR TFM 0.500	
TIME TO START OF RISING LIMB OF HYDROGRAPH	HR TFO 5.500	
TIME TO PEAK	HR TP 6.000	
TIME STEP SIZE	HR DTMI 0.025	

Fig. 20
 Graphical presentation of discharge hydrographs of different breach assumptions
 and reservoir volumes including assumed natural flood volumes
*Présentation graphique d'hydrogrammes de débit pour différentes hypothèses de brèche
 et volume de retenue, y compris le volume de crue naturelle*

Q (m ³ /s)	Q (m ³ /s)
Time (h)	Temps (h)
Sensitivity analysis	Analyse de sensibilité
Discharge hydrographs 55 km below the dam	Hydrogrammes de débit 55 km à l'aval du barrage
Width of the bottom of trapezoidal breach	Largeur du fond de la brèche trapezoidale

Fig. 21
 Summary Table of the main breach parameters and results of sensitivity analysis
Tableau résumant les principaux paramètres de la brèche et les résultats de l'analyse de sensibilité

Main parameters effecting the breaching of a dam	Principaux paramètres influençant l'ouverture d'une brèche dans un barrage
Main results of the sensitivity analysis	Principaux résultats de l'analyse de sensibilité

- la durée de rupture
- le niveau du réservoir au début de l'ouverture de la brèche
- le type de brèche (renard dans le barrage ou la fondation, érosion de surface, sabotage)
- le débit maximal
- le niveau maximal à l'aval du barrage.

Les ruptures choisies pour la poursuite des calculs du modèle seront indiquées dans le tableau (voir Fig. 19, 20, 21, pages précédentes).

8.10.6. Résultats de l'étude de propagation de crue dans la vallée à l'aval du barrage

Les résultats relatifs aux débits sont souvent considérés comme de première importance ! Cependant, les risques liés aux crues résultent principalement de la submersion partielle ou totale par les eaux et de l'impact des corps flottants (débris ou glace) charriés par les courants à vitesse élevée. Le transport de sédiments et leur dépôt dans des zones où la vitesse est faible causeront des problèmes si la concentration de sédiments est forte. La description de cette catégorie de problèmes est importante pour l'utilisateur des résultats. Les principaux résultats d'une simulation d'écoulement de crue sont les suivants :

- Débits en des points critiques, avec une attention spéciale portée aux effets locaux, tels que changement de fonctionnement ou rupture d'ouvrages secondaires ; une obstruction et une séparation du courant en différents chemins d'écoulement peuvent entraîner de rapides variations de débit. Les débits peuvent être représentés sous forme de tableaux ou de graphiques, comme suit :
 - Hydrogrammes dépendant de l'emplacement et de l'événement, pour d'importants emplacements choisis.
 - Hydrogrammes comparatifs, dépendant de l'emplacement, pour les divers événements importants.
 - Série d'hydrogrammes de débit dans un tronçon de rivière (Fig. 22).
 - Hydrogrammes de débit décrivant l'exploitation des ouvrages hydrauliques (barrages, usines hydroélectriques, stations de pompage).
 - Débits à divers moments le long d'un tronçon de rivière ou dans la zone complète d'étude (profil en long). Cela permet de représenter la propagation de l'onde de crue dans un modèle de réseau d'écoulement unidimensionnel (Fig. 23). Ce type de présentation est également utilisé à des fins d'animation.
 - Hydrogrammes de débit montrant les incidents d'exploitation, au moyen de signes-repères, et indiquant quand une tâche opérationnelle programmée a ou n'a pas été remplie.
 - Les mêmes signes-repères indiqueront aussi les effets sur les hydrogrammes de niveau. Pour une meilleure compréhension, des hydrogrammes de débit et des hydrogrammes de niveau seront associés sur un même graphique.
 - Résultats pour la poursuite des calculs sur modèle (« départ à chaud »). Cette « fiche de départ à chaud » est automatiquement établie à un moment spécifié au cours du calcul. En ce qui concerne les débits, elle contient toutes les informations sur les débits, aux limites externes et internes, et une liste de débits au droit de tous les profils en travers.

- the time of failure
- the stage of the reservoir at start of the breaching
- the type of breach (piping in dam or foundation, surface erosion, sabotage)
- maximum flow
- maximum stage below the dam.

The chosen failures for continuation of the model computations should be marked in the table (see Fig. 19, 20, 21, previous pages).

8.10.6. Results of the Flood Routing in the Valley Below the Dam

Discharge related results are often assumed to be of most importance! However, flood hazards are mainly caused by either partial or total submergence by the flood waters and by the impact of floating matter (debris or ice) carried by large flow velocity. Transport of sediment and deposition in areas with low velocity will cause problems if sediment concentration in the flood water are large. Description of these other problem areas are important for the end user of the results themselves. The main results of any flood routing simulation are the following :

- Discharges at critical points with special attention given to local effects such as operational changes or failure of secondary structures; blockage and split of flow into different paths may cause rapid changes in discharge. Discharges may be presented in table format and graphically as :

- Single location and event dependent hydrographs for selected important locations.

- Comparative, location-dependent hydrographs for the different important events.

- A sequence of flow hydrographs in a river reach (Fig. 22).

- Discharge hydrographs describing the operation of hydraulic structures (dams, hydropower stations, pumping stations).

- Discharges at different times along a reach or the complete study area (longitudinal section). This type of presentation allows the flood wave propagation to be demonstrated in a one-dimensional network model (Fig. 23). It is also used for animation purposes.

- Discharge hydrographs showing the operational accident with flags for times when a planned operational task has or has not been fulfilled.

- The same flags should also indicate the actions on the stage hydrograph. For better understanding, a combination of both discharge and stage hydrographs should be presented in the same graph.

- Results for continuation of the model computations by “ hot-start ”. This “ hot-start file ” is automatically created at a decided time during the computation. In respect to discharges it consists of all discharge information at external and internal boundaries and a list of discharge at all cross-sections.

– Résultats particuliers de débits dans une partie ou la totalité du tronçon étudié, avec présentation graphique tridimensionnelle. Les débits, temps et emplacements sont tous indiqués sur le même graphique (Fig. 24).

- Niveaux de l'eau en des points critiques du calcul et en des points présentant de l'intérêt pour l'utilisateur final (emplacements à risque élevé de dommages), comparaisons des niveaux avec ceux d'autres événements, niveaux au droit de limites internes (effets liés à l'exploitation ou à la rupture d'ouvrages secondaires), niveaux à des emplacements où des obstructions peuvent causer des changements fortement dynamiques de niveau. Les niveaux d'eau peuvent être présentés sous forme de tableaux ou de graphiques, comme suit :

– Hydrogrammes dépendant de l'emplacement et de l'événement (pour d'importants emplacements choisis).

– Hydrogrammes comparatifs, dépendant de l'emplacement (comparaison de divers événements importants).

– Série d'hydrogrammes de niveau dans un tronçon de rivière (Fig. 25).

– Relation niveau - temps pour une partie ou la totalité de la zone étudiée. Il faut noter que l'adjonction de dessins d'ouvrages locaux à l'hydrogramme améliore la compréhension de ce type de résultats (Fig. 25).

– Niveaux d'eau à divers moments le long d'un tronçon de rivière ou dans la zone complète d'étude (profil en long). Cela permet de représenter la propagation de l'onde de crue dans un modèle de réseau d'écoulement unidimensionnel (Fig. 23). Ce type de présentation est également utilisé à des fins d'animation.

– Hydrogrammes de niveau d'eau montrant l'impact d'un incident d'exploitation, au moyen de signes-repères, et indiquant quand une tâche opérationnelle programmée a ou n'a pas été remplie. Des signes-repères identiques indiqueront les effets sur les hydrogrammes de débit. Cela est utile pour la présentation des résultats de modélisation. Pour une meilleure compréhension, des hydrogrammes de débit et des hydrogrammes de niveau seront associés sur un même graphique (Fig. 26). Pour plus d'informations, voir P. Reiter, 1988 b, et Kivijarvi et Reiter, 1988.

– Résultats pour la poursuite des calculs sur modèle (« départ à chaud »). Cette « fiche de départ à chaud » est automatiquement établie à un moment spécifié au cours du calcul. Elle contient toutes les informations sur les niveaux, aux limites externes et internes, et à tous les profils en travers du modèle.

– Niveaux d'eau calculés dans une partie ou la totalité du tronçon étudié, avec présentation graphique tridimensionnelle. Les niveaux d'eau, temps et emplacements sont tous indiqués sur le même graphique (Fig. 24).

- Les vitesses d'écoulement constituent un critère important pour l'évaluation de risque et l'organisation des opérations de secours. La possibilité d'utiliser le réseau routier et les dégâts susceptibles d'être causés à ce réseau dépendront beaucoup de la vitesse d'écoulement et de la profondeur d'eau. Les types de bateau, que les autorités responsables des opérations de secours seront amenées à utiliser pour traverser ou se déplacer le long de la rivière, dépendront de la vitesse du courant. Les vitesses d'écoulement seront présentées sous forme de tableaux. Les profils des vitesses le long de la rivière, à divers moments, seront présentés graphiquement. De cette façon, les zones où de fortes vitesses se manifesteront seront facilement identifiées (Fig. 27).

– Special results of the discharges in a part or all of the total study reach in a three-dimensional graphical presentation. Discharge, time and location are all shown in the same graph (Fig. 24).

• Stages or water surface elevations at critical computational points and points of end-user interest (locations with high damage potential), stage comparisons with other events, stages at internal boundaries (effect of operation or failure of secondary structures), stages at locations where blockage causes highly dynamic changes in stage. Stages or water elevations may be presented in table format and graphically as :

– Single location and event dependent hydrographs (for selected important locations).

– Comparative, location dependent hydrographs (comparison of different important events).

– A sequence of stage hydrographs in a river reach (Fig. 25).

– Time stage relation for all or a part of the study area. Note that adding of drawings of local structures beside the hydrograph improves the readability of this type of results (Fig. 25).

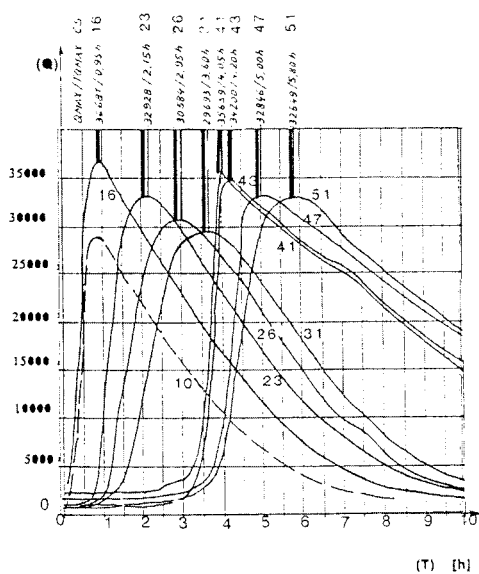
– Water-surface elevations at different times along a reach or the complete study area (longitudinal section). This type of presentation allows the flood wave propagation to be demonstrated in a one dimensional network model (Fig. 23). It is also used for animation purposes.

– Water-level hydrographs showing the impact of an operational accident with flags which show when a planned operational task has or has not been fulfilled. Similar flags should indicate the actions shown by related discharge hydrographs. This matter is useful for presenting results of the modelling of contingency methods as well. For better understanding a combination of both discharge and stage hydrographs should be presented in the same graph (Fig. 26). For more information see Reiter P. 1988b and Kivijarvi & Reiter 1988.

– Results for continuation of the model computations by “ hot-start “. This “ hot-start file ” is automatically created at a specified time during the computation. In respect of water levels it consists of all stage information at external and internal boundaries and at all cross-sections of the model.

– Calculated water elevations in a part or all of the total study reach, in three dimensional graphical presentation. Water elevation, time and location are all shown in the same graph (Fig. 24).

• Flow velocities are an important criterion for hazard evaluation and rescue-action planning. Usability of and damages to the road network will depend strongly on flow velocity together with water depth. The types of boats which the rescue authority should use to cross or travel along the river will depend on the flow velocity. The flow velocity should be printed in table format. Velocity profiles along the river for different times can be shown graphically. In this way areas where high velocities will occur can be easily identified (Fig. 27).



Cross-section	km	Description
10	18.25	reservoir big river top, upstream of the dam
16	21.75	below big river top dam
23	37.00	upstream of torrent vil- lage
26	41.60	upstream of toll bridge vil- lage
31	48.25	upstream of forest vil- lage
41	58.25	reservoir low point, upstream of the dam
43	59.00	below low point dam
47	62.50	low point town, railroad bridge
51	64.75	low point town, bridge road A-1

(Q) Discharge
 (T) Time
 (Q_{max}) Maximum Discharge
 (TQ_{max}) Time of Maximum Discharge Occurrence

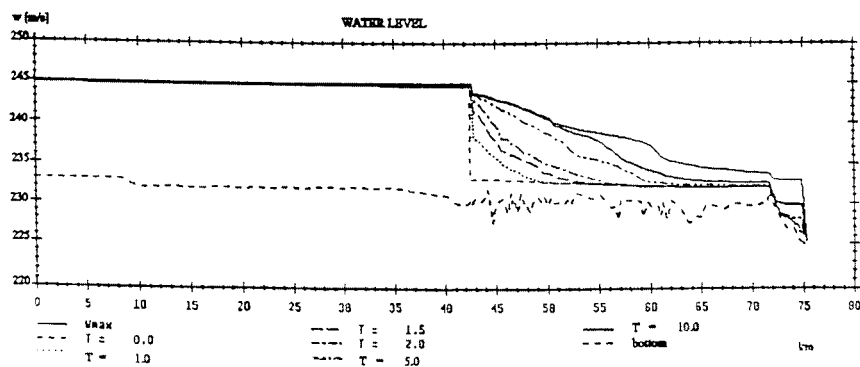
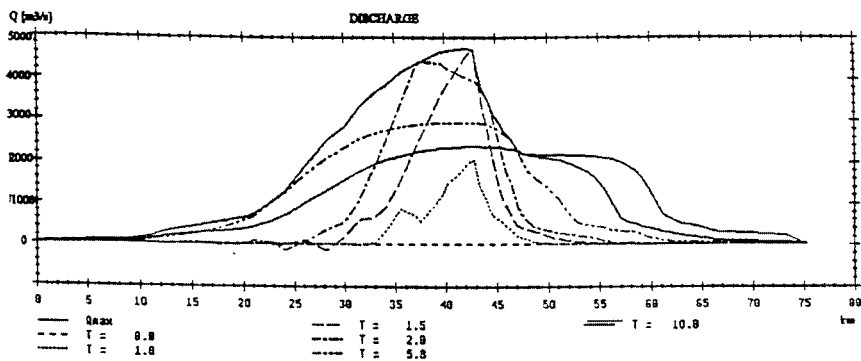


Fig. 22
A discharge hydrograph sequence at different locations (cross-sections)
Série d'hydrogrammes de débit à divers emplacements (profils en travers)

Fig. 23
Longitudinal section of a river reach with discharge and water surface
elevation profiles at different times
Profil en long d'un tronçon de rivière avec profils de débit et de niveau d'eau à divers moments

Discharge	<i>Débit</i>
Water level	<i>Niveau d'eau</i>
--- Bottom	--- <i>Fond</i>

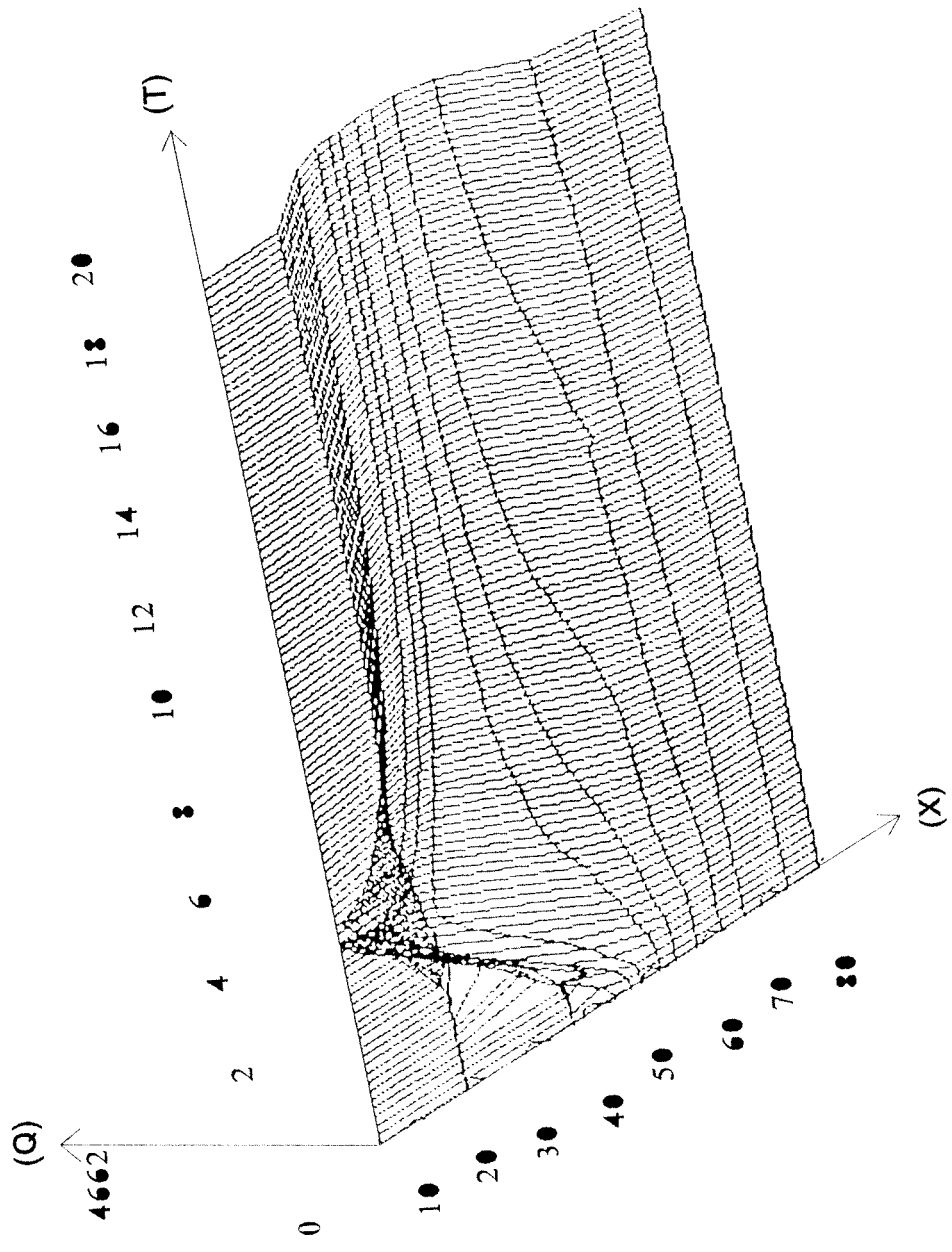


Fig. 24
Three-dimensional graph showing Q/T/X in a one channel reach
Graphique tridimensionnel Q/T/X dans un tronçon de lit d'écoulement

Q	Discharge	Q	Débit
T	Time	T	Temps
X	Distance	X	Distance

ELEVATION (m.a.s.)

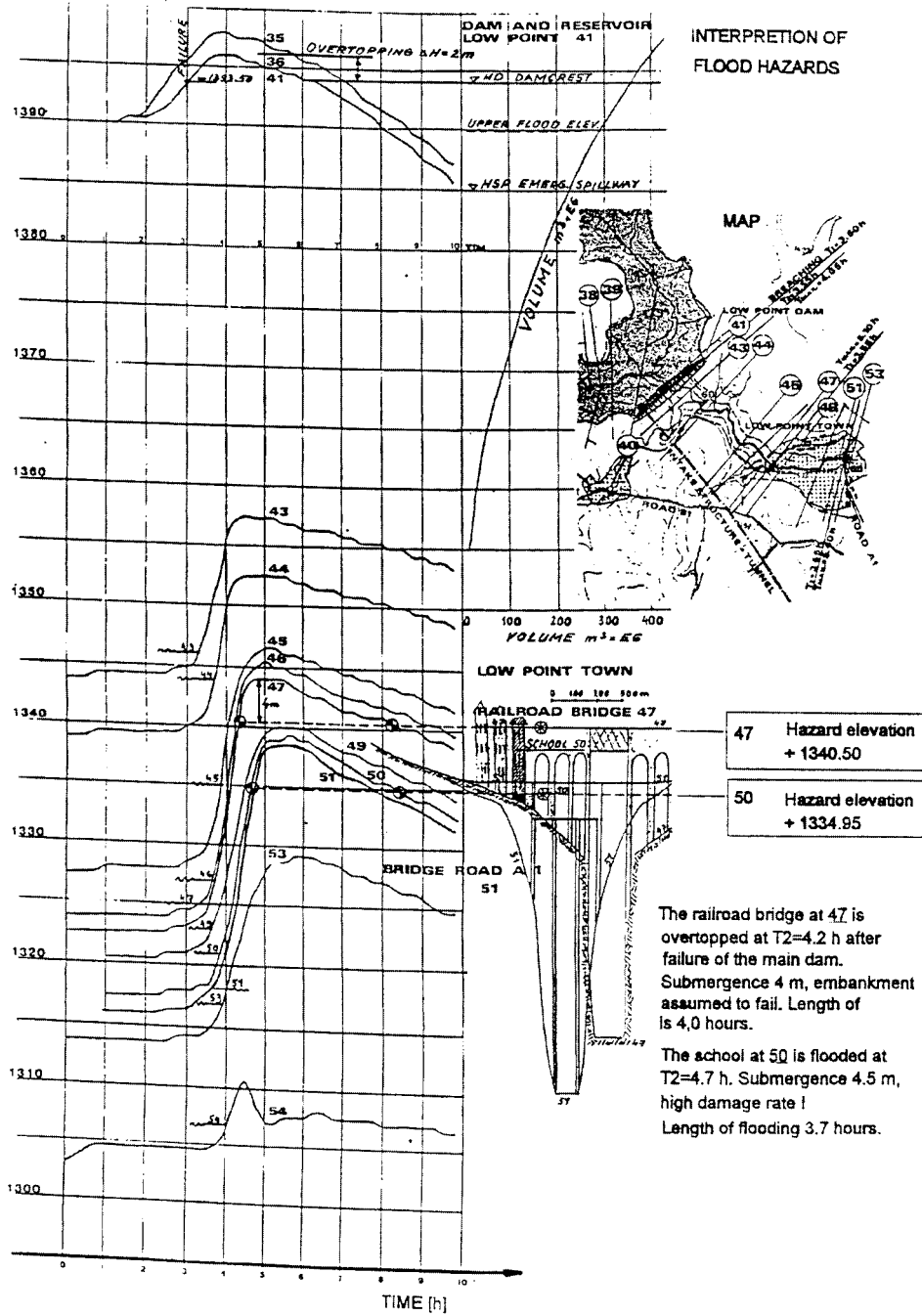
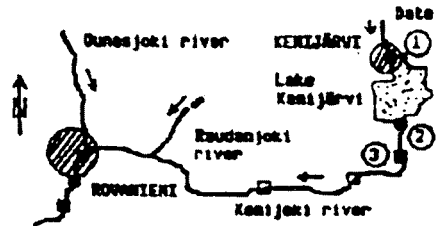
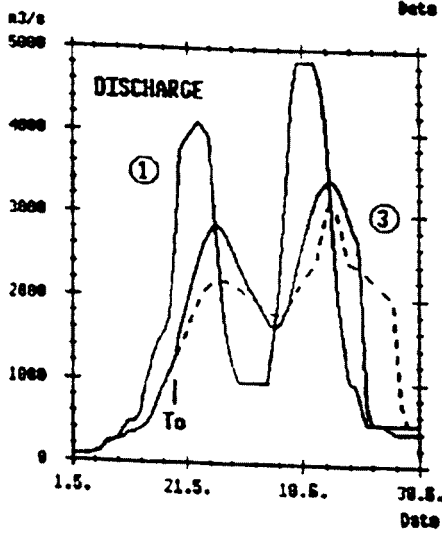
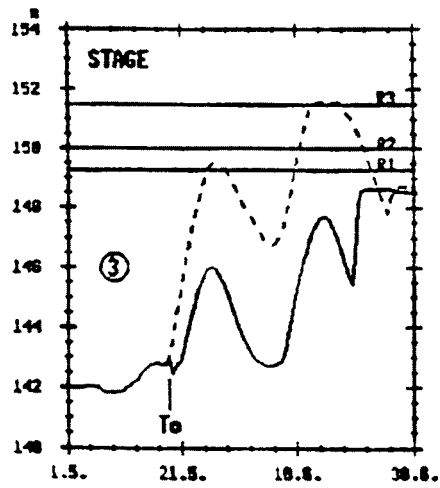
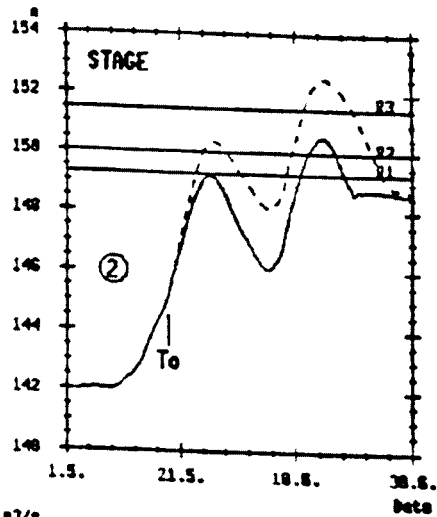


Fig. 25
 Water surface elevation band of a flooded river reach
Niveaux d'eau dans un tronçon de rivière submergé par une crue

Elevation (m)	<i>Niveau (m)</i>
Time (h)	<i>Temps (h)</i>
Interpretation of flood hazards	<i>Interprétation des risques de crue</i>
Dam and reservoir - Low point 41	<i>Barrage et réservoir - Section 41</i>
Failure	<i>Rupture</i>
Overtopping	<i>Submersion</i>
Dam crest	<i>Crête du barrage</i>
Upper flood elev.	<i>Niveau supérieur de crue</i>
Emergency spillway	<i>Évacuateur de crue de secours</i>
Map	<i>Carte</i>
Breaching	<i>Ouverture de la brèche</i>
Intake structure	<i>Prise d'eau</i>
Tunnel	<i>Galerie</i>
Low point town	<i>Ville au point bas</i>
Railroad bridge 47	<i>Pont de la voie ferrée - Section 47</i>
School 50	<i>École - Section 50</i>
Bridge road A-1 51	<i>Pont routier - Section 51</i>
47 Hazard elevation + 1340,50	<i>Section 47 - Niveau de risque + 1 340,50</i>
50 Hazard elevation + 1334,95	<i>Section 50 - Niveau de risque + 1 334,95</i>
The railroad at 47 is overtopped at T2 = 4.2 h after failure of the main dam	<i>Le pont de la voie ferrée (section 47) est submergé à T2 = 4,2 h après la rupture du barrage principal</i>
Submergence 4 m, embankment assumed to fail.	<i>Submersion de 4 m, rupture supposée du remblai</i>
Length of is 4.0 hours	<i>Durée de 4 heures</i>
The school at 50 is flooded at T2 = 4.7 h	<i>L'école (section 50) est inondée à T2 = 4,7 h</i>
Submergence 4.5 m, high damage rate	<i>Submersion de 4,5 m, niveau élevé de dégâts</i>
Length of flooding 3.7 hours	<i>Durée de l'inondation 3,7 heures</i>



- ① Lake Keeljärvi, total inflow, Q
- ② Lake Kenijärvi, Kulminki W
- ③ Hydropower st. Seitakorva, W+Q

RISK ELEVATIONS

- R1 Imperv. core low +149.38
- R2 Imperv. core high +158.80
- R3 Crest of dam +161.58

Flood 'B'

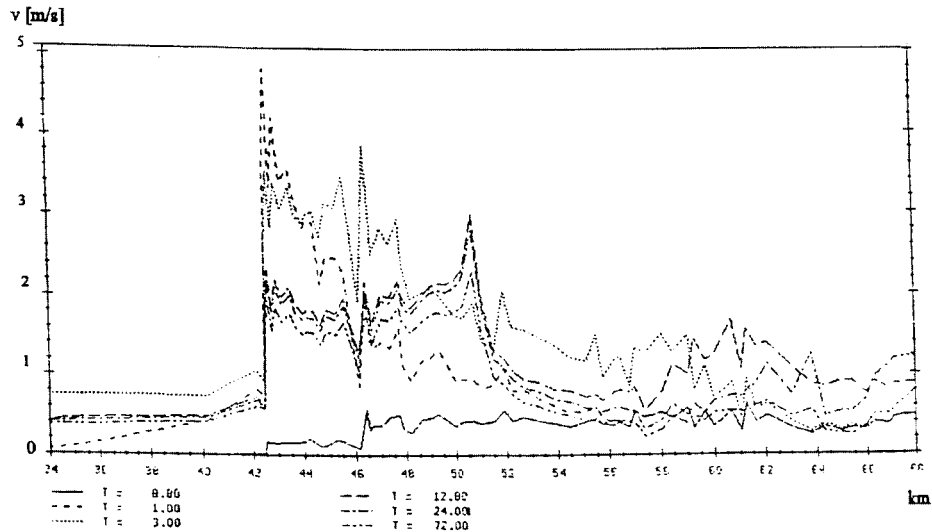
- B1 Qspill 1982 Qturn 1982
- B2 Qspill 5GZ/To Qturn 1982

Fig. 26

Graphical presentation of an analysis of operational accidents at a dam and hydropower station, presentation of risk and remedial measures

*Présentation graphique d'une étude d'incidents d'exploitation à un barrage et à une usine hydroélectrique
Présentation des risques et mesures correctives*

Stage (m)	<i>Niveau (m)</i>
Discharge (m ³ /s)	<i>Débit (m³/s)</i>
TASK :	TÂCHE :
The risk of flooding superimposed by operational deficiencies shall be simulated.	<i>Le risque d'inondation s'ajoutant par suite d'une exploitation déficiente sera simulé.</i>
Three risk elevations were formed to correspond with the core elevations and dam crest elevation :	<i>Trois niveaux de risque furent établis, correspondant aux niveaux des noyaux et au niveau de la crête du barrage :</i>
Risk level 1 (R1) ... + 149,30 Core elevation of Kulminki	<i>Niveau de risque 1 (R1) ... + 149,30 Niveau du noyau de Kulminki</i>
Risk level 2 (R2) ... + 150,00 Core elevation of Seitakorva dams	<i>Niveau de risque 2 (R2) ... + 150,00 Niveau du noyau des barrages de Seitakorva</i>
Risk level 3 (R3) ... + 151,00 Dam crest	<i>Niveau de risque 3 (R3) ... + 151,00 Crête du barrage</i>
The times the floods reach these elevations are T1, T2 et T3.	<i>Les temps que mettent les crues pour atteindre ces niveaux sont T1, T2 et T3.</i>
TD / Tx date of operational accident	<i>TD / Tx date de l'incident d'exploitation</i>
THE OPERATIONAL CONCEPTS :	LES CONCEPTS D'EXPLOITATION :
Two cases are presented for flood B :	<i>Deux cas sont présentés pour la crue B :</i>
- B 1 : The operation of the hydropower plant and the regulation weir (2 gates) is normal.	<i>- B 1 : L'exploitation de l'usine hydroélectrique et du seuil de compensation (2 vannes) est normale.</i>
- B 2 : The hydropower plant and one of the gates can be operated normally. The second gate cannot be operated.	<i>- B 2 : L'usine hydroélectrique et une des vannes peuvent être exploitées normalement. L'autre vanne ne peut être exploitée.</i>
CONCLUSION :	CONCLUSION :
At normal operation acceptable risk occur which shall need preparedness at the dams of side (2) (flood B rises above the impervious core level).	<i>Dans le cas d'une exploitation normale, un risque acceptable se présente, ce qui nécessite un état de vigilance aux barrages (2) (la crue B dépasse le niveau du noyau d'étanchéité).</i>
In the case of operational accidents significantly higher water occur, endangering the safety of the dam. In such cases the operation of the assumed non-functional second gate has to be enforced !	<i>Dans le cas d'incidents d'exploitation, des niveaux d'eau très élevés se présentent, compromettant la sécurité du barrage. Dans de tels cas, le bon fonctionnement de la seconde vanne supposée non exploitable doit être assuré.</i>



8.10.7. Résultats de l'étude de propagation de crue, en considérant spécialement l'évaluation de risque de crue et l'utilisation des résultats par les autorités responsables des opérations de secours

L'évaluation de risque de crue et l'organisation des opérations de secours dans le cas de zones urbaines complexes nécessitent une grande quantité d'informations, couramment fournies sous forme de tableaux et sur des cartes (voir paragraphe 8.10.8.). Les résultats portant sur les temps, débits, vitesses d'écoulement, niveaux d'eau et profondeurs peuvent être présentés sous forme de tableaux. Un exemple de tels tableaux est donné sur la Fig. 28.

LUL02				LUL03			
Time h	Q m ³ /s	w +m	v m/s	Time h	Q m ³ /s	w +m	v m/s
0.0	28.	233.73	0.15	0.0	28.	233.73	0.15
0.2	111.	233.98	0.54	0.2	103.	233.95	0.50
0.4	676.	235.59	2.16	0.4	622.	235.52	1.85
0.6	1677.	237.47	3.63	0.6	1587.	237.59	2.69
0.8	2803.	238.66	4.89	0.8	2674.	239.05	3.44
1.0	4009.	239.81	5.90	1.0	3829.	240.53	3.95
2.0	4453.	243.45	4.07	2.0	4439.	243.63	3.24
3.0	3934.	243.72	3.49	3.0	3928.	243.84	2.81
4.0	3646.	243.84	3.20	4.0	3643.	243.94	2.59
5.0	3403.	243.93	2.96	5.0	3401.	244.01	2.40
6.0	3214.	243.99	2.78	6.0	3212.	244.06	2.25
7.0	3053.	244.03	2.63	7.0	3052.	244.09	2.14
8.0	2926.	244.05	2.52	8.0	2926.	244.10	2.05
9.0	2833.	244.06	2.43	9.0	2833.	244.11	1.98
10.0	2765.	244.05	2.38	10.0	2765.	244.10	1.93
20.0	2535.	243.89	2.21	20.0	2535.	243.93	1.80
30.0	2414.	243.69	2.15	30.0	2415.	243.73	1.75
40.0	2304.	243.50	2.09	40.0	2305.	243.54	1.70

Fig. 27
Longitudinal section with flow velocity information at different times
Profil en long donnant les vitesses d'écoulement à divers moments

8.10.7. Results of the Flood Routing with Special Consideration of Flood Hazard Evaluation and Use by the Rescue Authorities

Flood hazard evaluation and rescue action planning in the case of complex, urban areas require extensive information, which is commonly provided in table format and on maps (see Chapter 8.10.8). The output can be organized in tables presenting time, discharge, flow velocity, water-surface elevation, and depth. An example of such tables is presented in Fig. 28.

Fig. 28
Hydrograph tables for flood hazard evaluation and rescue action planning
*Hydrogrammes sous forme de tableaux, destinés à l'évaluation du risque de crue
et à l'organisation des opérations de secours*

Les tableaux-résumés fourniront des résultats clairs et concis. Les informations suivantes seront présentées pour toutes les sections transversales :

1. Numéro de la section transversale
2. Emplacement de la section transversale (distance par rapport à l'origine du tronçon, point kilométrique sur la rivière, etc.)
3. Niveau du terrain naturel
4. Niveau critique (Risque 1), par exemple un niveau de crue naturelle ou le niveau à partir duquel des dégâts commenceront à se produire
5. Heure d'arrivée de l'onde de crue aux emplacements de niveaux critiques définis au point 4
6. Niveau critique de dommages, à partir duquel des dommages aux biens commenceront à se produire et à partir duquel la vie de la population sera menacée (Risque 2)
7. Heure d'arrivée de l'onde de crue aux emplacements de niveaux critiques définis au point 6
8. Vitesse d'écoulement la plus forte, calculée au droit de la section transversale considérée
9. Heure à laquelle la vitesse d'écoulement la plus forte surviendra
10. Niveau d'eau le plus élevé au droit de chaque section transversale
11. Profondeur de submersion
12. Heure à laquelle le niveau d'eau le plus élevé (point 10) se manifestera
13. Durée d'inondation de la zone (section transversale)
14. Coordonnées cartographiques X, Z, si disponible.

D'autres tableaux-résumés peuvent être utilisés pour donner des informations fondamentales sur les conditions de fonctionnement et les ruptures possibles aux ouvrages secondaires.

8.10.8. Utilisation de cartes pour présenter les résultats de l'étude de propagation de crue et de l'évaluation de risque (carte de submersion). Autres utilisations des cartes

Les cartes utilisées pour la présentation des résultats peuvent revêtir un caractère général et l'échelle est alors d'importance mineure. Dans ce cas, les cartes servent à présenter d'autres résultats et des détails particuliers.

En ce qui concerne les zones de submersion, les cartes topographiques relatives à la région étudiée seront utilisées. L'échelle des cartes sera choisie en fonction de l'importance de la crue, de la longueur de la vallée, etc. Des échelles de 1 : 20 000 à 1 : 50 000 se sont avérées satisfaisantes. Les résultats concernant les inondations en milieux urbains seront présentés sur des cartes à fort pouvoir de résolution, comme, par exemple, des cartes d'infrastructure utilisées dans les projets urbains (échelles de 1 : 10 000 à 1 : 2 000) ; il est évident que dans ce cas la carte disponible la plus précise sera adoptée pour l'exploitation du modèle. Des originaux de cartes (plus lisibles) ou des reproductions de grande qualité seront utilisées pour la cartographie de la zone de submersion. Une autre solution consiste à établir les cartes de

Summary tables should provide clear, compressed results. The following information should be presented for all cross-sections :

1. Cross-section number
2. Location of cross-section (Distance from starting point of reach, River-km etc.)
3. Natural ground surface elevation
4. Critical elevation (Risk 1), for example a natural flood elevation or the elevation at which damage will begin
5. Time of flood wave arrival at locations of critical elevations, as defined in number 4
6. Critical damage elevation where property damage will begin and the lives of people will be endangered (Risk 2)
7. Time of flood wave arrival at locations of critical damage elevation as defined in 6
8. Highest value of flow velocity computed at the cross-section
9. Time when highest flow velocity will occur
10. Highest value of water elevation computed at each cross-section
11. Depth of flooding
12. Time when highest water level (10) occurs
13. Time span of inundation of the location (cross-section)
14. Map coordinates X, Z if available.

Other summary tables can be used to show basic information on operational conditions and possible dam failures at secondary structures.

8.10.8. The Use of Maps to Present Flood Coverage, Results of Flood Routing and Hazard Evaluation (Inundation Mapping). Other Uses of Maps for Presentations

Maps used for presentations of results can be of general nature and the scale is then of minor importance. In such a case the maps are used to indicate the location of other results and special details can be shown.

For inundation mapping purposes, basic maps (topographical maps) used in the country where the study is prepared should be used. The scale of the maps should be chosen depending on the size of the flood, length of the valley etc. Scales of 1:20 000 to 1:50 000 have been found useful. Results of flooding in urban areas should be presented on maps with higher resolution, as for example infrastructure maps used in city design (scales of 1:10 000 to 1:2 000); it is obvious that in this case the map of highest accuracy available should be used for model development. Original maps (preferable due to better readability) or high accuracy prints should be used for inundation mapping. Alternatively mapping can be done on transparent sheets, which are prepared for each final flood case. Overlay plastic sheets with contour

submersion sur des transparents, pour les divers cas de crue. Des feuilles plastifiées, avec lignes de niveaux, sont disponibles en Finlande (cartes à l'échelle de 1 : 20 000) et sont utilisées pour la représentation des zones d'inondation.

La carte de submersion, soit directement dessinée, soit établie sur feuilles plastifiées, comprendra les informations suivantes :

A. Normalement fournies par l'expert chargé de l'ARRB

- lignes de niveau de la vallée
- emplacement des profils en travers de référence
- nom et numéro de chaque profil en travers (peuvent être codés)
- information sur l'arrivée de l'onde de crue
- heure à laquelle le niveau maximal est atteint
- vitesses d'écoulement (vecteurs)
- ligne de niveau de la crue maximale couvrant toute la zone d'étude
- niveaux de risque pour les ouvrages importants et zones présentant des risques élevés pour les vies humaines.

B. Normalement fournies par les autorités responsables des opérations de secours :

- tronçons critiques de routes pouvant être détruits par l'onde de crue, ce qui rend impossibles les transports des secours par ces routes (même approche pour les voies ferrées)
- itinéraires d'entrée pour les opérations de secours à divers moments de la submersion
- itinéraires pour l'évacuation de la population
- itinéraires permettant aux personnes habitant près du barrage de s'échapper (« montée de sécurité »)
- itinéraires pour les opérations de secours postérieures.

Dans le cas où les informations figurant sur les cartes de submersion sont secrètes, une clé-code doit être incluse dans le rapport technique. Des cartes montrant la propagation de l'onde de crue à différentes heures (la rupture du barrage principal ayant débuté au temps 0) sont présentées sur la Fig. 29. L'information cartographique fournie sur des feuilles plastifiées, comme le prescrit le code finlandais de sécurité des barrages, est représentée sur la Fig. 30. La reproduction simplifiée d'informations concernant les opérations de secours en temps réel fait l'objet de la Fig. 31.

lines are available in Finland for the basic map scale of 1:20,000 and are used for inundation mapping purposes.

The inundation map, whether directly drawn or on overlay sheets should include the following information :

A. Normally drawn by the expert in charge of the DBHA

- contour lines of the valley
- location of the reference cross sections
- name and number of cross-sections (can be coded)
- information on the arrival of the flood wave
- time of the maximum elevation
- flow velocities (vectors)
- maximum flood contour line covering the entire study area
- hazard elevations for important structures and areas with high risk for loss of life.

B. Normally input by the rescue authority :

- critical road sections which could be destroyed by flooding and would make rescue transport impossible on such a road (similar approach for railroads)
- entry routes for the rescue operation at different times of flooding

- routes for evacuating population
- routes for escape of people living near the dam “ climb for safety ”

- routes for post rescue activities.

In the case that the information in the flood maps is secret, a code-key must be included in the technical report. Several maps showing the flood wave propagation at different times (the failure of the main dam has started) are presented in Fig. 29. The map information provided on overlay sheets as requested by the Finnish dam safety code of practice is represented in Fig. 30. The simplified reprint of a real-time rescue information tool is shown in Fig. 31.

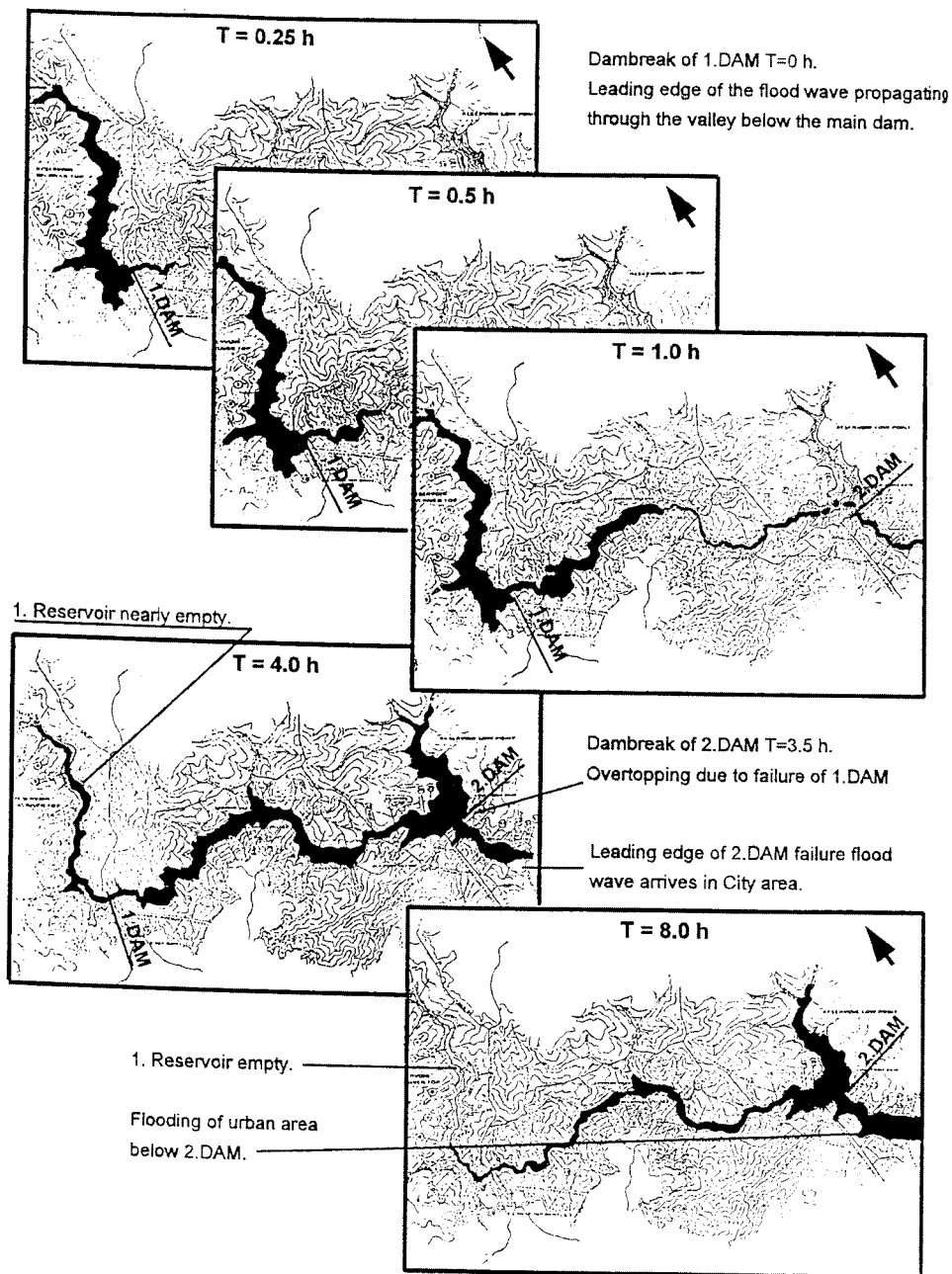


Fig. 29

Flood wave propagation at different times and maps

Cartes montrant la propagation de l'onde de crue à différentes heures

T = 0.25 h - 0.5 h - 1.0 h

Dambreak of 1.DAM, T = 0 h

Leading edge of the flood wave propagating through the valley below the main dam.

T = 4.0 h

1. Reservoir nearly empty

Dambreak of 2.DAM, T = 3.5 h

Overtopping due to failure of 1.DAM

Leading edge of 2.DAM failure flood wave arrives in City area.

T = 8.0 h

1. Reservoir empty

Flooding of urban area below 2.DAM

T = 0.25 h - 0.50 h - 1.0 h

Rupture du barrage n° 1, T = 0 h

Front de l'onde de crue se propageant dans la vallée à l'aval du barrage principal.

T = 4,0 h

Réservoir n° 1 presque vide

Rupture du barrage n° 2, T = 3,5 h

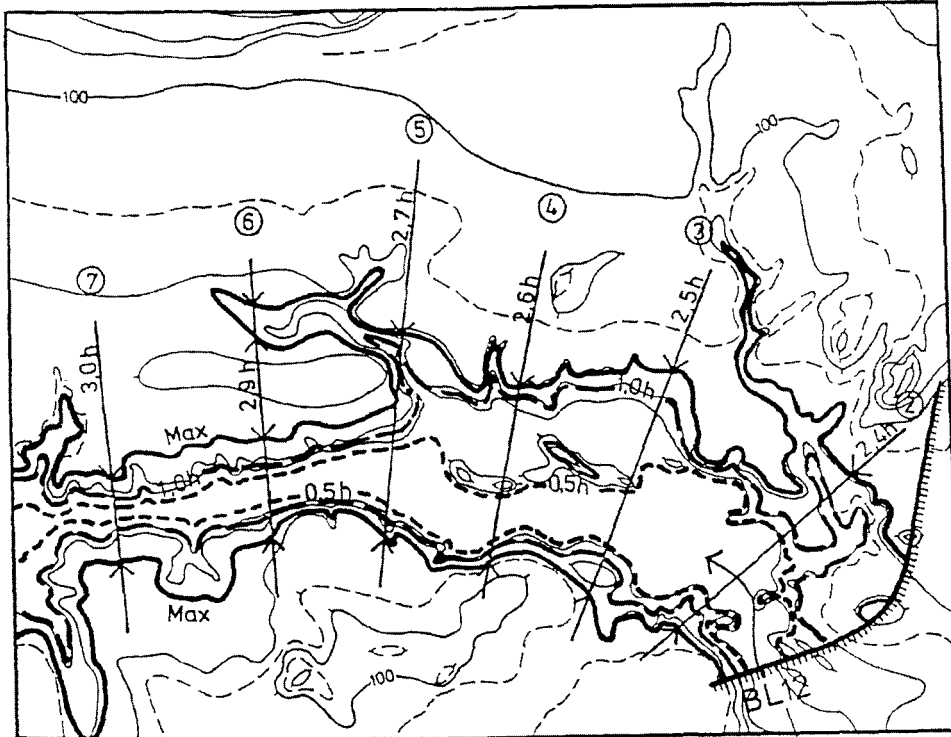
Submersion due à la rupture du barrage n° 1

Front de l'onde de rupture du barrage n° 2 atteignant la zone urbaine.

T = 8,0 h

Réservoir n° 1 vide

Submersion de la zone urbaine à l'aval du barrage n° 2



failure index

④ — code number of cross-section

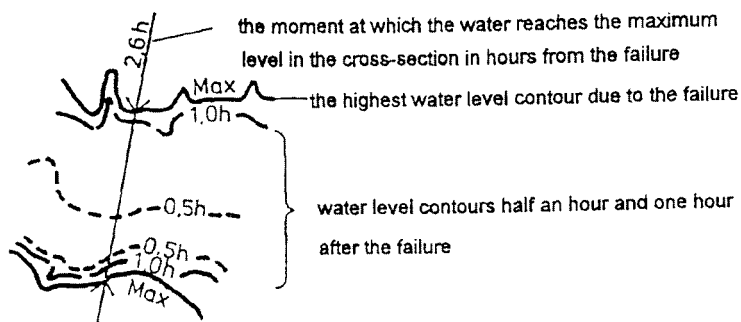
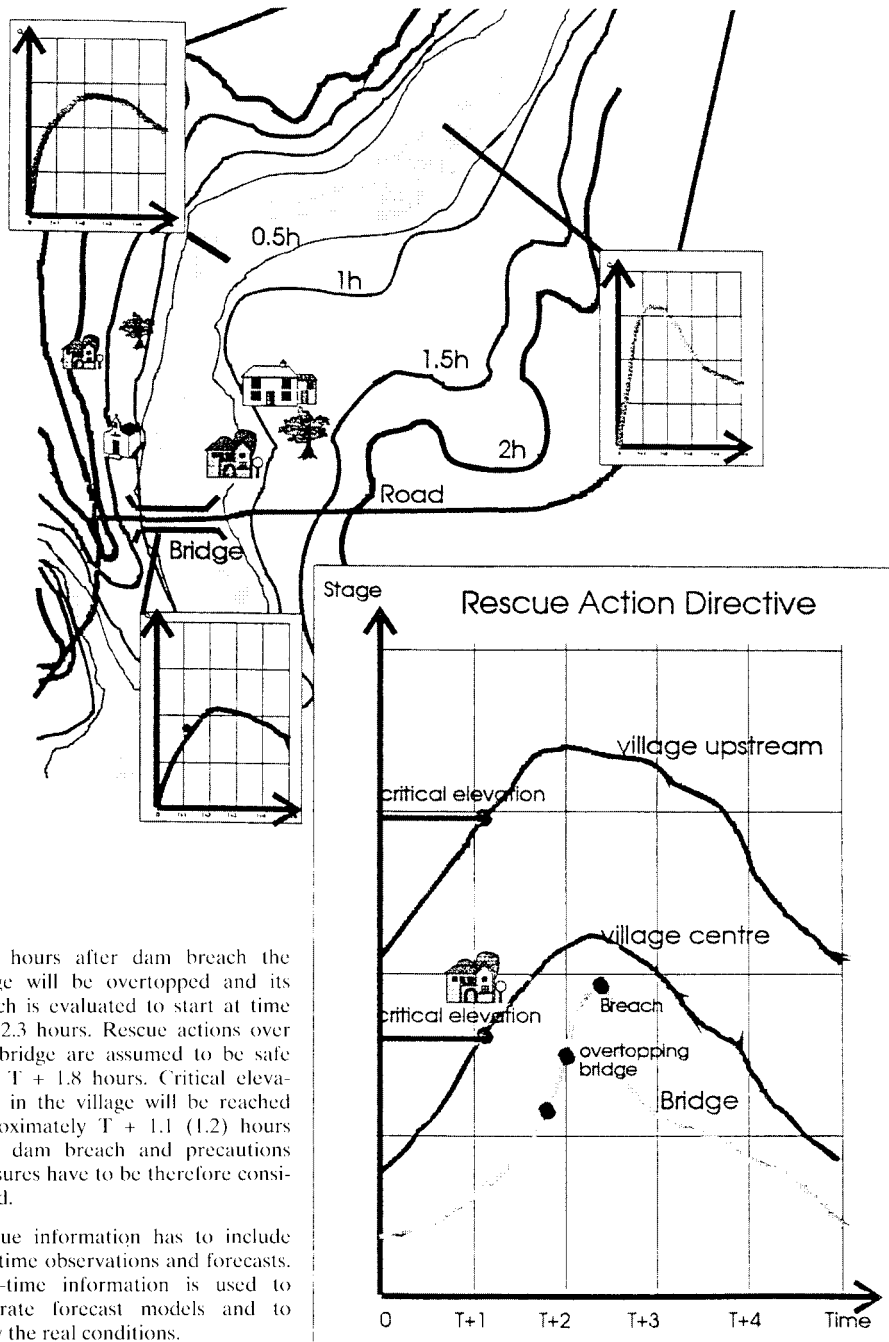


Fig. 30

Map information as requested by the Finnish dam safety code of practice

Information cartographique, comme le prescrit le code Finlandais de sécurité des barrages

Failure index	<i>Indice de rupture</i>
(4) Code number of cross-section	<i>(4) Numéro de code du profil en travers</i>
The moment at which the water reaches the maximum level in the cross-section in hours from the failure	<i>Moment où l'eau atteint son niveau maximal dans le profil considéré (heures depuis la rupture)</i>
The highest water level contour due to the failure	<i>Ligne de niveau d'eau le plus élevé résultant de la rupture</i>
Water level contours half an hour and one hour after the failure	<i>Lignes de niveau d'eau à 0,5 h et 1,0 h après la rupture</i>



Two hours after dam breach the bridge will be overtopped and its breach is evaluated to start at time $T + 2.3$ hours. Rescue actions over this bridge are assumed to be safe until $T + 1.8$ hours. Critical elevations in the village will be reached approximately $T + 1.1$ (1.2) hours after dam breach and precautions measures have to be therefore considered.

Rescue information has to include real-time observations and forecasts. Real-time information is used to calibrate forecast models and to show the real conditions.

Fig. 31
Real-time rescue information tool

Informations destinées aux opérations de secours en temps réel

Road	<i>Route</i>
Bridge	<i>Pont</i>
Rescue action directive	<i>Conduite des opérations de secours</i>
Stage	<i>Niveau</i>
Time	<i>Temps</i>
Village upstream	<i>Amont du village</i>
Critical elevation	<i>Niveau critique</i>
Village centre	<i>Centre du village</i>
Overtopping bridge	<i>Submersion du pont</i>
Breach	<i>Brèche</i>
Two hours after dam breach the bridge will be overtopped and its breach is evaluated to start at time $T + 2.3$ hours.	<i>Deux heures après la rupture du barrage, le pont sera submergé et le début de sa rupture est estimé au temps $T + 2,3$ h.</i>
Rescue actions over this bridge are assumed to be safe until $T + 1.8$ hours.	<i>Les opérations de secours au-dessus du pont sont estimées sûres jusqu'au temps $T + 1,8$ h.</i>
Critical elevations in the village will be reached approximately $T + 1.1$ (1.2) hours after dam breach and precautions measures have to be therefore considered.	<i>Les niveaux critiques dans le village seront atteints approximativement au temps $T + 1,1$ (1,2) h après la rupture du barrage et des mesures de précaution doivent donc être envisagées.</i>
Rescue information has to include real-time observations and forecasts. Real-time information is used to calibrate forecast models and to show the real conditions.	<i>Les informations sur les opérations de secours doivent inclure des observations en temps réel et des prévisions. Les informations en temps réel sont utilisées pour étalonner les modèles de prévision et représenter les conditions réelles.</i>

9. ÉTUDE DES ONDES DE RUPTURE DE BARRAGE SUR MODÈLES MATHÉMATIQUES BIDIMENSIONNELS

9.1. GÉNÉRALITÉS

Des modèles unidimensionnels conviennent, sans aucun doute, pour la simulation de la propagation d'une onde de crue si la zone concernée est une vallée longue et profonde; c'est fréquemment le cas pour les rivières des montagnes italiennes.

Il y a cependant des cas où les modèles unidimensionnels ne sont pas applicables, car il n'est pas possible de définir un axe de vallée a priori afin que la vitesse de l'eau puisse être considérée pratiquement uniforme à travers les sections transversales de la vallée. Ces cas sont caractéristiques de vallées plates très larges, où existent des zones urbaines et d'importantes infrastructures, telles que ponts, croisements de routes, remblais de routes ou de voies ferrées. Dans le cas de débits exceptionnels, ces constructions constituent des obstacles à l'écoulement de l'eau et provoquent des remous et des submersions locales. L'adoption de modèles bidimensionnels devient essentielle pour affiner localement les résultats fournis par des modèles unidimensionnels de propagation.

Les équations fondamentales de la propagation d'une onde de crue, dans un système bidimensionnel, appelées généralement « équations en eau peu profonde », sont les suivantes :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + u \frac{\partial q_x}{\partial x} + v \frac{\partial q_x}{\partial y} + u \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) + (gh - u^2) \frac{\partial h}{\partial x} - uv \frac{\partial h}{\partial y} + gh (C_r q_x - S_x) - \frac{\partial T_{xx}}{\partial x} - \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + u \frac{\partial q_y}{\partial x} + v \frac{\partial q_y}{\partial y} + v \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) - uv \frac{\partial h}{\partial x} + (gh - v^2) \frac{\partial h}{\partial y} + gh (C_r q_y - S_y) - \frac{\partial T_{xy}}{\partial x} - \frac{\partial T_{yy}}{\partial y} = 0$$

où :

- x, y : coordonnées orthogonales dans un plan horizontal
- t : temps
- h : profondeur d'eau
- u, v : composantes du vecteur vitesse d'écoulement dans les directions x et y
- q_x, q_y : débits spécifiques dans les directions x et y
- g : accélération de la pesanteur
- C_r : coefficient de résistance
- S_x, S_y : composantes de pente du terrain dans les directions x et y
- T_{xx}, T_{xy}, T_{yx}, T_{yy} : composantes du tenseur des forces internes dues à la turbulence

9. TWO-DIMENSIONAL MATHEMATICAL MODELS OF DAM-BREAK WAVES

9.1. GENERAL

One-dimensional models are undoubtedly adequate for simulating flood propagation if the zone of interest is a long, deep valley; this is frequently the situation for Italian mountain rivers.

There are however cases where one-dimensional models are not applicable, since it is not possible to define a valley axis a priori, so that the water velocity can be considered practically uniform through the valley cross sections. These cases are typical of very wide flat valleys, where there are urban areas or large infrastructure due to development, such as bridges, crossroads, and road or rail embankments. In the case of exceptional flows, these constructions become obstacles to the water movement and cause backwater and local flooding. Two-dimensional flood models have become an essential tool for locally refining the results produced by one-dimensional propagation models.

The general equations which govern the propagation of a 2D flood wave, generally called “shallow water equations”, are as follows:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + u \frac{\partial q_x}{\partial x} + v \frac{\partial q_x}{\partial y} + u \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) + (gh - u^2) \frac{\partial h}{\partial x} - uv \frac{\partial h}{\partial y} + gh (C_t q_x - S_x) - \frac{\partial T_{xx}}{\partial x} - \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + u \frac{\partial q_y}{\partial x} + v \frac{\partial q_y}{\partial y} + v \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) - uv \frac{\partial h}{\partial x} + (gh - v^2) \frac{\partial h}{\partial y} + gh (C_t q_y - S_y) - \frac{\partial T_{xy}}{\partial x} - \frac{\partial T_{yy}}{\partial y} = 0$$

where :

- x, y = orthogonal coordinates in the horizontal plane;
- t = time;
- h = water depth;
- u, v = components of the flow velocity vector in the x and y directions

- q_x, q_y = specific flow rates in the x and y directions;
- g = gravitational acceleration;
- C_t = resistance coefficient;
- S_x, S_y = ground slope components in the x and y directions;
- $T_{xx}, T_{yy}, T_{xy}, T_{yx}$ = components of tensor of internal forces due to turbulence.

Le coefficient de résistance C_r est généralement calculé suivant la formule de Manning :

$$C_r = \frac{n^2 |q|}{h^{\frac{10}{3}}} \quad \text{où : } |q| = \sqrt{q_x^2 + q_y^2}$$

n = coefficient de Manning

Les termes T_{xx} , T_{yy} , T_{xy} , T_{yx} sont généralement obtenus par approximation à partir des expressions suivantes :

$$T_{xx} = 2 \nu_t h \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$T_{xy} = T_{yx} = \nu_t h \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$T_{yy} = 2 \nu_t h \frac{\partial v}{\partial y}$$

où : ν_t est la « viscosité de turbulence » introduite par Boussinesq. Ces termes sont généralement négligés dans les modèles de crue.

9.2. MODÈLES BIDIMENSIONNELS BASÉS SUR LES ÉQUATIONS COMPLÈTES

Les publications scientifiques donnent de nombreux exemples de solutions des équations complètes « en eau peu profonde ». Les méthodes des différences finies et des éléments finis sont toutes deux généralement appliquées. Un récent examen des méthodes des différences finies a été effectué par Casulli (1990), et une description de la méthode des éléments finis peut être trouvée dans Pironneau (1989) et Agoshkov et al. (1993). La majorité de ces méthodes conviennent pour la simulation d'écoulements sur des sols réguliers avec un nombre de Froude suffisamment inférieur à un; sinon, de sérieux problèmes numériques se présentent.

Dans le cas d'une onde de crue, le régime d'écoulement peut changer dans l'espace et le temps. Un récent examen des modèles mathématiques bidimensionnels d'onde de rupture de barrage a fait l'objet d'un rapport de Ech-Cherif El Kettani et al. (1991). Ces auteurs proposent un modèle mathématique basé sur le système MacCormack généralisé aux cas de grilles non-cartésiennes. Les mêmes auteurs ont vérifié leur modèles en les comparant aux données expérimentales fournies par Bellos et al. (1992) et ont obtenu des résultats satisfaisants.

D'autres chercheurs ont également obtenu d'excellents résultats en utilisant le système MacCormack, tels que, par exemple, Jiménez et Chaudhry (1988), et Murty Bhallamudi et Chaudhry (1992).

Une analyse théorique des caractéristiques du modèle MacCormack a été présentée par Di Monaco et Molinaro (1989).

À la place du système MacCormack, qui est explicite et implique des approximations de second ordre, d'autres modèles ont été utilisés avec plus ou moins de succès. En ce qui concerne les modèles implicites, une des contributions importantes est le modèle de Fennema et Chaudhry (1989). Les auteurs décrivent

The resistance coefficient C_r is usually calculated according to the Manning formula :

$$C_r = \frac{n^2 |q|}{h^{\frac{10}{3}}} \quad \text{where : } |q| = \sqrt{q_x^2 + q_y^2}$$

n = Manning coeff.

The terms T_{xx} , T_{yy} , T_{xy} , T_{yx} are commonly approximated by modelling them according to the following expressions :

$$T_{xx} = 2 \nu_t h \frac{\partial u}{\partial x}$$

$$T_{xy} = T_{yx} = \nu_t h \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$T_{yy} = 2 \nu_t h \frac{\partial v}{\partial y}$$

where : ν_t is the “ eddy viscosity ” introduced by Boussinesq. These terms are usually disregarded in flood models.

9.2. 2D MODELS BASED ON THE COMPLETE EQUATIONS

The scientific publications provide many examples of solutions of the complete “ shallow water ” equations. Both the finite difference and finite-element methods are generally applied. A recent review of finite difference methods has been put together by Casulli (1990), whereas a description of the finite-element method can be found in Pironneau (1989) and Agoshkov et al. (1993). The majority of these methods are valid for simulating flows on regular ground with Froude number sufficiently less than one; otherwise, serious numerical problems will develop.

In the case of a flood wave, the flow regime can change in space and time. A recent review of two-dimensional mathematical models of dam failure waves has been written by Ech-Cherif El Kettani et al. (1991). These authors propose a mathematical model based on the MacCormack scheme generalized to cases of non-Cartesian grids. The same authors have checked their models by comparing them with experimental data reported by Bellos et al. (1992) with good results.

Other researchers have also obtained excellent results using the MacCormack scheme, such as, for example, Jiménez and Chaudhry (1988), and Murty Bhallamudi and Chaudhry (1992).

A theoretical analysis of the characteristics of the MacCormack model has been presented by Di Monaco and Molinaro (1989).

As an alternative to the MacCormack scheme, which is explicit and involves second-order approximations, other models have been used with greater or lesser success. On the subject of implicit models, one of the most important contributions is the Fennema and Chaudhry model (1989). These authors described factored

des modèles implicites, mis au point par Beam et Warming, pour la solution numérique de conservativité des systèmes hyperboliques auxquels appartiennent les équations « en eau peu profonde ». Ces modèles implicites ne sont pas itératifs et conduisent donc à un gain de temps considérable par rapport aux autres modèles du même type, en particulier pour les problèmes multidimensionnels. Les formulations de la majorité de ces modèles présentent une précision du second ordre dans le temps et peuvent présenter une précision du deuxième ou du quatrième ordre dans l'espace. En vue de permettre les calculs en présence d'écoulements fluvial et torrentiel, une technique de « commutation » est introduite pour obtenir une différenciation d'espace appropriée, technique se rapprochant de celle de la « division d'écoulement ». Ces modèles ont été appliqués avec succès par Fennema et Chaudhry dans le cas d'une vidange de retenue due à une rupture de barrage. Des exemples ont été étudiés, où il existait un faible rapport entre les profondeurs d'eau à l'amont et à l'aval du barrage; cependant, en raison du caractère dispersif de l'algorithme, la solution se trouve être lissée au-dessus d'un certain nombre de points de la grille si des fronts raides se forment.

Un modèle aux éléments finis pour la simulation d'écoulements fluvial et torrentiel a été proposé par Di Monaco et Molinaro (1991). Dans ce modèle, la profondeur d'eau est déterminée par approximations au moyen de fonctions du premier ordre et les composantes de vitesse sont intégrées sur la profondeur au moyen de fonctions du deuxième ordre; ce choix empêche la formation d'ondes parasites dans la solution numérique. L'intégration dans le temps est effectuée en utilisant une méthode implicite à une phase. Ce modèle a été essayé dans les cas de vidange de retenue et de propagation sur un lit sec, avec de bons résultats. Dans les deux cas, il a été nécessaire d'adopter une valeur approchée pour la viscosité artificielle en vue d'obtenir la convergence au cours du processus de résolution itératif.

Une autre méthode des éléments finis a été proposée par Hervouet (1991, 1992, 1994, 1996) et par Hervouet et Rouge (1996). Ce modèle utilise la méthode des pas fractionnaires définie comme suit :

a) tout d'abord, les composantes de vitesse sont déterminées en utilisant les termes de convection seulement;

b) puis, le problème de diffusion-propagation est résolu. Des fonctions bilinéaires sont utilisées pour toutes les variables dépendantes.

L'auteur démontre la capacité du modèle à simuler des transitions de régime d'écoulement, et des submersions et assèchements dans une série de cas présentant un intérêt pratique.

Parmi les modèles aux éléments finis permettant de décrire les ondes de choc, l'un d'entre eux a été proposé par Katopodes (1984). Ce modèle suit la méthode de Petrov-Galerkin, selon laquelle les fonctions de poids sont une combinaison appropriée des fonctions de forme et de leurs dérivées premières dans l'espace.

Une récente analyse de modèles aux éléments finis a été présentée par Agoshkov et al. (1993), qui proposent diverses autres formulations implicites ou semi-implicites. Les auteurs ont analysé en détail les diverses formes de conservativité et de non-conservativité des équations fondamentales, ainsi que les conditions aux limites respectives qui dérivent naturellement de la formulation intégrale du problème appelé « faible » (« weak »).

implicit models, developed by Beam and Warming, for the conservative numerical solution of hyperbolic systems to which the shallow water equations belong. These implicit models are not iterative and therefore lead to a considerable time saving compared with others of the same type, especially for multi-dimensional problems. The formulations of the majority of these models have second- order accuracy in time and can be given second or fourth-order accuracy in space. In order to allow calculations in the presence of subcritical and supercritical flows, a “ switching ” technique is introduced to achieve appropriate space differentiation in a similar way to that of the “ flux splitting ” technique. These models have been applied with success by Fennema and Chaudhry themselves in the case of a reservoir emptying due to a dam collapsing. Examples have been studied with a small ratio between water depths upstream and downstream of the dam; however, due to the dissipative character of the algorithm, the solution turns out to be smoothed above a certain number of grid points if steep fronts are formed.

A finite-element model for simulating subcritical and supercritical flows has been proposed by Di Monaco and Molinaro (1991). In this model, the water depth is approximated with first-order functions and the velocity components are integrated over depth with second order functions; this choice prevents the formation of parasitic waves in the numerical solution. The time integration is carried out using a one-step implicit method. This model has been tested in the cases of reservoir emptying and propagation on a dry bed, with good results. In both cases it was necessary to use an appropriate value for artificial viscosity in order to achieve convergence during the iterative solution process.

Another approach to finite elements has been proposed by Hervouet (1991, 1992, 1994, 1996), and by Hervouet and Rouge (1996). This model makes use of the fractional step method defined as follows :

a) first, the velocity components are updated using the convective terms only;

b) then, the so-called propagation-diffusion problem is solved. Bilinear functions are used for all dependent variables.

The author shows the ability of the model to simulate flow regime transitions and flooding and drying of the ground in a series of cases of practical interest.

Among the finite-element models which are able to describe shock waves, there is one proposed by Katopodes (1984). This model follows the Petrov-Galerkin approach, according to which the weight functions are a suitable combination of the shape functions and of their first space derivatives.

A recent analysis of finite-element models has been presented by Agoshkov et al. (1993), who propose different alternative implicit or semi-implicit formulations. The authors themselves analyzed the various conservative and non-conservative forms of the basic equations in detail, along with the respective boundary conditions which naturally derive from the integral formulation of the so-called “ weak ” problem.

Parmi les plus récents modèles méritant d'être signalés, il y a le modèle de Priestley (1992) qui est basé sur la technique de la « division d'écoulement » et est appliqué avec divers limiteurs d'écoulement, tels que ceux de Van Leer et Roe. Ce modèle utilise des grilles cartésiennes ou curvilignes. Les grilles cartésiennes peuvent être fermées avec des côtés obliques en vue de mieux suivre la limite du domaine.

Les méthodes de division d'écoulement sont précises dans les zones où le débit change progressivement ainsi que dans celles où il y a des profils raides, tels que des ressauts hydrauliques ou des ondes de choc.

Jusqu'à ce jour, la capacité de modèles complets à simuler la propagation d'ondes de crue sur des lits secs n'a été démontrée que dans les cas de terrains plats ou légèrement irréguliers. Cela explique pourquoi des modèles simplifiés ont eu un grand succès dans l'étude de la propagation des crues sur des lits très irréguliers.

Le processus de submersion et d'assèchement de zones plates a été simulé avec succès au moyen de modèles complets, lorsqu'il y a des changements lents dans les caractéristiques de l'écoulement, en introduisant une vérification sur la profondeur comme suit :

- Si la profondeur d'eau dépasse une certaine tolérance, les équations classiques sont appliquées en vue de calculer les nouvelles valeurs des variables de l'écoulement;
- Si la profondeur d'eau est inférieure à cette même tolérance, les composantes de vitesse sont alors prises égales à zéro et la valeur de la profondeur est redéfinie et prise égale à la tolérance.

Comme l'ont indiqué quelques auteurs, cet artifice s'applique bien aux modèles aux différences finies et également aux modèles aux éléments finis. D'autre part, d'autres auteurs signalent que le même artifice n'est applicable qu'aux cas de géométrie simple et que, de plus, les lits majeurs ne sèchent jamais et la conservation de la masse n'est pas respectée.

9.3. MODÈLES BIDIMENSIONNELS SIMPLIFIÉS

Les équations fondamentales peuvent être simplifiées en éliminant les termes d'inertie. Cette approximation n'est strictement admissible que lorsque le nombre de Froude est nettement inférieur à un; ce cas peut se présenter lorsque la zone étudiée a une pente relativement douce. La première génération de modèles simplifiés est celle des modèles appelés pseudo-bidimensionnels (voir chapitre 7.4.), basés sur divers éléments (« cells ») interconnectés, tels que le modèle du delta du Mékong (Zanobetti et al., 1970). Ce modèle pionnier suppose que la submersion s'effectue très lentement, de sorte qu'il est légitime de négliger les termes d'inertie; le débit d'échange entre les éléments dépend uniquement de la différence de niveau d'eau, sous la forme d'une relation fonctionnelle appropriée.

La génération suivante de modèles est différente de la première, en ce sens que le domaine de calcul est représenté sous la forme d'un milieu continu, et les composantes de vitesse sont calculées en utilisant les équations de quantité de

Among the most recent models worthy of note there is Priestley's model (1992), which is based on the "flux-splitting" technique, applied with different flux limiters, such as those of Van Leer and Roe. This model uses Cartesian or curvilinear grids. The Cartesian grids can be closed with oblique sides in order to better follow the domain boundary.

Flux-splitting methods, are accurate both in zones where the flow changes gradually and where there are steep profiles, such as hydraulic jumps and shock waves.

As far as the writers know, up to now the ability of complete models to simulate the propagation of flood waves on dry beds has only been shown in cases of flat or slightly irregular ground. This explains why simplified models have had great success in practice in the study of the propagation of floods on highly irregular beds.

The flooding and drying process of flat areas has been simulated successfully with complete models, when there are slow changes in flow characteristics, by introducing a check on the depth which more or less works as follows :

- if the depth of the water is greater than a certain tolerance, the standard equations are applied in order to calculate the updated values of the flow variables;
- if the depth of the water is less than the same tolerance, then the velocity components are set to zero and the depth value is redefined and set equal to the tolerance.

As a few authors have reported, this trick works well both for finite difference and finite-element models. On the other hand, other authors say that the same trick works only in cases of simple geometry, and, in addition, the flood plains never dry and the conservation of mass is not respected.

9.3. 2D SIMPLIFIED MODELS

The basic equations can be simplified by eliminating the inertial terms. This approximation is strictly admissible only when the Froude number is much smaller than one; this case can occur when the area under study has a relatively gentle slope. The first generation of simplified models is that of the so-called quasi-two-dimensional models (see chapter 7.4), based on various interconnected cells, such as Zanobetti et al. Mekong delta model (1970). This pioneer model assumes that flooding takes place quite slowly, so that it is legitimate to neglect the inertial terms; consequently, the exchange flow rate between cells depends solely on the water level difference through a suitable functional relationship.

The successive generation of models is different from the first one since the calculation domain is represented as a continuum, and the velocity components are calculated using momentum equations between two contiguous cells. All inertial

mouvement entre deux éléments (cells) contigus. Tous les termes d'inertie sont négligés dans les équations de quantité de mouvement, ce qui entraîne une approximation parabolique; cependant, l'élimination des dérivées temps du débit ne semble pas nécessaire et ne donne aucun avantage de calcul significatif.

Todini et al. (1988) ont utilisé une grille de triangles de dimensions variables, permettant au modèle de bien s'adapter à la forme du lit de la rivière ainsi qu'aux caractéristiques topographiques des zones adjacentes.

Le modèle mis au point par Hromadka et Yen, et repropulé par Maione et al. (1988), présente la caractéristique intéressante d'utiliser la condition de continuité pour coupler un modèle bidimensionnel explicite, résolu sur une grille cartésienne, à un modèle unidimensionnel, basé également sur l'approximation de diffusion d'onde.

Les modèles simplifiés de la plus récente génération sont obtenus en négligeant les termes de convection seulement; les équations fondamentales se présentent donc comme suit :

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial q_x}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial x} + gh (C_1 q_x - S_x) &= 0 \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial y} + gh (C_1 q_y - S_y) &= 0 \end{aligned}$$

D'un point de vue pratique, l'utilisation de ces équations, même dans des cas où les conditions pour leur validité ne sont pas entièrement remplies, peut être justifiée par l'argument suivant : les changements d'énergie cinétique ne sont généralement importants que dans des zones relativement petites comparativement à l'ensemble du domaine submergé, de sorte que les équations simplifiées donnent une bonne approximation de la réalité sur presque tout le domaine; en outre, la représentation approchée de la topographie du lit et de la rugosité peut conduire à des erreurs dans les résultats, qui sont même plus grandes que celles résultant de l'adoption d'équations simplifiées. Cela ne signifie pas que les modèles utilisant des équations bidimensionnelles complètes sont dénués d'intérêt, puisqu'ils représentent, de toute façon, le niveau de modélisation à atteindre si possible.

Un système permettant de discrétiser dans le temps les équations simplifiées est le suivant :

$$\begin{cases} \frac{h^{n+1} - h^n}{\Delta t} + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \right)^{n+1} + \left(\frac{\partial q_y}{\partial y} \right)^{n+1} = 0 \\ \frac{q_x^{n+1} - q_x^n}{\Delta t} + gh^n \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^{n+1} + gh^n (C_1 q_x^{n+1} - S_x) = 0 \\ \frac{q_y^{n+1} - q_y^n}{\Delta t} + gh^n \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^{n+1} + gh^n (C_1 q_y^{n+1} - S_y) = 0 \end{cases}$$

Le paramètre θ peut prendre des valeurs de 0 à 1. $\theta = 0$ donne un modèle explicite en termes de gradients de profondeur d'eau, qui est facile à établir, mais a

terms are neglected in the momentum equations, which gives rise to the so-called parabolic approximation; however eliminating the flow rate time derivatives does not seem to be necessary and does not lead to any significant computational advantage.

Todini et al. (1988) used a grid of triangles of variable size which allows the model to be well adapted to the shape of the river bed as well as to the topographic characteristics of the adjacent areas.

The model developed by Hromadka and Yen, and re-proposed by Maione et al. (1988), has the interesting characteristic of using the continuity condition to couple an explicit two-dimensional model, solved on a Cartesian grid, with a one-dimensional model, also based on the diffusive wave approximation.

The most recent generation of simplified models are obtained by neglecting the convective terms only; the basic equations therefore become :

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial q_x}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial x} + gh (C_1 q_x - S_x) &= 0 \\ \frac{\partial q_y}{\partial t} + gh \frac{\partial h}{\partial y} + gh (C_1 q_y - S_y) &= 0 \end{aligned}$$

From a practical point of view, using these equations, even in cases where the conditions for their validity do not entirely occur, can be justified by the following argument : kinetic energy changes are generally only important in relatively small areas in comparison with the whole flooding domain, so that the simplified equations give a good approximation of reality over most of the domain itself; furthermore, approximate topographic representation of the bed and roughness can lead to errors in the results which are even greater than those caused by using simplified equations. This does not mean that models which use complete two-dimensional equations are devoid of interest, since they represent, in any case, the modelling level which should be attained if possible.

One possible scheme to discretize in time the simplified equations is as follows :

$$\begin{cases} \frac{h^{n+1} - h^n}{\Delta t} + \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} \right)^{n+\theta} + \left(\frac{\partial q_y}{\partial y} \right)^{n+\theta} = 0 \\ \frac{q_x^{n+1} - q_x^n}{\Delta t} + gh^n \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^{n+\theta} + gh^n (C_1 q_x^{n+1} - S_x) = 0 \\ \frac{q_y^{n+1} - q_y^n}{\Delta t} + gh^n \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^{n+\theta} + gh^n (C_1 q_y^{n+1} - S_y) = 0 \end{cases}$$

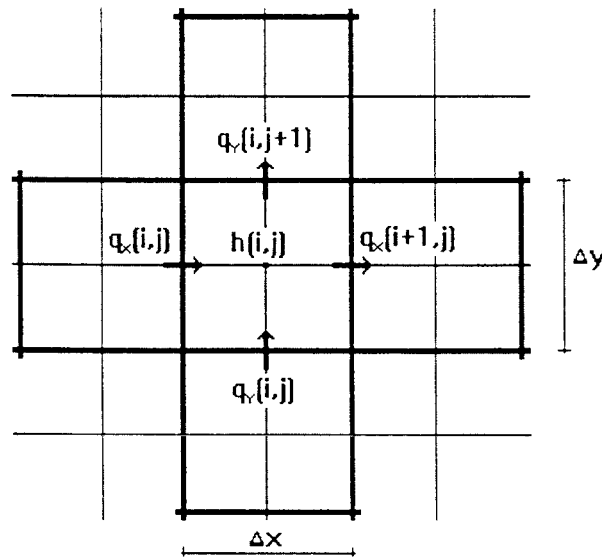
Where the parameter “ θ ” can take values from 0 to 1. $\theta = 0$ gives an explicit model in terms of water depth gradients, which is easy to set up, but has a limited

un pas de temps d'intégration limité; $\theta = 1$ donne un modèle totalement implicite, qui est beaucoup plus compliqué à constituer, mais permet de grands pas de temps.

Les dérivées, dans l'espace, des débits spécifiques qui apparaissent dans l'équation de continuité sont calculées au temps « $n + 1$ », puisque le modèle est stable pour toutes les valeurs de θ seulement dans ce cas, comme cela apparaît dans l'analyse de Molinaro, Di Filippo et Ferrari (1994).

Les mêmes auteurs ont mis au point un programme de calcul basé sur le modèle précédent. L'algorithme peut être implicite ($\theta = 1$) et explicite ($\theta = 0$).

Pour la discrétisation dans l'espace, une grille à lignes orthogonales, telle que celle présentée sur la Fig. 32, est utilisée.



À partir des équations sus-mentionnées, les expressions suivantes pour les débits q_x et q_y , au temps « $n + 1$ », sont obtenues :

$$q_x^{n+1} = - \frac{gh^n \Delta t}{1 + gh^n C_r^n \Delta t} \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^{n+1} + \frac{gh^n S_x \Delta t + q_x^n}{1 + gh^n C_r^n \Delta t}$$

$$q_y^{n+1} = - \frac{gh^n \Delta t}{1 + gh^n C_r^n \Delta t} \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^{n+1} + \frac{gh^n S_y \Delta t + q_y^n}{1 + gh^n C_r^n \Delta t}$$

Les équations du modèle sont résolues pour $\theta \neq 0$ en utilisant la méthode itérative ci-après :

1) des valeurs d'essai sont affectées à h^{n+1} ; si h^p est la $p^{\text{ème}}$ valeur d'essai pour h^{n+1} , on a alors :

$$h^p = h^n \text{ pour } p = 0;$$

2) les valeurs correspondantes de q_x^{n+1} et q_y^{n+1} au $p^{\text{ème}}$ essai, qui sont désignées par q_x^p et q_y^p , sont calculées en substituant h^p à h^{n+1} dans les équations précédentes;

time integration step; $\theta = 1$ gives a completely implicit model, which is much more complicated to implement, but allows large time steps.

The space derivatives of the specific flow rates which appear in the continuity equation are calculated at time " $n + 1$ ", since the model is stable for all values of θ only in this case, as can be seen from the analysis shown by Molinaro, Di Filippo and Ferrari (1994).

The same authors have developed a computer program based on the previous model. The solution algorithm can be both implicit ($\theta = 1$) and explicit ($\theta = 0$).

For the space discretization it uses an orthogonal staggered grid such as the one shown in the following Figure :

Fig. 32
Computational grid
Grille de calcul

From the above equations the following expressions for the flow rate q_x and q_y at time " $n + 1$ " are obtained :

$$q_x^{n+1} = - \frac{gh^n \Delta t}{1 + gh^n C_r^n \Delta t} \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^{n+1} + \frac{gh^n S_x \Delta t + q_x^n}{1 + gh^n C_r^n \Delta t}$$

$$q_y^{n+1} = - \frac{gh^n \Delta t}{1 + gh^n C_r^n \Delta t} \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^{n+1} + \frac{gh^n S_y \Delta t + q_y^n}{1 + gh^n C_r^n \Delta t}$$

The model equations are solved for $\theta \neq 0$ with the iterative method described below :

1) attempt values are assumed for h^{n+1} ; if h^p is the p^{th} attempt value for h^{n+1} , then :

$$h^p = h^n \quad \text{for } p = 0;$$

2) the corresponding values of q_x^{n+1} and q_y^{n+1} at the p^{th} attempt, which are denoted as q_x^p and q_y^p , are calculated by substituting h^p to h^{n+1} in the previous equations;

3) le résidu est calculé en introduisant les valeurs de h^n , q_x^n et q_y^n dans l'équation de continuité :

$$R^n = \frac{h^n - h^{n-1}}{\Delta t} + \frac{\partial q_x^n}{\partial x} + \frac{\partial q_y^n}{\partial y}$$

4) la correction Δh^n à ajouter à h^n afin que $R(h^n + \Delta h^n) = 0$ est calculée; le calcul de cette correction équivaut à résoudre l'équation suivante (voir Molinaro, Di Filippo et Ferrari, 1992) :

$$\frac{\Delta h^n}{\Delta t} - \frac{\Delta t g h^n}{1 + \Delta t g h^n C_f} \frac{\partial^2 \Delta h^n}{\partial x^2} - \frac{\Delta t g h^n}{1 + \Delta t g h^n C_f} \frac{\partial^2 \Delta h^n}{\partial y^2} = -R^n$$

5) la correction est faite :

$$h^{n+1} = h^n + \Delta h^n$$

6) le test de convergence est effectué :

$$|\Delta h_{\max}^n| \leq \epsilon$$

Si la condition ci-dessus n'est pas satisfaite, on revient au point 2; dans le cas contraire, le processus itératif est arrêté.

Une attention particulière est portée au processus d'interpolation de la hauteur d'eau traversant les côtés entre éléments (cells) de calcul; cela est fait en vue de simuler les processus d'amorce de crue, de déversement sur des remblais ou de simple passage d'eau sur un terrain en pente.

Le niveau du fond entre deux éléments adjacents est calculé suivant la méthode ci-après :

Un paramètre de contrôle « VMRH » est introduit; il représente une limite supérieure du rapport entre la valeur absolue de la différence des hauteurs d'eau correspondant à deux éléments adjacents « DH » et leur valeur moyenne « HN ».

Ce rapport que nous désignerons par « DHHN » est tout d'abord calculé; sa valeur est comparée au paramètre de contrôle « VMRH ».

Les cas suivants sont possibles :

- 1^{er} cas : $DHHN \geq VMRH$

La différence entre les profondeurs d'eau est grande du fait de la forte irrégularité du terrain; le niveau du fond à l'interface est calculé comme suit :

$$ZFFON = ZFMAX = \max [ZF(I, J), ZF(I - 1, J)]$$

- 2^e cas : $DHHN < VMRH$

La profondeur d'eau ne change pas beaucoup d'un élément à l'autre et le niveau du fond est calculé comme suit :

$$ZFFON = \left(1 - \frac{DHHN}{VMRH}\right) * ZFMED + \left(\frac{DHHN}{VMRH}\right) * ZFMAX$$

Les formules précitées assurent la continuité du niveau du fond lorsqu'une transition se présente entre le 1^{er} cas et le 2^e cas. Le schéma suivant permet de mieux comprendre la signification de chaque terme.

3) the residual is calculated by substituting the values of h^p , q_x^p and q_y^p into the continuity equation :

$$R^p = \frac{h^p - h^n}{\Delta t} + \frac{\partial q_x^p}{\partial x} + \frac{\partial q_y^p}{\partial y}$$

4) the correction Δh^p to be added to h^p so that $R(h^p + \Delta h^p) = 0$ is calculated; the computation of this correction is equivalent to solving the following equation (see Molinaro, Di Filippo and Ferrari, 1992) :

$$\frac{\Delta h^p}{\Delta t} - \frac{\Delta t g h^n}{1 + \Delta t g h^n C_f} \frac{\partial^2 \Delta h^p}{\partial x^2} - \frac{\Delta t g h^n}{1 + \Delta t g h^n C_f} \frac{\partial^2 \Delta h^p}{\partial y^2} = -R^p$$

5) the correction is made :

$$h^{p+1} = h^p + \Delta h^p$$

6) the convergence test is carried out :

$$|\Delta h_{\max}^p| \leq \epsilon$$

If the above condition is not satisfied, the process returns to point 2, otherwise the iterative process is stopped.

Particular attention is paid to the interpolation process of the height of the water passing through the sides between the calculation cells; this is done in order to simulate incipient flood processes, embankment overflows or simple water passage on a sloping soil.

The bottom elevation between two adjacent cells is computed according to the following procedure.

A control parameter “ VMRH ” is introduced, which represents an upper bound for the ratio between the absolute value of the difference of the water depths at two adjacent cells “ DH ” and their mean value “ HN ”.

First this ratio, which we refer to as “ DHHN ”, is computed; its value is compared with the value of the control parameter “ VMRH ”.

The following cases are possible :

– case 1) $DHHN \geq VMRH$;

The difference between water depths is large because of the strong irregularity of the ground; the bottom elevation at the interface is computed as :

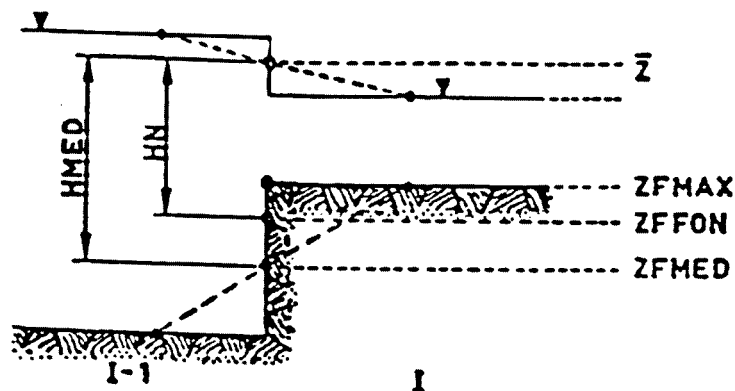
$$ZFFON = ZFMAX = \max [ZF(I, J), ZF(I - 1, J)]$$

– case 2) $DHHN < VMRH$;

The water depth does not change much from cell to cell and the bottom elevation is computed according to the following expression :

$$ZFFON = \left(1 - \frac{DHHN}{VMRH}\right) * ZFMED + \left(\frac{DHHN}{VMRH}\right) * ZFMAX$$

The above formula ensures the continuity of the bottom elevation when a transition occurs between case 1 and case 2. The meaning of each term can be better understood by means of the following scheme.



En se référant au schéma ci-dessus, où la signification de chaque terme est illustrée, si « H » est la profondeur au centre d'un élément, la profondeur moyenne d'eau est :

$$HMED = 0,5 [H (I, J) + H (I - 1, J)]$$

et le niveau moyen de la surface libre de l'eau est :

$$\bar{Z} = ZFMED + HMED$$

Il en résulte que la profondeur d'eau à prendre en compte entre deux éléments adjacents sera :

$$HN = \bar{Z} - ZFFON$$

Si la valeur de HN est inférieure ou égale à zéro, le débit est pris égal à zéro. D'un point de vue pratique, « VMRH » prend des valeurs comprises entre 0,25 et 0,50.

D'autres auteurs, comme Gallati et al. (1990) et Natale et al. (1991), ont établi des modèles de crue à partir des mêmes expressions simplifiées des équations générales « en eau peu profonde » : ils ont également utilisé des grilles de calcul cartésiennes, mais un système explicite pour le temps.

Tous les modèles bidimensionnels présentés ci-dessus conviennent pour la simulation de l'inondation de vastes zones plates, causée par une submersion de rives ou des effets de remous. Cependant, il faut noter que jusqu'à maintenant rien n'a été dit sur la méthode de traiter les écoulements à travers des ouvrages situés dans le lit de la rivière, tels que ponts et croisements, ou dans des zones urbaines, situations qui ne sont pas rares. Dans ces cas, les équations générales ne sont pas valables, et il est nécessaire d'y apporter des modifications ou d'utiliser d'autres équations.

9.4. TRAITEMENT DES SINGULARITÉS HYDRAULIQUES ET DES ZONES URBAINES

Afin d'étudier l'écoulement d'eau à travers les ouvrages construits dans le lit de la rivière, ou dans le lit majeur d'inondation, la description géométrique de chaque

Fig. 33

Graphical representation of the approximation used for the variable ZFFON
Représentation graphique de l'approximation utilisée pour la variable ZFFON

Making reference to the above scheme where the meaning of each term is illustrated, if " H " is the water depth in the center of a cell, then the mean water depth is :

$$\text{HMED} = 0.5 [\text{H} (\text{I}, \text{J}) + \text{H} (\text{I} - 1, \text{J})]$$

while the average free surface elevation is :

$$\bar{Z} = \text{ZFMED} + \text{HMED}$$

The water depth to be considered between two adjacent cells will result :

$$\text{HN} = \bar{Z} - \text{ZFFON}$$

If the value of HN is less than or equal to zero then the discharge is set to zero. From practical applications " VMRH " is given values ranging from 0.25 to 0.50.

Other authors, such as Gallati et al. (1990) and Natale et al. (1991), have developed flood models from the same simplified expressions of the general shallow water equations; they also used Cartesian calculation grids, but with a scheme explicit in time.

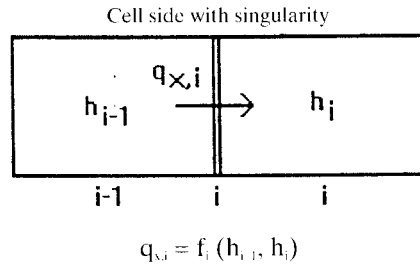
All the two-dimensional models presented above are suitable for simulating the flooding of vast flat areas caused by bank overflow or backwater effects. However, it will not go unnoticed that so far nothing has been said about how to deal with flow through structures on the river bed, such as bridges or crossings, or in urban areas: situations which are not infrequently met in reality. In these cases, the general equations are not valid as they are, and it is necessary to make modifications or use other equations.

9.4. TREATMENT OF HYDRAULIC SINGULARITIES AND URBAN AREAS

To study water flow through structures built on the river bed, or on the flooded land, the geometrical description of each construction should be as accurate as

construction doit être aussi précise que possible. Un algorithme approprié devra permettre de traiter divers types d'écoulement tels que : écoulement en charge, écoulement sur un seuil, écoulement libre, écoulement noyé, ou écoulement à travers divers types d'orifice.

Des équations destinées à traiter de telles situations ont été récemment mises au point par P. Molinaro et R. Pacheco (1994). La méthode suivante a été appliquée. Une équation générique pour le calcul de l'écoulement à travers une singularité peut s'écrire comme suit (voir Fig. 34) :



où :

h_i = profondeur d'eau sur l'élément « i »;

$q_{x,i}$ = débit par unité de largeur sur le côté de l'élément.

La correction de débit à une certaine itération « p » peut s'écrire sous la forme d'une fonction de variations de profondeur d'eau :

$$\Delta q_{x,i} = \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_{i-1}} \right)^p \Delta h_{i-1} + \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_i} \right)^p \Delta h_i$$

L'expression ci-dessus est utilisée dans la méthode itérative pour le calcul des corrections de profondeur d'eau Δh^p (voir paragraphe précédent).

Pour la simulation de la submersion de zones urbaines, deux approches sont possibles. La première, plus détaillée, consiste à utiliser un modèle du type réseau d'écoulement; mais cette solution sort du sujet du présent chapitre : les lecteurs intéressés pourront se reporter à Braschi, Gallati et Natale (1989). La seconde approche consiste à adopter une représentation bidimensionnelle de la crue et à considérer que seule une partie de la zone totale construite est disponible pour le stockage ou l'écoulement de l'eau. Une des premières tentatives pour représenter cette situation bidimensionnelle a été faite par Braschi et Gallati (1989) qui ont introduit les concepts de « porosité urbaine » et de « transmissivité » d'une zone construite, ayant une analogie évidente avec un écoulement dans un milieu poreux fracturé.

Le même concept a été utilisé par Molinaro, Di Filippo et Ferrari (1994) pour traiter le problème de la submersion de zones urbaines.

Si l'on considère un élément (cell) particulier de la grille de calcul recouvrant une zone habitée, la surface totale de l'élément susceptible d'être submergée est généralement réduite par les immeubles dont la surface ne participe pas au stockage de l'eau.

possible. An adequate algorithm should be able to deal with different kinds of flows such as: pressure flow, weir flow, free flow, submerged flow or flow with different kinds of orifices.

A recent development of suitable equations for dealing with such situations has been carried out by P. Molinaro and R. Pacheco (1994). The following procedure has been applied. A generic equation for computing the flow through a singularity may be written as follows (see Fig. 34) :

Fig. 34
Treatment of hydraulic singularities
Traitement des singularités hydrauliques
Cell side with singularity *Côté de l'élément avec singularité*

$$q_{x,i} = f_i (h_{i-1}, h_i)$$

where:

h_i = water depth on the cell " i ";

$q_{x,i}$ = water discharge per unit width on the cell side.

The correction of the water discharge at a certain iteration " p " can be written as a function of water depth variations :

$$\Delta q_{x,i} = \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_{i-1}} \right)^p \Delta h_{i-1} + \left(\frac{\partial f_i}{\partial h_i} \right)^p \Delta h_i$$

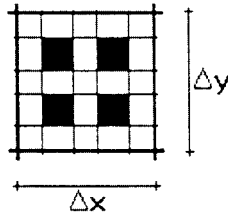
The above expression is used in the iterative process for the calculation of water depth corrections Δh^p described in the previous paragraph.

For the simulation of flooding of urban areas, two alternative approaches are possible. The first, most detailed, is to use a channel network type model; but this solution lies outside the subject of this chapter : interested readers should refer to Braschi, Gallati and Natale (1989). The second approach is to keep a two-dimensional representation of the flood and take into account that only part of the total built-up area is available for water storage or water flow. One of the first attempts to represent this two-dimensional situation was made by Braschi and Gallati (1989), who introduced the concepts of " urban porosity " and " transmissivity " of a built-up area, with clear analogy to flow in a porous fractured medium.

The same concept was used by Molinaro, Di Filippo and Ferrari (1994) to deal with flooding of urban areas.

Considering a particular cell of the grid of computation over an inhabited zone, the total area of the cell that can be flooded is generally reduced by the buildings whose area is not available for water storage.

En fait, si l'on examine le schéma suivant où les immeubles à l'intérieur de l'élément de calcul sont représentés en noir, il est possible d'indiquer que la surface effective « A_e » pouvant accumuler de l'eau est :



$$A_e = n_l \Delta x \Delta y + n_l \Delta y (1 - n_l) \Delta x$$

où :

n_l = rapport entre la « longueur libre » et la longueur totale (Δx ou Δy) de chaque côté de l'élément;

$\Delta x, \Delta y$ = longueur du côté de l'élément.

À partir de la relation ci-dessus, il est possible d'évaluer le rapport « n_A » entre la surface effective et la surface totale sous la forme d'une fonction de « n_l » :

$$n_A = \frac{A_e}{\Delta x \Delta y} = n_l + n_l (1 - n_l) = n_l (2 - n_l)$$

Les nouveaux paramètres « n_A » et « n_l » peuvent être désignés sous les expressions « porosité de surface » et « porosité linéaire » d'une zone construite.

Le paramètre « n_l » peut être défini sous la forme d'une fonction d'indices « i, j ».

L'équation de continuité sera alors modifiée en considérant la surface effective d'un élément et la « longueur libre » de chaque côté; la forme générale discrétisée de cette équation devient, pour un élément d'indices « i, j » :

$$n_l (2 - n_l) \frac{dh}{dt} + \frac{\tilde{n}_{i,j} q_{x,i+1} - \tilde{n}_{i,j} q_{x,i}}{\Delta x_i} + \frac{\tilde{n}_{i,j} q_{y,j+1} - \tilde{n}_{i,j} q_{y,j}}{\Delta y_j} = 0$$

où :

$$\tilde{n}_{i,i} = \min (n_{i,i}; n_{i,i+1}) \quad \tilde{n}_{i,j} = \min (n_{i,j}; n_{i,j+1})$$

Dans l'expression ci-dessus, les indices « i » et « j » sont omis, pour une question de simplicité, lorsqu'ils sont superflus.

L'expression sus-indiquée est implicitement basée sur l'hypothèse que l'eau ne peut pas pénétrer dans les immeubles, et cela est à peu près vrai au cours de la phase de montée rapide du niveau d'eau; par la suite, même si l'eau entre dans les immeubles, les variations de niveau dans le temps sont en général plus modérées de sorte que le terme de stockage est plus faible par rapport à ceux représentant l'échange d'eau entre des éléments adjacents.

Dans le paragraphe suivant, les Systèmes Informatiques Géographiques et la Télédétection sont brièvement décrits comme aide précieuse pour l'établissement de modèles bidimensionnels.

In fact, looking at the following scheme where the buildings inside a computational cell are drawn in black, it is possible to say that the effective area “ A_c ” that can store water is :

Fig. 35
Treatment of urban porosity
Traitement de la « porosité urbaine »

$$A_c = n_l \Delta x \Delta y + n_l \Delta y (1 - n_l) \Delta x$$

where:

n_l = ratio between the “ free length ” and the total length (Δx or Δy) of each cell side;

$\Delta x, \Delta y$ = length of the cell side.

From the above relationship it is possible to evaluate the ratio “ n_A ” between the effective area and the total area as a function of “ n_l ” :

$$n_A = \frac{A_c}{\Delta x \Delta y} = n_l + n_l (1 - n_l) = n_l (2 - n_l)$$

The new parameters “ n_A ” and “ n_l ” may be referred to as “ areal porosity ” and “ linear porosity ” of a built-up area.

The parameter “ n_l ” can be defined as a function of “ i, j ” indexes.

The continuity equation should then be modified considering the effective area of a cell and the “ free length ” of each side; following this line the general discretized form of this equation becomes, with reference to a generic “ i, j ” cell :

$$n_l (2 - n_l) \frac{dh}{dt} + \frac{\tilde{n}_{l,i+1} q_{x,i+1} - \tilde{n}_{l,i} q_{x,i}}{\Delta x_i} + \frac{\tilde{n}_{l,j+1} q_{y,j+1} - \tilde{n}_{l,j} q_{y,j}}{\Delta y_j} = 0$$

where :

$$\tilde{n}_{l,i} = \min (n_{l,i}; n_{l,i+1}) \quad \tilde{n}_{l,j} = \min (n_{l,j}; n_{l,j+1})$$

In the above expression “ i ” and “ j ” indexes are omitted, for the sake of simplicity, when they are superfluous.

The above expression is implicitly based on the hypothesis that water can not get into buildings, and this is approximately true during the phase of fast level growth; subsequently, even if water really gets into buildings, time level variations are generally more moderate so that the storage term is smaller with respect to those representing the exchange of water between adjacent cells.

In the following paragraph Geographical Information Systems and Remote Sensing are shortly described as a valuable support for setting up two-dimensional models.

9.5. SYSTÈME INFORMATIQUE GÉOGRAPHIQUE ET TÉLÉDÉTECTION : UNE AIDE POSSIBLE DANS LA MODÉLISATION BIDIMENSIONNELLE DE LA PROPAGATION D'UNE CRUE

La réalisation d'un modèle bidimensionnel d'onde de crue nécessite la connaissance des éléments suivants : données topographiques sur la zone étudiée, conditions initiales relatives aux niveaux d'eau, évolution dans le temps des conditions aux limites, et un certain nombre de paramètres de terrain dépendant de la solution mathématique adoptée. Un soin particulier doit être porté à la gestion de cette grande quantité de données. Une stratégie de gestion efficace des données doit viser à optimiser : les méthodes de stockage, les procédés de mise à jour et la création d'une interface entre les données et le modèle mathématique.

Pour l'étalonnage du modèle, il est recommandé d'utiliser les niveaux d'eau relevés au cours de précédentes crues.

Un modèle bidimensionnel de crue peut être constitué en divisant la surface du terrain en éléments de dimensions constantes ou différentes. Un élément particulier a ses propres types de sol et de couverture de terrain et ses propres caractéristiques morphologiques. Un Système Informatique Géographique (SIG) est très utile si l'on veut une gestion efficace de toutes ces données et la constitution d'une banque de données dans un format approprié. Un SIG peut aussi stocker des données sur des structures locales, telles que des ponts, canaux ou remblais, nécessaires pour la simulation de l'écoulement.

Un modèle de propagation de crue donne essentiellement des résultats de hauteur d'eau et de vitesse d'écoulement. Ces résultats varient d'un élément de calcul à l'autre, et dans le temps. Un SIG est un outil efficace pour la gestion, la visualisation et l'analyse de la grande quantité d'informations fournies par le modèle.

Une description précise de la morphologie du terrain nécessitera une grande quantité de données topographiques. De telles informations peuvent être fournies directement au modèle dans un format satisfaisant, en calculant le niveau de chaque élément de calcul à partir des données topographiques stockées dans le SIG. Des informations morphologiques sur les canaux, les remblais, les rivières, etc. sont également indispensables pour modéliser correctement l'écoulement d'eau. Par exemple, il est évident qu'une différence de quelques décimètres dans l'évaluation de la hauteur d'un remblai peut entraîner des modifications importantes des zones inondées dans une région relativement plate.

Les paramètres utilisés par le modèle pour décrire les caractéristiques du terrain, par exemple, la rugosité, seront définis à partir des données sur la couverture du sol stockées dans le SIG. Il importe d'identifier le type de couverture végétale, les terres agricoles, les zones urbaines, les couvertures de neige et de glace, etc. Dans les zones urbaines, il peut être utile de déterminer un coefficient de « porosité urbaine », donné par le rapport entre la surface réelle construite et la surface totale urbanisée (Molinaro, Di Filippo et Ferrari, 1994). Ce coefficient permet de tenir compte de l'effet des immeubles sur la retenue de l'eau correspondant à chaque élément de calcul.

9.5. GEOGRAPHICAL INFORMATION SYSTEM AND REMOTE SENSING: A POSSIBLE SUPPORT IN 2D MODELLING OF FLOOD PROPAGATION

The implementation of a 2D flood wave model typically requires the knowledge of : topographic data of the study area, initial conditions regarding water levels, time evolution of the boundary conditions and a number of land parameters depending on the adopted mathematical solution. Particular care has to be devoted to the management of this large amount of data. An efficient data management strategy has to optimise : the storage procedures, the updating strategies and the creation of an interface between the data and the mathematical model.

For the model calibration process it is useful to employ water levels recorded during previous floods.

A 2D flood model can operate dividing the terrain surface in cells of fixed or different extent. A single cell has its own type of soil, land cover and morphological attributes. A GIS is actually useful if we want an efficient management of all these data and the creation of the model input in a suitable format. A GIS can also store data about local structures like bridges, channels or embankments, usually necessary to simulate the water flow.

A flood propagation model gives essentially results of water height and water velocity. These outputs vary from cell to cell and from time to time. A GIS can be an efficient tool to manage, to visualise and to analyse the large amount of information produced by the model.

An accurate description of the terrain morphology must be based on the availability of a large amount of topographic data. Such information can be supplied directly to the model in the correct format by computing the elevation of each cell through the topographic data stored in the GIS. Additional morphological information about channels, embankments, rivers, etc. is also essential to correctly model the water flow. It is obvious that, for instance, a change of a few decimetres in the evaluation of the height of an embankment can introduce large modifications of the flooded areas in a near flat region.

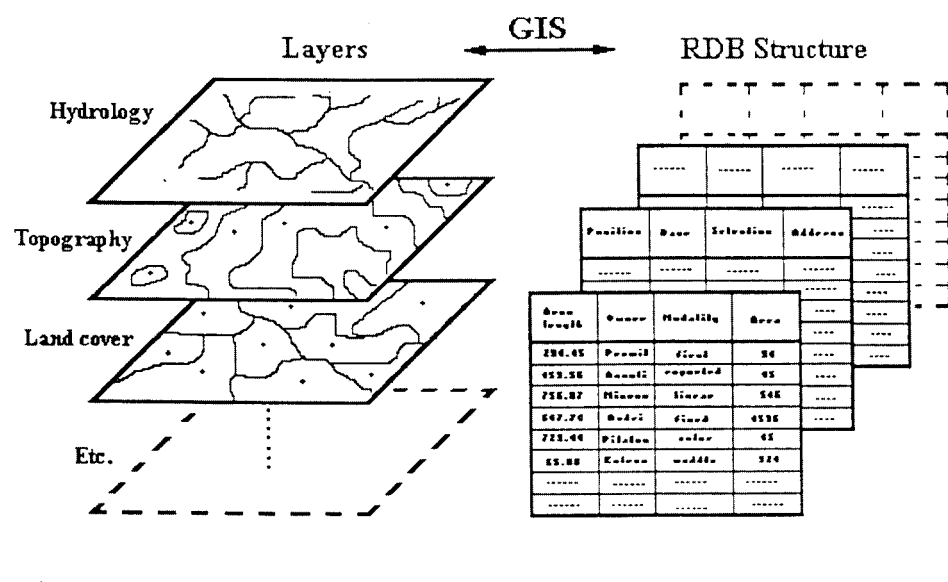
The land parameters used by the model to describe the terrain features, for example the roughness, have to be computed on the basis of the land cover data stored in the GIS. It is important to identify the vegetation cover type, the agricultural lands, the urban land, the snow and ice cover, etc. In urban areas it can be useful to define an “ urban porosity ” coefficient, given by the ratio between the actual built-up area and the total urbanised area (Molinaro, Di Filippo and Ferrari, 1994). This coefficient allows us to take into account the effective role of buildings on the water storage provided by every cell.

Des données sur l'emplacement et les caractéristiques des constructions résidentielles et industrielles, des réseaux de communications et d'autres ouvrages sont également utiles pour bien définir les caractéristiques du terrain. Ce type de données est également important pour bien analyser les dommages socio-économiques causés par une crue possible. Enfin, la connaissance des propriétés du sol est utile pour tenir compte de l'interaction sol/eau. Par exemple, des données sur la composition et la teneur en eau du sol sont importantes pour simuler les infiltrations d'eau au cours de la propagation d'une onde de crue.

Actuellement, les techniques SIG sont appliquées dans divers domaines des sciences de la Terre. En particulier, l'évolution actuelle vers des ordinateurs de faible coût et des logiciels bien adaptés a permis une gestion efficace des données géographiques dans un plus grand nombre de projets de recherche.

Un SIG est un « ensemble organisé d'ordinateur, logiciel, données géographiques et personnel, conçu pour recueillir, stocker, mettre à jour, exploiter, analyser et représenter, avec efficacité, toutes formes d'informations géographiques » (voir ESRI, 1990). Les éléments géométriques généralement adoptés pour décrire les éléments géographiques sont : des points, lignes et polygones. Les éléments géométriques décrivant les diverses caractéristiques d'une région sont stockés suivant divers niveaux (couches) du SIG. Des relations topologiques sont établies entre les éléments d'un niveau unique; par exemple, un polygone contient des points et est limité par des lignes. Une relation est établie entre les divers niveaux, à partir du système de coordonnées géographiques adopté. Enfin, les éléments géométriques peuvent se présenter sous forme d'informations numériques et descriptives gérées par un Système de Gestion de Banque de Données (voir Fig. 36). La technique SIG est un ensemble de procédures destinées à gérer les données géographiques. Cette technique permet d'organiser et stocker, analyser et extraire les données géographiques pour établir divers algorithmes, et de représenter et imprimer un ensemble de documents sélectionnés.

Un SIG peut contribuer de diverses façons à l'étude sur un modèle bidimensionnel de la propagation d'une crue. Dans le SIG, toutes les données



Data about position and features of residential and industrial structures, lines of communication, and other man-made constructions, are also useful to better define the terrain characteristics. This type of data is also important in order to better analyse social and economical damages caused by a possible flood. Finally, soil properties data are useful to take into account the soil/water interaction. For example, data about soil moisture and soil constitution can be important if we want to simulate water infiltration during a flood wave.

Nowadays the application of GIS techniques is diffused in different fields of Earth sciences. In particular the current evolution towards low cost hardware and friendly software has permitted the implementation of efficient geographical data management strategies in a larger number of research projects.

A GIS is “ an organised collection of computer hardware, software, geographic data, and personnel, designed to efficiently capture, store, update, manipulate, analyse and display all forms of geographically referenced information ” (see ESRI 1990). The geometrical elements usually adopted to describe the geographical elements are : points, lines, and polygons. The geometrical elements describing different features of a region are stored in different GIS layers. Topological relations are established among the elements of a single layer; for example, a polygon contains points and is bounded by lines. A relation is established among the different layers, on the base of the adopted geographical co-ordinate system. Finally the geometrical elements can have related numerical and descriptive information managed by a Relational Data Base Management System (RDBMS) (see Fig. 36). The GIS technique is a set of the procedures dedicated to the management of the geographical data. They allow the geographical data to be organised and stored, analysed and extracted for implementing various algorithms and to display and print a set of selected documents.

The implementation of a GIS can assist 2D flood propagation modelling in different ways. In the GIS all the terrain data necessary to describe the various

Fig. 36

GIS graphical layers and data structure

Niveaux graphiques et structure d'une base de données dans un SIG

Layers	<i>Niveaux</i>
Hydrology	<i>Hydrologie</i>
Topography	<i>Topographie</i>
Land cover	<i>Couverture du sol</i>
RDB Structure	<i>Structure de la base de données</i>

relatives au terrain, nécessaires à la description des diverses caractéristiques d'une zone, peuvent être facilement organisées et stockées; il est également possible d'établir les algorithmes en vue de préparer, dans un format pratique, les données pour un modèle mathématique. Le SIG peut être utilisé pour stocker les informations fournies par le modèle au cours d'une simulation. Le SIG peut également intervenir dans l'analyse des résultats fournis par le modèle.

La préparation des données de terrain nécessaires est un problème complexe car, même si ces données sont disponibles, elles peuvent se présenter sous divers formats et échelles, et avec différentes mises à jour. Le SIG peut être très utile pour la fusion de données provenant de diverses sources et ayant différents formats. Souvent, les données disponibles présentent une mise à jour insuffisante. Des modifications importantes peuvent survenir dans la couverture du terrain au cours des années. En outre, les données stockées dans un SIG deviennent rapidement obsolètes, en particulier dans les zones fortement urbanisées des pays en développement. Dans ce cas, un SIG peut être utile pour stocker rapidement les données recueillies et, si nécessaire, mettre à jour les données de terrain à partir d'images numériques télédéteectées.

La structure de la base de données d'un SIG doit être conçue pour stocker toutes les informations nécessaires à la préparation des données d'entrée pour les modèles mathématiques de propagation de crue. Les données, préalablement analysées, sont celles concernant : la morphologie du sol, la couverture du terrain et les constructions. À partir de cartes topographiques digitalisées, on peut stocker dans le SIG les lignes de niveau, les points existants ayant une cote de niveau, et le réseau de drainage. Ces données permettent d'établir un Modèle Digital en Niveaux (MDN) du type bitmap. L'utilisation d'un MDN est un moyen efficace pour fournir des données en cotes de niveau au modèle mathématique de propagation de crue. Le MDN bitmap est une grille de carrés réguliers avec une cote de niveau affectée à chaque nœud. La grille comporte des références géographiques et couvre toute la zone étudiée. Le pas de la grille doit être le plus petit parmi ceux utilisés par le modèle bidimensionnel. Une possibilité d'obtenir un MDN directement par images numériques satellitaires ou aériennes, en utilisant des techniques photogrammétriques numériques, est indiquée ci-après.

Des données sur la couverture du sol sont essentielles. Le SIG doit stocker les polygones définissant les divers types de couverture du terrain. Ces polygones peuvent être obtenus en digitalisant des cartes disponibles sur la couverture du sol de la zone étudiée. Si aucune carte récente n'est disponible, les techniques de télédétection peuvent être utilisées. L'identification des types suivants de couverture du sol est utile : masse d'eau, neige ou glace éternelle, zone résidentielle, zone industrielle, terre agricole, forêt et terrain rocheux. Des données sur le cycle saisonnier de la couverture végétale sont utiles, en particulier pour la classe « terre agricole ».

Des données sur les caractéristiques des diverses constructions (ponts, remblais, routes, etc.) existant sur la zone étudiée peuvent être stockées dans le SIG. Comme la connaissance des caractéristiques hydrauliques de ces constructions peut être utile pour une étude donnée, toutes les données correspondantes doivent être élaborées en vue de constituer les données pour le modèle mathématique bidimensionnel.

Des logiciels du commerce (par exemple, ESRI, 1989), fonctionnant sur un ordinateur approprié, peuvent constituer le support sur lequel sera établi le SIG.

characteristics of an area can be conveniently organised and stored. In the GIS environment it is possible to implement the algorithms to prepare the input data for a mathematical model in a convenient format. The GIS can be used to store the information produced by the model during a simulation. The GIS also provides tools that can be used during the analysis of the model output.

The retrieval of the necessary terrain data is a complex problem because, even when they are available, they can be of different formats, in different scales, and differently updated. The use of a GIS can be very helpful in merging data coming from different sources and having different formats. Often the existing data are not sufficiently updated. Significant changes can occur in land cover during years. Moreover, the data stored in a GIS rapidly becomes obsolete, especially in highly urbanised areas of developing countries. In this case a GIS can be useful to quickly store the retrieved data and, when it is necessary, to update the terrain data using remotely sensed digital images.

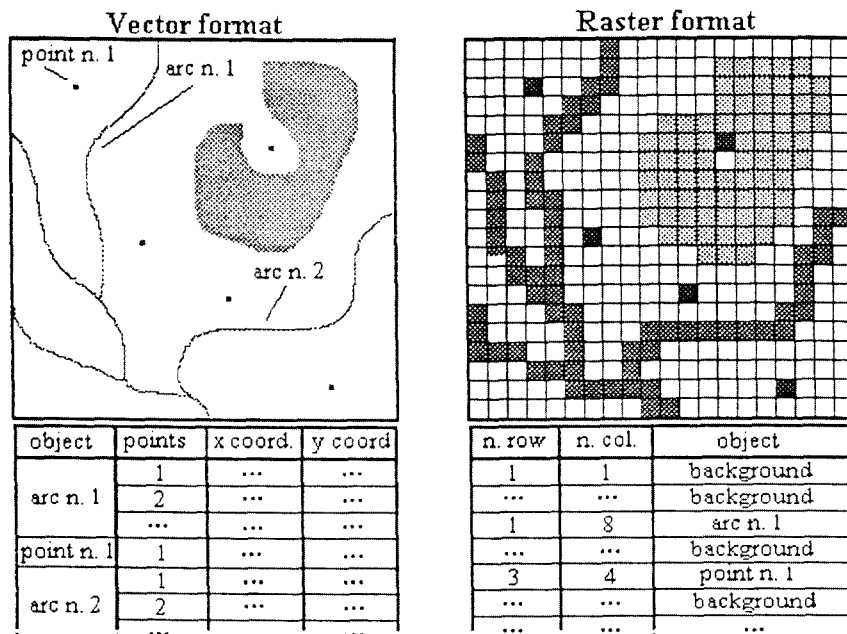
The GIS data structure must be designed to store all the data needed to compute the input for flood propagation mathematical models. The data, previously analysed, are those regarding: soil morphology, land cover, and man made structures. Through digitization of topographic maps: the contour lines, the existing points of elevation and the drainage network can be stored in the GIS. These data can be used to create a raster Digital Elevation Model (DEM). The use of a DEM is an efficient way to supply elevation data to the mathematical model of flood propagation. The raster DEM is a regular square grid with an elevation value at each node. The grid is geographically referenced and covers all the study area. The step of the grid has to be the smallest among those used by the 2D model. A possibility to obtain a DEM directly by satellite or aerial digital images, using digital photogrammetric techniques, is mentioned later.

Soil cover data are essential. The GIS must store the polygons defining the different land cover classes. These polygons can be obtained by digitising available land cover maps of the area. If no recent map is available, RS techniques may be used. The identification of the following fundamental land cover classes can be useful: water bodies, perennial snow or ice, residential land, industrial land, agricultural land, range land, forest land and rock. Data about seasonal cycle of vegetation cover can be useful especially for the agricultural land class.

Data about the features of different constructions (bridges, embankments, roads, etc.) present on the terrain can be stored in the GIS. As the knowledge of the hydraulic properties of these constructions can be actually important for a given study, all the related data must be elaborated to produce the input for the 2D mathematical model.

Commercial software tools (e.g. ESRI 1989), running on a suitable hardware platform, can be the environment on which to set up the GIS. Usually GIS software

Habituellement, le logiciel SIG fonctionne avec des données vectorielles et bitmap sous forme d'interface entre les deux types de format. Dans le format vectoriel, une ligne, par exemple, est représentée par un ensemble de paires de coordonnées correspondant à un certain nombre de points situés pour reproduire la forme de la ligne elle-même (Fig. 37). Le format vectoriel est spécialement adopté pour stocker des éléments géométriques (points, arcs, polygones), optimisant la mémoire de stockage. Le format bitmap utilise une grille de pixels ayant des dimensions fixes, un chiffre étant attribué à chaque pixel; les coordonnées des objets sont définies par leur position dans la grille (Fig. 37). Le format bitmap est adopté pour stocker des images numériques et, par exemple, le MDN. Toutes les données nécessaires au modèle mathématique peuvent être présentées dans un format bitmap sur une grille déterminée par la quantité d'éléments de calcul utilisés par le modèle.



Un changement des dimensions de la grille ou une mise à jour des données de calcul, entraînant une variation dans le modèle bidimensionnel de propagation de crue, peut être facilement géré au moyen du SIG. Les algorithmes de calcul, représentant l'interface entre les données SIG et le modèle mathématique, peuvent également être stockés dans le SIG.

Le SIG constitue un outil précieux pour représenter les données de terrain nécessaires et établir correctement un modèle bidimensionnel de propagation de crue (voir Fig. 38 donnant un exemple établi par ENEL-CRIS).

Les données contenues dans le SIG peuvent être mises facilement en interface avec les images numériques reproduites au moyen d'un logiciel de traitement de l'image (par exemple, ERDAS, 1991), permettant de réaliser cette opération sur des images aériennes ou satellitaires nécessaires dans la phase de mise à jour des données de terrain.

works with vector and raster data as an interface between the two types of format. In vector format a line, for example, is represented by a set of pairs of co-ordinates representing a number of points positioned to reproduce the shape of the line itself (see Fig. 37). Vector format is especially used to store geometrical elements (points, arcs, polygons) optimising the storage memory occupation. Raster format uses a grid of pixels having fixed dimensions with a number attributed to every pixel; the co-ordinates of the objects are defined by their position into the grid (see Fig. 37). Raster format is adopted to store digital images and, for example, the DEM. All the distributed data necessary for the mathematical model can be produced in raster format on a grid determined by the extent of the cells used by the model.

Fig. 37

Vector and raster formats

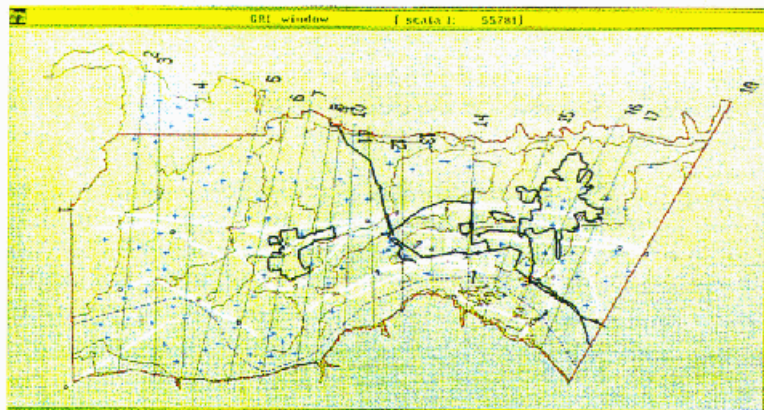
Formats vectoriel et bitmap

Vector format	<i>Format vectoriel</i>
Raster format	<i>Format bitmap</i>
N. row	<i>Numéro de la ligne</i>
N. col.	<i>Numéro de la colonne</i>
Object	<i>Objet</i>
Background	<i>Arrière-plan</i>
Arc n. 1	<i>Arc n° 1</i>
Point n. 1	<i>Point n° 1</i>

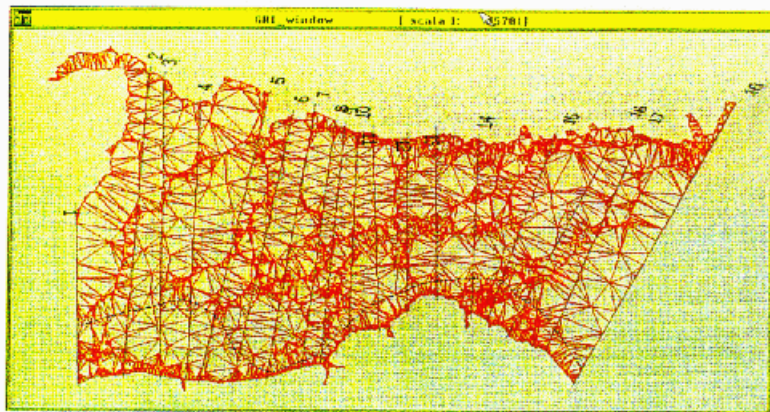
A change of the grid size or an updating of the input data which bring a variation in the 2D flood model, can be easily managed by means of the GIS. The computational algorithms that represent the interface between the GIS data and the mathematical model can also be stored in the GIS.

GIS can be a valuable tool to retrieve the necessary terrain data and correctly implement a 2D flood propagation model (see in Fig. 38 an example developed by ENEL-CRIS).

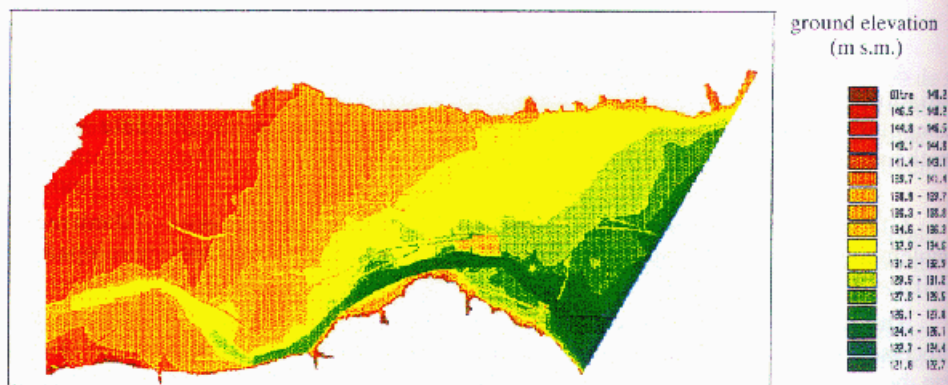
The data contained in the GIS can be easily interfaced with the digital images processed by means of an image processing software tool (c.g. ERDAS 1991) that can be adopted to perform the elaboration on the aerial and satellite images necessary in the phase of terrain data updating.



a) Representation of the digitized contours (brown) and points (blue) of known ground elevation; traces of levees, roads (white) and town boundaries and channels (black).



b) Grid of triangles used for the interpolation of the computational cell elevation.



c) Representation of the reconstructed ground topography on the computational grid used by the flood-wave mathematical model.

Fig. 38

Example of a two-dimensional model set up by means of a Geographical Information System

Exemple de modèle bidimensionnel établi à l'aide d'un Système Informatique Géographique

- | | |
|---|---|
| a) Representation of the digitized contours (brown) and points (blue) of known ground elevation; traces of levees, roads (white) and town boundaries and channels (black) | a) <i>Représentation des lignes de niveau (marron) et des points (bleu) digitalisés, d'altitude connue; traces de levées de remblai, de routes (blanc), et limites de villes et canaux (noir)</i> |
| b) Grid of triangles used for the interpolation of the computational cell elevation | b) <i>Grille de triangles utilisée pour l'interpolation des niveaux des éléments de calcul</i> |
| c) Representation of the reconstructed ground topography on the computational grid used by the flood-wave mathematical model | c) <i>Représentation de la topographie du sol reconstituée sur la grille de calcul utilisée par le modèle mathématique d'onde de crue</i> |
| Ground elevation (m) | <i>Altitude du sol (m)</i> |

L'expression « télédétection » (Remote Sensing) englobe tous les procédés relatifs à la collecte d'informations sur des objets, au moyen d'appareils situés à distance et n'étant pas au contact de l'objet.

Les appareils de télédétection peuvent fonctionner depuis diverses distances : depuis des plates-formes se déplaçant sur la surface de la terre, depuis des tours, depuis des avions ou des hélicoptères, et depuis des satellites artificiels en orbite autour de la terre à diverses hauteurs. Les appareils de détection montés sur satellites et avions sont spécialement utiles pour fournir des données de terrain.

Les caractéristiques d'un système de télédétection dépendent à la fois de la conception du détecteur et du mouvement de la plate-forme sur laquelle il est installé.

Les détecteurs d'images passifs sont largement utilisés pour étudier la surface de la terre. Ils fournissent des images numériques ou analogiques du sol par analyse du rayonnement solaire réfléchi. Ils fonctionnent en analysant la radiation électromagnétique dans différentes bandes à l'intérieur des sections visible et infrarouge du spectre.

Des systèmes actifs, avec émission de micro-ondes et analyse de la composante diffusée par le terrain, sont également utilisés pour observer et mesurer des phénomènes naturels.

La performance d'un système de télédétection peut être évaluée au moyen de quelques paramètres. La résolution de terrain est la mesure de la capacité d'observer de petits objets. La résolution spectrale est la capacité de séparer des objets en analysant leur aptitude à réfléchir les différentes composantes de la radiation électromagnétique. La résolution radiométrique est la capacité de distinguer des objets émettant, dans la même bande spectrale, des radiations de diverses intensités. Enfin, la résolution dans le temps concerne l'espace de temps entre deux images successives d'une même zone fournies par le système.

Les images Landsat et SPOT (Système Pour l'Observation de la Terre) sont aujourd'hui largement utilisées par la communauté scientifique pour l'établissement de cartes du terrain.

Le premier satellite de la série Landsat (Fig. 39) fut lancé en 1972 et placé sur une orbite presque polaire, en synchronisme avec le soleil (les différentes révolutions du satellite passent l'équateur au même temps local), à l'altitude de 900 km (Lillesand et Kiefer; Elachi; Amigheiti et al., 1994).

Le détecteur « Scanner Multispectral » (Multispectral Scanner Sensor - MSS), transporté à bord de satellites Landsat, fournit des images ayant un pouvoir de résolution de terrain de 80 × 80 m, avec analyse des rayonnements solaires réfléchis dans 4 bandes spectrales à une fréquence de 18 jours. En 1982, Landsat-4 fut lancé, avec à son bord le système cartographique thématique (Thematic Mapper - TM). Le système TM est un scanner multispectral, produisant des images dans 6 bandes spectrales, avec un pouvoir de résolution de terrain de 30 × 30 m. TM a également une bande thermique, ayant un pouvoir de résolution de 120 × 120 m, avec enregistrement du rayonnement émis par les surfaces naturelles à la température ambiante. Le système Landsat - TM a une fréquence de 16 jours. SPOT-1 lancé en 1986, transportant à son bord le détecteur « Haute Résolution Visible » (HRV), produit des images dans 3 bandes spectrales, avec un pouvoir de résolution de terrain de 20 × 20 m. Le détecteur HRV peut aussi produire des images en blanc et

The locution RS (Remote Sensing) indicates all the procedures relevant to the collection of information about objects with a remotely placed instrument not in contact with the object itself.

RS sensors can operate from different distances: from platforms moving on the earth surface, from towers, from helicopters or airplanes and from artificial satellites orbiting round the earth at different heights. The sensors mounted on satellites and airplanes are particularly useful when the need is to produce terrain data.

The characteristics of a RS system depend both on the sensor design and on the motion of the platform on which it is mounted.

Largely used to study the earth surface are the passive imaging sensors. They produce digital or analogical images of the terrain analysing the reflected solar radiation. They operate by analysing the electromagnetic radiation in different bands into the visible and infrared section of the spectrum.

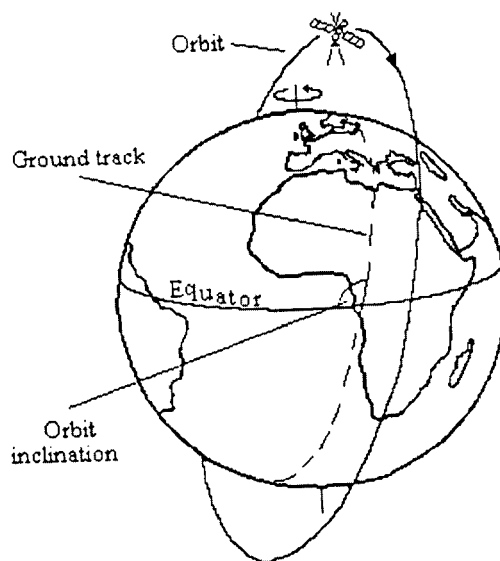
Active systems, emitting microwave radiation and analysing the component back-scattered by the terrain, are also used to observe and measure natural phenomena.

RS system performance can be evaluated through some parameters. The ground resolution is a measure of the capability to observe small objects. The spectral resolution is the ability to separate objects analysing their aptitude to reflect the different components of the electromagnetic radiation. The radiometric resolution is the ability to distinguish objects emitting, in the same spectral band, radiation with different intensity. Finally, the time resolution is related to the time distance between two consecutive images of the same area produced by the system.

Landsat and SPOT (Systeme Pour l'Observation de la Terre) images are today largely used by the scientific community to produce terrain maps.

The first satellite of the Landsat series (see Fig. 39) was launched in 1972 and placed into a sun-synchronous near polar orbit (any different satellite revolution crosses the equator at the same local time), at the altitude of 900 km (e.g. Lillesand and Kiefer; Elachi, see Amighetti et al., 1994).

The sensor Multispectral Scanner (MSS), carried on board of Landsat satellites, produces images with a ground resolution cell of 80×80 m, analysing solar reflected radiation in 4 spectral bands at a time frequency of 18 days. In 1982 Landsat-4 was launched carrying on board the Thematic Mapper (TM). TM is a multispectral scanner producing images in 6 spectral bands, with a ground resolution cell of 30×30 m. TM also has a thermal band, with a ground resolution cell of 120×120 m, registering the radiation emitted by natural surfaces at ambient temperature. The system Landsat-TM has a time frequency of 16 days. SPOT-1, launched in 1986, carrying on board the Haute Resolution Visible (HRV) sensor, produces images with 3 spectral bands and a ground resolution cell of 20×20 m. The sensor HRV can also produce black and white images with a ground resolution cell of 10×10 m. SPOT- HRV has a time frequency of 26 days but with its capability to produce off-nadir images, the same area can be viewed from different revolutions of the satellite



noir, avec un pouvoir de résolution de 10×10 m. Le système SPOT-HRV a une fréquence de 26 jours, mais, avec sa capacité de produire des images hors nadir, la même zone peut être observée depuis différentes révolutions du satellite sous diverses inclinaisons orbitales. Cette possibilité permet d'augmenter la fréquence jusqu'à 11 images dans le cycle orbital de 26 jours et de produire des vues stéréo du terrain. S'il est nécessaire d'améliorer la résolution géométrique ou la résolution dans le temps, il est possible d'utiliser des photos aériennes ou des images numériques produites par des scanners sur plates-formes aériennes. Les caractéristiques du détecteur et de la plate-forme doivent être étudiées avec soin afin de choisir ces images pouvant être utiles pour la collecte d'un type particulier de données de terrain.

Les images numériques ou analogiques produites par satellite ou par des détecteurs sur plate-forme aérienne peuvent être analysées manuellement ou à l'aide de techniques assistées par ordinateur en vue d'extraire des données de terrain qui seront ultérieurement exploitées par un SIG. Si ces images sont utilisées pour classer les couvertures du sol, elles doivent être corrigées géométriquement et radiométriquement. Les effets atmosphériques sur les images télédéteectées doivent être corrigés pour effectuer des études multitemporelles impliquant différentes images de la même zone (De Haan et al.; Amighetti et al., 1994). De nombreuses techniques ont été examinées dans le cadre de ce problème. Elles sont basées sur des données d'exploration atmosphérique recueillies au cours de la révolution du satellite, ainsi que sur des modèles mathématiques atmosphériques (Chavez; Knezyis; Richter; Basu et al.; Hill et Sturm; Amighetti et al., 1994).

Les effets topographiques sur la réflexion spectrale peuvent être corrigés en utilisant les données contenues dans un MDN (Modèle Digital en Niveaux), ce qui améliore la possibilité d'extraire des informations des images (Leprieur et al.; Civco; Janssen et al.; Amighetti et al. 1994). Il existe de nombreuses techniques permettant d'extraire des informations des images numériques; elles sont toutes désignées sous l'expression « traitement de l'image » (ERDAS; Jensen; Amighetti

Fig. 39

Sun-synchronous polar orbit of Landsat satellites

Orbite polaire, en synchronisme avec le soleil, des satellites Landsat

Orbit	<i>Orbite</i>
Ground track	<i>Trace sur la terre</i>
Equator	<i>Équateur</i>
Orbit inclination	<i>Inclinaison de l'orbite</i>

orbit under different inclinations. This opportunity increases the time frequency up to 11 images in the orbital cycle of 26 days and permits the production of stereo views of the terrain. If it is necessary to improve geometrical or time resolution it is possible to use air photographs or digital images produced by airborne scanners. The sensor and platform characteristics must be carefully considered to select those images that can be useful to collect a particular type of terrain data.

Digital or analogical images produced by satellite or airplane borne sensors can be analysed manually or with computer assisted techniques to extract terrain data that later have to be managed by a GIS. If we want to use these images for land cover classification they must be corrected geometrically and radiometrically. Atmospheric effects on remotely sensed images have to be corrected to perform multitemporal studies involving different images of the same area (e.g. De Haan et al., see Amighetti et al. 1994). Many techniques have been examined with regard to this problem. They are based both on atmospheric sounding data collected during the satellite overflight and on atmospheric mathematical models (e.g. Chavez; Kneyzis; Richter; Basu et al.; Hill and Sturm, see Amighetti et al. 1994).

The topographical effects on spectral reflectance can be corrected using the data contained in a DEM and this improves the possibility to extract information from the images (e.g. Leprieur et al.; Civco; Janssen et al., see Amighetti et al. 1994). There are many techniques to extract information from digital images; they are all collected under the locution " image processing " (e.g. ERDAS; Jensen, see Amighetti et al. 1994). The aim of image processing techniques in RS is the

et al. 1994). Le but du traitement de l'image en télédétection est la production d'images claires du terrain et la délimitation automatique des objets (par exemple, forêts, immeubles, lacs, etc.).

Les images numériques télédéteectées sont utilisables pour de nombreuses études de terrain (Tableau 2). Les techniques de télédétection et leur capacité de fournir des cartes de couverture du sol mises à jour présentent un grand intérêt lorsqu'il est nécessaire de rassembler les données de terrain pour la modélisation bidimensionnelle de la propagation d'une crue. Au moyen de l'analyse visuelle des images Landsat - TM, il est possible d'extraire des informations sur la couverture du sol destinées à des études hydrologiques (Trolier et Philipson; Amighetti et al., 1994). En particulier, il est recommandé d'utiliser les bandes TM3, TM4 et TM5 dans diverses compositions chromatiques. Le résultat encourageant est que « l'analyse visuelle d'images TM agrandies peut fournir un inventaire précis et à bon marché de la couverture et de l'utilisation des sols, présentant de l'importance sur le plan hydrologique ».

Tableau 2

Principales applications des bandes spectrales Landsat-TM

Bande	Limites mm	Nom de la bande	Applications
TM1	0,45-0,52	Bleue	Masses d'eau; zone côtière; sol et végétation; agriculture
TM2	0,52-0,60	Verte	Végétation; agriculture
TM3	0,63-0,69	Rouge	Distinction des espèces de plantes; agriculture
TM4	0,76-0,90	Près de l'infrarouge	Distinction des types de végétation; masses d'eau; humidité du sol
TM5	1,55-1,75	Mi-infrarouge	Végétation et humidité du sol; distinction neige/nuages
TM6	10,4-12,5	Infrarouge thermique	Végétation; humidité du sol; carte thermique
TM7	2,08-2,35	Mi-infrarouge	Types de minéraux et de roches; humidité de végétation

Les principaux résultats obtenus par des chercheurs au cours de l'analyse des diverses bandes spectrales en vue de classer les divers types de couverture du sol suggèrent que la télédétection a vraiment la capacité de dresser la carte de la couverture du sol, comme cela est exigé par le modèle mathématique de propagation de crue. Il est important de noter que la résolution géométrique fournie par les images satellitaires concorde généralement avec la dimension caractéristique des éléments actuellement utilisés dans la modélisation bidimensionnelle des ondes de crue.

Une classification type « utilisation du sol/couverture du sol » est celle proposée par Lillesand et Kiefer (voir Amighetti et al. 1994). À partir d'images Landsat - MSS, on peut distinguer grossièrement 9 classes de couverture du sol : zone urbaine, terre agricole, zone non cultivée, forêt, eau, marécage, terre aride, toundra, neige et glace éternelles. En utilisant des images Landsat - TM ou SPOT - HRV, la classe appelée « forêt » peut se subdiviser, par exemple, en : forêt à feuilles caduques, forêt à feuilles persistantes, et forêt mixte. La classe appelée « zone non cultivée » peut se subdiviser en : terre herbeuse, terre avec arbustes et broussailles, et terre mixte. De la même façon, on peut adopter d'autres classes de couverture du sol.

production of clearer terrain images and the automatic objects delineation (e.g. forests, buildings, lakes, etc.).

Digital remotely sensed images can be used for many terrain studies (Table 2). Remote sensing techniques, and their capability to produce updated land cover maps, can be really interesting when it is necessary to retrieve the terrain data necessary for 2D flood-propagation modelling. By means of Landsat-TM images visual analysis it is possible to extract information about land cover for hydrologic purposes (Troler and Philipson, see Amighetti et al. 1994). They found it particularly convenient to use the bands TM3, TM4 and TM5 in different chromatic compositions. The encouraging result was that “ visual analysis of enlarged TM images can provide an accurate and cost effective inventory of hydrologically important land use and cover ”.

Table 2
Principal applications of Landsat-TM spectral bands

Band	Limits mm	Band name	Applications
TM1	0.45-0.52	Blue	Water bodies; coastal zone; soil and vegetation; agriculture
TM2	0.52-0.60	Green	Vegetation; agriculture
TM3	0.63-0.69	Red	Plant species discrimination; agriculture
TM4	0.76-0.90	Near-infrared	Vegetation types discrimination; water bodies; soil moisture
TM5	1.55-1.75	Mid-infrared	Vegetation and soil moisture; snow/clouds differentiation
TM6	10.4-12.5	Thermal I.R.	Vegetation; soil moisture; thermal mapping
TM7	2.08-2.35	Mid-infrared	Mineral and rock types; vegetation moisture

The main results obtained by researchers in analysing the different spectral bands to obtain land cover classification suggest an actual capability of RS to map the land cover as needed by a flood propagation mathematical model. It is important to note that the geometric resolution provided by the satellite images usually matches the typical dimension of the elements at present in use for 2D flood wave modelling.

A typical land use/land cover legend is that suggested by Lillesand and Kiefer see Amighetti et al. 1994. Using Landsat-MSS images a coarse distinction of 9 land cover classes can be obtained. These classes are: urban, agricultural land, rangeland, forest land, water, wetland, barren land, tundra, and perennial snow and ice. Using Landsat-TM or SPOT-HRV images, the class named forest land can be subdivided, for example, in: deciduous forest land, evergreen forest land and mixed forest land. The class named rangeland can be subdivided in: herbaceous rangeland, shrub and brush rangeland and mixed rangeland. In a similar way it is possible to work with any other land cover class.

Les données fournies par des satellites, comme, par exemple, les images stéréo SPOT, permettent d'extraire un MDN (Modèle Digital en Niveaux) d'une zone montagneuse (Duperet; Ruesch et Laurore; Amighetti et al., 1994). Les techniques photogrammétriques sont applicables aux images numériques (produites par des détecteurs sur plate-forme aérienne ou satellite), en utilisant des ordinateurs et logiciels appropriés.

Enfin, on peut signaler qu'un procédé efficace de mise à jour de cartes thématiques peut se baser sur un traitement intégré d'images numériques satellitaires, de photos aériennes ou d'images numériques, de cartes topographiques et thématiques existantes, et d'observations in situ, mettant en oeuvre un système SIG et des logiciels appropriés de traitement de l'image.

Toutes les méthodologies décrites ci-dessus peuvent être utilisées pour une modélisation effective, fiable et précise d'une propagation de crue dans des zones de topographie complexe. Le schéma d'un tel système est représenté sur la Fig. 40 montrant les transferts de données et d'informations entre les différentes composantes du système. Comme exemple d'application de ces méthodologies effectuée par ENEL-CRIS, les résultats d'une simulation de crue sont présentés sur la Fig. 41. En particulier, l'étendue de la zone submergée est indiquée; elle est superposée sur le modèle numérique de terrain. Sur la même Figure, le champ d'écoulement est représenté avec indication de la direction locale de la vitesse d'écoulement.

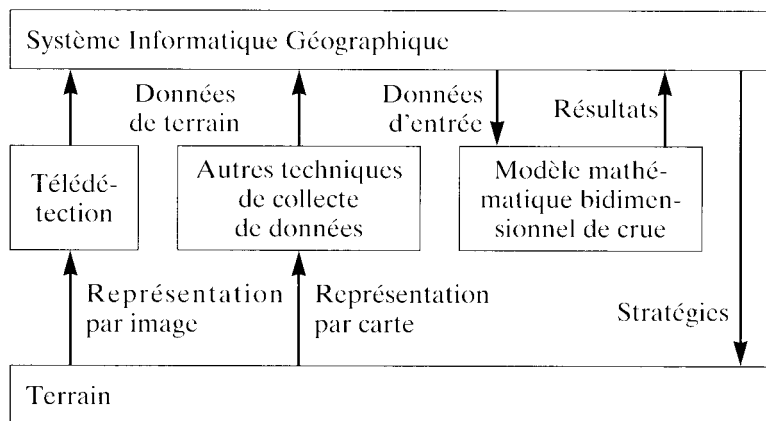


Fig. 40

Structure d'un système intégré

Satellite data, as for example SPOT stereo images, can be used to extract a DEM of a mountainous area (e.g. Duperet; Ruesch and Laurore see Amighetti et al. 1994). Photogrammetric techniques can be applied to digital images (produced by airborne or satellite sensors) operating with suitable hardware and software resources.

Finally it can be said that an efficient thematic maps updating procedure can be based on an integrated use of satellite digital images, aerial photography or digital images, existing topographic and thematic maps and in situ surveys, working in a GIS environment and with suitable image processing software tools.

All the methodologies described above can be implemented in a modelling system for efficient, reliable and accurate simulation of flood propagation in areas of complex topography. The scheme of such system is shown in Fig. 40 in which the fluxes of data and information of the different system components are shown. As an example of application of these methodologies carried out by ENEL-CRIS, the results of a flood simulation are presented in Fig. 41. In particular the extension of the flooded area is shown; it is superimposed on the digital terrain model. In the same Figure a detail of the flow field is represented in which the local direction of the water velocity is seen.

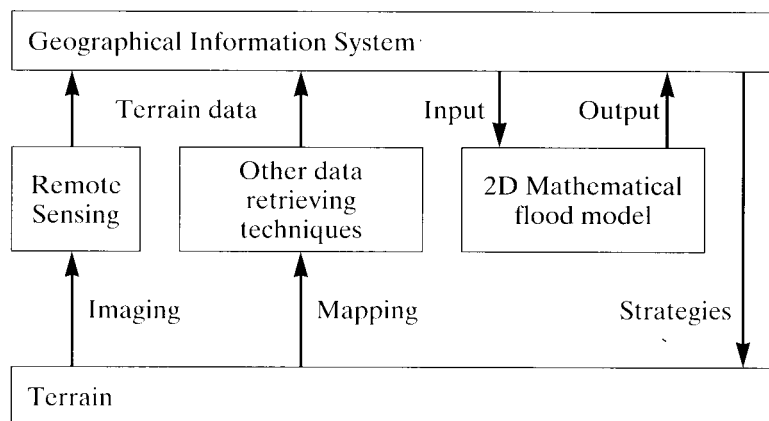
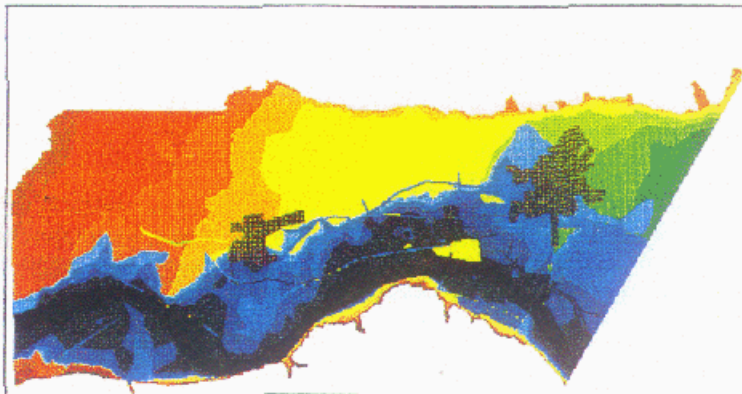
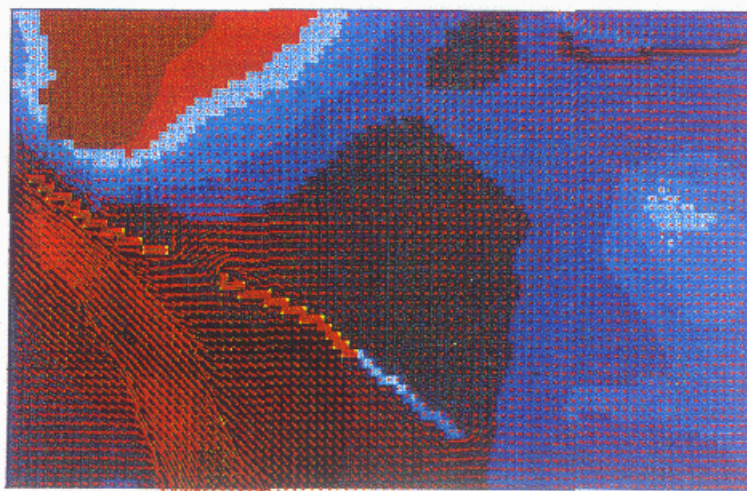


Fig. 40
Integrated system structure



a) Representation of the flooded area computed by means of the 2D flood-wave model



b) Detail of the velocity field

Fig. 41

Example of flood wave study carried out using a 2D model in connection
with a Geographical Information System

*Exemple d'étude d'onde de crue mettant en œuvre un modèle bidimensionnel
associé à un Système Informatique Géographique*

- | | |
|---|--|
| a) Representation of the flooded area computed by
means of the 2D flood-wave model | a) <i>Représentation de la zone inondée calculée sur le
modèle bidimensionnel d'onde de crue</i> |
| b) Détail of the velocity field
Water depth (m) | b) <i>Détail du champ des vitesses
Profondeur d'eau (m)</i> |

10. ÉTUDE DES ONDES DE RUPTURE DE BARRAGE SUR MODÈLES PHYSIQUES

10.1. HISTORIQUE DES MODÈLES PHYSIQUES D'ONDES DE CRUE ET D'ONDES DE RUPTURE DE BARRAGE

Les premiers essais pour étudier le phénomène d'écoulement non permanent dans des canaux furent réalisés au cours du siècle dernier. Les expérimentations et les observations de Bidone (1826), Scott-Russell (1845) et Bazin (1865) permirent de décrire les ondes de translation dans un canal. Les remarquables mesures de Bazin dans des grands canaux, avec ouverture rapide de vanne, peuvent être considérées comme les premiers essais de rupture de barrage dans le canal. Ses observations concernaient, d'une part, l'évolution de l'onde négative dans un réservoir et, d'autre part, la propagation de l'onde positive dans la partie aval du canal. Ces observations *in situ* furent suivies des recherches théoriques fondamentales de Saint-Venant (1871) et spécialement de celles de Boussinesq (1877) qui décrit l'écoulement non stationnaire de l'eau dans des canaux à écoulement libre, au moyen d'équations différentielles.

La construction de grandes usines hydroélectriques sur des rivières, au début de ce siècle, mit en évidence l'importance des ondes de translation créées par le fonctionnement hydraulique au seuil. Le problème de la grandeur du débit de pointe en cas de rupture totale ou partielle d'un barrage prit également de l'importance, ainsi que la propagation de l'onde à l'aval de la brèche, le lit étant supposé sec. Ritter (1892) fut le premier à donner une solution analytique explicite du problème de l'onde de rupture de barrage, en négligeant, cependant, le frottement et en supposant un lit horizontal.

Les premiers essais systématiques de propagation d'onde de rupture de barrage sur un lit sec furent réalisés au Laboratoire d'Hydraulique de l'Université Technique de Graz (Autriche). Ces essais relatés par Schoklitsch (1917) furent conduits dans un canal en bois en laboratoire (0,6 m de largeur; 0,25 m de profondeur; 26 m de longueur) et dans un canal artificiel en terre (1,3 m de largeur; 1,0 m de profondeur; 150 m de longueur). L'ouverture d'une brèche fut créée en ouvrant rapidement une vanne à glissières. Les résultats furent comparés avec les observations de Bazin et avec la solution analytique de Ritter. Ces comparaisons permirent d'estimer les effets de résistance sur l'onde de rupture de barrage. Comme résultat, Schoklitsch note que le frottement n'a pas d'influence mesurable sur la vitesse, le profil et le débit au début de la vidange du réservoir à l'amont de la brèche. D'autre part, le front de l'onde à l'aval de la brèche ne présente pas la vitesse et la forme correspondant à la solution de Ritter, mais ressemble plus à une lame de houle comme observé par Bazin. Cependant, les données quantitatives déduites des recherches effectuées au Laboratoire de Graz sont assez maigres. Quelques années après Schoklitsch, Trifonov (1933), à Leningrad, utilisa un canal de laboratoire, installé par Eguiazarov (1931) au Laboratoire d'Hydroélectricité, pour réaliser une étude expérimentale de base sur la propagation d'une onde de rupture de barrage sur un lit sec. Les essais furent effectués dans un canal de 30 m de longueur, 0,4 m de largeur et 0,4 m de profondeur. L'influence du frottement fut

10. PHYSICAL MODELLING OF DAM-BREAK WAVES

10.1. HISTORY OF PHYSICAL DAM-BREAK AND FLOOD WAVE MODELLING

The first experiments undertaken to study the phenomenon of unsteady flow in channels were performed in the last century. The experimental works and the observations of Bidone (1826), Scott-Russell (1845) and Bazin (1865) allowed translatory waves in a channel to be described. The remarkable measurements of Bazin in large channels with a rapidly opened lock-gate can be considered as the first dam-break tests in a channel with basic flow. His observations concerned the evolution of the negative wave in a reservoir on the one side, and the propagation of the positive wave in the downstream part of the channel on the other side. These field observations were followed by basic theoretical researches of de Saint-Venant (1871) and especially by Boussinesq (1877) who described the unstationary movement of water in open channels with differential equations.

The construction of large power plants in rivers at the beginning of this century made evident the importance of translatory waves created by flow manipulation at the weir. Also, the question of the magnitude of the peak discharge in case of a partial or a total breaking of a dam gained importance as well as the propagation of this wave downstream of the breach in case of a dry bed. Ritter (1892) first gave an explicit, analytical solution of the dam-break wave problem, neglecting, however, the friction and admitting a horizontal bed.

The first systematic tests of dam-break wave propagation on a dry bed were performed at the Hydraulic Laboratory of the Technical University of Graz (Austria). These tests reported by Schoklitsch (1917) were conducted in a wooden laboratory flume (0.6 m wide, 0.25 m deep and 26 m long) and in an artificial earth channel (1.3 m wide, 1.0 m deep and 150 m long). The breaking was created by quickly removing a sluice gate. The results were compared to the observations of Bazin and to the analytical solution of Ritter. These comparisons enabled the effects of resistance on the dam-break wave to be estimated. As result, Schoklitsch notes that friction has no measurable influence on the velocity, the profile and the discharge at the beginning of the emptying of the reservoir upstream of the breach. On the other hand, the tip of the wave downstream of the breach does not present the velocity and the form corresponding to Ritter's solution but looks more like a surge as observed by Bazin. However, the quantitative data available from the investigations in Graz is rather poor. A few years after Schoklitsch, Trifonov (1933) in Leningrad used a laboratory flume installed by Eguizarov (1931) at the Hydroelectric Laboratory to undertake a basic experimental study about the propagation of the dam-break wave on a dry bed. The experiments were performed using a 30 m long flume, 0.4 m wide and 0.4 m deep. The influence of the friction was studied by changing the roughness of the channel bed. A constant slope of the bottom of 4‰ was chosen for the study. To create the waves, a vertical gate was

étudiée en modifiant la rugosité du lit du canal. Une pente constante du lit de 4 ‰ fut adoptée pour l'étude. Pour créer les ondes, une vanne verticale fut ouverte soudainement et totalement. Les résultats montrent que la vitesse d'ouverture de la vanne, variant entre 0,45 et 0,9 m/s, n'a pas d'influence significative sur la propagation de l'onde. Comme prévu, la profondeur d'eau dans le réservoir a l'influence la plus marquée sur la forme longitudinale de l'onde et spécialement sur la vitesse du front de l'onde.

La rugosité du lit d'écoulement a également une forte influence. Néanmoins, les expériences étendues effectuées en laboratoire n'ont pas amélioré les solutions théoriques tenant compte de la résistance de l'écoulement. Dans le prolongement des essais réalisés à Graz et à Leningrad, le problème de l'écoulement non permanent fut étudié en divers endroits, en utilisant des installations de laboratoire ainsi que des observations *in situ*. Une priorité semble avoir été donnée au problème de la propagation des ondes de houle – ondes positives et négatives –, sans doute du fait que le frottement a un effet négligeable dans ce cas.

Par exemple, Boss (1927) présente les essais d'ondes, conduits dans un canal de 9 m de longueur et 0,5 m de largeur au « Flussbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe ». Meyer-Peter et Favre (1932) du Laboratoire de Recherches Hydrauliques de Zurich ont réalisé des essais sur modèles et des calculs concernant la propagation d'ondes dans un canal à l'aval d'une usine hydroélectrique. Au même laboratoire, Favre (1935) installa un canal de 73 m de longueur et de 0,4 x 0,4 m de section, et réalisa une série d'expériences fondamentales sur des ondes de translation.

Allen (1938) utilisa un modèle de la rivière Mersey (Grande-Bretagne) pour étudier la propagation d'une « onde longue ». Les expériences furent effectuées au Laboratoire Withworth de l'Université de Manchester. Levin (1942) signale dans un rapport qu'une étude expérimentale sur des écoulements non permanents dans des canaux à écoulement libre a été réalisée au laboratoire de recherches de la Société Hydrotechnique de France, à Grenoble (Beauvert), pour vérifier divers résultats théoriques.

Au cours de la Deuxième Guerre Mondiale, la rupture par bombardement des barrages Mohne et Eder, en Allemagne, dans la nuit du 16 au 17 mai 1943, démontra qu'une onde de crue dévastatrice pouvait être produite (voir Honoré, 1945). Plus grave que l'impact direct de l'onde fut la vaste inondation de la vallée industrielle à l'aval du barrage après vidange totale du réservoir. Cela produisit d'importants dégâts. Une lâchure d'eau d'un seuil en rivière peut également produire des ondes susceptibles de gêner le passage de la rivière par une armée.

Ces enseignements tirés des conséquences catastrophiques de ruptures de barrages en temps de paix et en temps de guerre, ont conduit de nombreux pays à effectuer des études de rupture de barrage sur modèles réduits hydrauliques.

De Marchi (1945) a publié les résultats d'une étude concernant la lâchure soudaine d'eau dans une vallée alpine, par suite d'une rupture de barrage. Le but de l'étude était d'estimer l'onde de crue dans la rivière Adda jusqu'à la ville de Tirano située à environ 48 km à l'aval du barrage de Cancano (Italie du Nord). L'idée de base était de simuler la rupture du barrage et la propagation de l'onde de rupture sur le premier tronçon, sinueux, de la vallée (13 km environ), au moyen d'un modèle

suddenly totally opened. The results show that the opening velocity of the gate varying between 0.45 and 0.9 m/s has no significant influence on the propagation of the wave. As expected, the depth of water in the reservoir had the most influence on the longitudinal shape of the wave and especially on the velocity of the wave's head.

The roughness of the channel bed is also of major importance. Nevertheless, the extensive laboratory experiments did not improve the theoretical solutions taking the resistance of flow into account. On the lines of Graz and Leningrad, the problem of unsteady flow was studied at different places using both laboratory installations and natural observations. The problem of the propagation of surges negative and positive waves seemed to be given priority, probably because friction has only a negligible effect in this case.

For example, Boss (1927) reports upon surge tests conducted in a 9 m long and 0.5 m wide flume at the "Flussbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe". Meyer Peter and Favre (1932) of the Hydraulic Researches Laboratory in Zurich made model tests and calculations for the propagation of a surge in a downstream channel of a power plant. At the same laboratory, Favre (1935) installed a 73 m long flume with a cross section of 0.4×0.4 m and performed a set of fundamental experiments with translatory waves.

Allen (1938) used a model of the River Mersey (GB) to study the propagation of a "long wave". The experiments were made in the Withworth Engineering Laboratory of the University of Manchester. Levin (1942) mentions in his paper that an experimental study on unsteady flow in open channels has been realised at the research laboratory of the Société Hydrotechnique de France at Grenoble (Beauvert) to check different theoretical statements.

During the Second World War, the deliberate breaking of the Mohne and Eder Dams in Germany during the night of the 16th to 17th May 1943 demonstrated that a disastrous flood wave can be produced (see Honoré, 1945). Worse than the direct impact of the wave was the extended inundation of the industrialised valley downstream of the dam after the emptying of the whole of the reservoir. This gave rise to the important damages. The release of water from a weir in a river is also able to produce surge waves which may handicap the crossing of the river by an army.

These lessons of the catastrophic consequences arising from dam-break during both peace and war led many countries to conduct hydraulic model studies on the dam-break problem.

De Marchi (1945) published results on a study concerning the sudden release of water in an alpine valley in case of a breached dam. The aim of the study was to obtain an estimation of the flood wave in the river Adda down to the city of Tirano situated about 48 km downstream of the Cancano Dam site (Northern Italy). The basic idea was to simulate the dam-break and the propagation of the wave on the first, twisty part of the valley (about 13 km) with a physical model. For the rest of

physique. Pour le reste de la distance (35 km environ), où la vallée est plus régulière, la propagation de l'onde de crue dut être déterminée au moyen d'un modèle numérique. C'était la première fois qu'une telle étude était conduite avec l'aide d'un modèle physique simulant une situation naturelle. Le modèle à l'échelle 1/500 englobait un tronçon de la rivière d'environ 14,5 km, le réservoir étant situé à sa partie supérieure. Dans ce modèle, le barrage-poids (57 m de hauteur, 300 m de longueur en crête, construit en 1930) était représenté par une planche qui était rapidement et complètement enlevée pour constituer une rupture totale. Des essais furent aussi réalisés avec une brèche partielle de 60 m (largeur) × 20 m (hauteur), ces dimensions étant grosso modo de l'ordre de grandeur des brèches créées par bombardement des barrages en Allemagne.

Les résultats obtenus sur ce modèle physique concernaient : le débit en fonction du temps à trois emplacements, la vitesse du front de l'onde le long du tronçon, la vitesse et la profondeur de l'écoulement en fonction du temps à divers emplacements. Parmi les résultats publiés, on peut indiquer, par exemple, que le débit maximal le long de la vallée reproduite varie de 50 000 m³/s à 10 000 m³/s dans le cas d'une rupture totale et instantanée du barrage. Ces valeurs sont très éloignées des débits des crues naturelles de la rivière Adda dans cette région (crue de probabilité annuelle 0,001 = 400 m³/s). Les résultats obtenus sur le modèle pouvaient ainsi être utilisés comme conditions initiales ou conditions aux limites pour le calcul de l'onde plus à l'aval.

Quelques années plus tard, Levin (1952) utilisa des essais d'un barrage sur modèle physique. Le but de cette étude était l'établissement d'une méthode graphique de calcul de la propagation d'une onde de crue. Il put utiliser les essais réalisés au Laboratoire d'Hydraulique de Belgrade et concernant le barrage Medjourchye (25 m de hauteur) situé dans la vallée Morava près de la ville de Cacak (Tchatchak). Le modèle physique représentait un tronçon de 40 km, à l'échelle horizontale de 1/800 et à l'échelle verticale de 1/80. La rupture du barrage fut simulée par un effacement instantané et total du barrage-poids survenant avec un écoulement de base d'avant rupture. Levin fit ressortir que les essais sur modèle étaient nécessaires afin d'obtenir de bonnes données initiales pour le calcul de l'onde à des temps de 2 à 5 secondes après la rupture.

Ces expériences sur modèles physiques permirent de surmonter les difficultés survenant dans les calculs de l'onde au cours de la période suivant immédiatement la rupture, et d'observer le comportement de l'onde au cours de la très courte période suivant le début du mouvement. Des progrès notables dans la compréhension du phénomène d'onde de rupture de barrage sont dus à Dressler (1952). Il publia une théorie traitant analytiquement l'effet de résistance hydraulique sur l'onde de rupture, en particulier la propagation du front de l'onde sur un lit sec à des temps très proches de celui de la rupture. Whitham (1954) donna une autre théorie parallèle sur ce problème concernant la partie frontale de l'onde, les résultats étant très semblables à ceux obtenus par Dressler. Dressler (1954) compara les deux théories avec les résultats expérimentaux obtenus par l'US Bureau of Standards. Il présenta, au moyen de photos avec vitesse rapide de prise de vue, une interprétation intéressante de la propagation du front de l'onde sur un lit rugueux et sec à des temps proches de celui de la rupture. Il indiqua le moment où des effets turbulents deviennent significatifs pour l'écoulement et ralentissent la vitesse du front de l'onde.

the distance (about 35 km) where the valley is more regular, the flood wave propagation had to be determined with help of a numerical model. It was the first time that such a study was conducted with help of a physical model simulating a natural situation. The model at a scale of 1:500, embraced a stretch of the river of about 14.5 km with the reservoir at its upper end. In this model, the gravity dam (57 m high, 300 m wide, constructed in 1930) was represented by a board which was quickly and completely removed in case of a total breach. Tests were also done with a partial breach of 60×20 m (width \times height), chosen because the dimensions of the breaches created by bombing the dams in Germany were of this order of magnitude.

The results obtained with this physical model were the discharge versus time at 3 locations, the velocity of the wave front along the stretch, the velocity of the flow and the flow depth as a function of time at different places. Out of the published results, one can interpret, for an example, that the maximum discharge along the reproduced valley varies between 50 000 m³/s and 10 000 m³/s in case of the total and sudden breach of the dam. This quantity is very far from a natural flood discharge of the Adda river in this region (0.001 Annual Exceedance Probability Flood = 400 m³/s). The results obtained with the model could thus be used as initial or boundary conditions' for the wave calculation further downstream.

A few years later, Levin (1952) used tests performed on a physical model of a dam. The purpose of this study was to establish a graphical method of calculation of the flood wave propagation. He could utilise tests which were performed in the Hydraulic Laboratory of Belgrad for the Medjourchye Dam (25 m high) situated in the Morava Valley near the town of Cacak (Tchatchak). The physical model represented a stretch of 40 km at a horizontal scale of 1:800 and a vertical scale of 1:80. The dam failure was simulated by the sudden and total breaking of the gravity dam occurring with a basic flow situation before the rupture. Levin pointed out that the model tests were necessary to obtain good initial information for the wave calculation at times of 2 to 5 seconds after the breaking.

These experiments with physical models permitted the difficulties occurring for calculations of the wave during the initial time after the rupture to be overcome and also allowed observation of what happens in the wave during the very small time interval after the motion begins. Good progress in the understanding of the dam breach wave phenomenon is due to Dressler (1952). He published a theory which treated analytically the effect of hydraulic resistance on the dam break wave, especially the wave front propagation over a dry bed at time values close to the time of failure. Whitham (1954) gave another parallel theory on this problem of the tip region which leads to very similar results. Dressler (1954) made a comparison of both theories with experimental data obtained at the U.S. Bureau of Standards. He presented, on the basis of pictures obtained by highspeed photography, an interesting interpretation of what occurs with the wave front on a rough and dry bed at times close to the initial time. He showed the moment at which turbulent effects become significant for the flow and slow down the wave front velocity.

Au cours des années 50, de nombreuses études, incluant des modèles mathématiques basés sur les équations de Saint-Venant, ainsi que des essais expérimentaux, furent réalisées (par exemple, Nougaro, 1953). Une vaste recherche en laboratoire fut entreprise en 1956, aux États-Unis, par le Corps of Engineers (1961 a et 1961 b). Avant cette étude, seule une quantité limitée de données expérimentales était disponible dans la littérature. Il était donc important d'obtenir de bonnes informations sur les ondes résultant de ruptures de barrages dans un canal de modèle réduit. Ces expériences étaient nécessaires pour vérifier la fiabilité des méthodes théoriques et analytiques développées pour prédire l'onde de rupture de barrage. Les essais furent réalisés dans un canal en bois, de 120 m de longueur, 1,20 m de largeur, ayant une pente constante de 0,5 ‰.

La profondeur du réservoir au droit du barrage situé au milieu du canal était de 0,3 m. Différentes conditions d'essais furent adoptées : diverses dimensions de brèche de rupture, écoulement initial ou lit sec, rugosité naturelle ou artificielle du canal. Les résultats obtenus sont des enregistrements des niveaux en fonction du temps à divers emplacements à l'amont et à l'aval du barrage, ainsi que des vitesses en fonction du temps à des emplacements à l'aval du barrage. Les résultats empiriques publiés peuvent être très utiles pour des comparaisons avec des études analytiques.

Un événement important, la catastrophe de Malpasset (2 décembre 1959) où se produisit une rupture instantanée et presque totale du barrage, rappela à la communauté scientifique que la rupture d'un barrage pouvait causer un véritable désastre.

Une étude identique sur modèle fut entreprise en 1957, en Suisse, dans une station de recherches dépendant du Laboratoire de Recherches Hydrauliques de Zurich. Un modèle d'une vallée alpine très raide, la vallée de Reuss, fut réalisé à l'échelle 1/350. Cette vallée fut reproduite sur une distance de 45 km environ entre le barrage de Lucendro et le lac d'Uri. Outre le modèle de la vallée de Reuss, trois canaux d'essai étudièrent la vidange de réservoirs bi- ou tridimensionnels, avec diverses brèches instantanées, la propagation du front de l'onde sur un lit sec, avec des pentes variables, étant mesurée (VAWE, 1959). Le but initial de l'étude était l'établissement d'une fonction empirique décrivant l'hydrogramme du débit sortant au barrage (Biedermann, 1963), et l'évaluation de la déformation de l'onde en présence d'irrégularités topographiques (VAWE, 1960).

Le développement des ordinateurs au début des années soixante permit de calculer la crue résultant de la lâchure soudaine d'eau d'une retenue, ainsi que la propagation du front de l'onde sur un lit sec avec prise en compte de la topographie générale d'une vallée irrégulière. Les essais hydrauliques effectués à la station de recherches contribuèrent pour une large part au développement d'un programme de calcul sur ordinateur et ainsi de l'étude des ondes de rupture de barrage (Chervet et Dallèves, 1969).

10.2. MODÉLISATION DE LA PROPAGATION D'UNE ONDE DE CRUE

La formation et la propagation d'une onde de crue résultant de la rupture d'un barrage sont des phénomènes très complexes. Des changements extrêmement rapides de profondeurs et de vitesses d'écoulement, ainsi que d'importants

During the fifties, many different studies, including mathematical models based on the Saint-Venant equations as well as experimental tests, were conducted (as for example Nougaro, 1953). A broad laboratory investigation was started in 1956 in the USA by the Corps of Engineers (1961a and 1961b). Prior to this study only a limited amount of experimental data was available in the literature. It was therefore important to obtain good information about waves resulting from dam breaches in a model flume. These experiments were necessary to verify the reliability of theoretical and analytical methods developed to predict the flood resulting from dam-break. The tests were made in a wooden flume, 120 m long, 1.2 m wide with a constant slope of 0.5 ‰.

The depth of the reservoir at the dam situated in the middle of the flume was 0.3 m. Different test conditions with various breach sizes, with base flow or dry bed and with natural or artificial roughness of the flume were carried out. The results obtained are stage time records at various locations upstream and downstream from the dam as well as velocity versus time data at downstream stations. The published empirical data can be very helpful for comparisons with analytical studies.

An important event, the catastrophe of Malpasset (2nd of December 1959) with a dam failure corresponding to a sudden and almost total breaching of the dam reminded the scientific world that the rupture of a dam can cause disastrous damages.

A similar model study was started in 1957 in Switzerland at an outside research station of the Laboratory of Hydraulic Researches of Zurich. A model of an extremely steep alpine valley, the Reuss valley was simulated at a scale 1:350. This valley had been truly reproduced over a distance of about 45 km between Lucendro-Dam and the Lake of Uri. Besides the model of the Reuss valley, 3 flumes studied the emptying of 2- or 3-dimensional reservoirs with various sudden breaches measuring the wave front propagation on a dry bed with varying slopes (VAWE, 1959). The initial purpose of the whole study was to find some empirical function describing the outflow hydrograph at the dam (Biedermann, 1963) and to evaluate the deformation of the wave in the presence of topographic irregularities (VAWE, 1960).

The development of the computers in the early sixties made it possible to calculate the flood resulting from the sudden release of storage water as well as the propagation of a wave front on a dry bottom taking into account the most general topography of an irregular valley. The hydraulic tests made at the research station contributed widely to the development of this computer program and thus of the dam-break flow (Chervet and Dallèves, 1969).

10.2. MODELLING FLOOD WAVE PROPAGATION

The formation and propagation of flood waves due to the break of a dam is a very complex phenomenon. Extremely rapid changes in water depths and velocities and important transfers between potential and kinetic energies are present. The

transferts d'énergie potentielle et d'énergie cinétique se produisent. Les perturbations causées par la rupture se propagent à l'amont à travers la retenue, et à l'aval dans la rivière. Tout régime d'écoulement non permanent, soit fluvial, soit torrentiel, de même que des ondes de choc alternant avec un écoulement graduellement varié, peuvent se manifester.

En général, dans le cas d'une rupture progressive prenant un certain temps, les phénomènes hydrauliques sont plus progressifs de sorte que l'écoulement de crue peut faire l'objet d'une simulation. Par contre, si la rupture est très rapide ou même instantanée, comme dans le cas de barrages en béton, les phénomènes d'écoulement fortement non permanent sont difficiles à simuler de façon satisfaisante.

Si la simulation de la propagation d'onde de crue, au moyen de modèles numériques basés sur l'analyse dynamique unidimensionnelle (équations de Saint-Venant) est devenue la norme, par contre dans certains cas l'utilisation de modèles bidimensionnels plus adaptés semble nécessaire (Fread, 1988, 1993); Cunge et al., 1980; Hydrologic Engineering Center, 1977). Ces modèles numériques, les équations fondamentales qui s'y rapportent et la sensibilité à certains paramètres ont été amplement vérifiés dans des canaux expérimentaux en laboratoire. Des étalonnages des modèles et des applications à des cas réels de rupture de barrage furent également exécutés (voir Fread, 1989; Faure et Nahas, 1965). Toutefois, d'importantes difficultés apparaissent dans les modèles mathématiques, dans les cas de sections transversales très irrégulières, de pentes raides, de fortes sinuosités et de changements brusques dans les vallées naturelles. Les ondes de choc et les phénomènes locaux survenant dans de tels écoulements rendent la simulation très difficile. Il en est de même lorsque l'écoulement se jette contre les versants de vallées étroites, ou déverse sur des points bas, ou lorsqu'il existe des effets d'inversion ou de remous le long d'affluents. Aussi la modélisation de la propagation de l'onde de rupture de barrage n'a-t-elle pas été complètement résolue pour toutes les situations. Chaque cas particulier doit être examiné avec soin afin de choisir la technique de modélisation qui lui convient le mieux (Cunge et al., 1980). Ces problèmes concernant des modèles numériques sont signalés dans les recommandations relatives aux plans d'alerte en cas de rupture de barrage, établis dans certains pays. En France, par exemple, les profondeurs d'eau calculées sont augmentées de 15 %, ou au moins de 1 m, et les temps de propagation sont diminués de 13 % (voir Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages, 1982; Benoist, 1989).

Il est nécessaire de mieux connaître le phénomène de propagation, domaine où des modèles physiques peuvent être très utiles. La similitude de Froude est utilisée puisque les forces de gravité prédominent, mais un examen approfondi des effets d'échelle est toujours nécessaire (Vasco Costa, 1984). Le problème fondamental des modèles réduits est leurs grandes dimensions. La modélisation de tronçons de rivière atteignant des centaines de km à l'aval d'un barrage est coûteuse et demande beaucoup de temps. Les échelles utilisées varient de 1/300 à 1/800. Une échelle de 1/500 est généralement recommandée pour ce type de modèle. Du fait de ces grandes échelles, la simulation précise des conditions de rugosité est difficile. Le modèle est, en général, réalisé en ciment lissé ou en polyester (Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages, 1982). Les appareils de mesure pour écoulement rapidement varié doivent être étalonnés et adoptés (Sharp, 1981). Dans certains cas, la topographie complexe des vallées naturelles a été simplifiée en se limitant aux caractéristiques élémentaires, mais cela entraînait d'importantes erreurs de l'ordre de

disturbance caused by the break propagates upstream through the reservoir and downstream, in the river. Every unsteady flow regime, either subcritical or supercritical, as well as shock waves alternating with gradually varied flow, might occur.

Generally, in the case of a gradual breach taking a long time, the hydraulic phenomena are more gradual so that the flood routing approach is suitable for the simulation. However, if the break is very rapid or even instantaneous, as in case of concrete dams, the highly unsteady flow phenomena are difficult to simulate reliably.

While the flood wave propagation simulation by numerical models based on onedimensional dynamic analysis (Saint-Venant equations) has become the norm, in certain cases the use of more efficient two dimensional models seems to be necessary (see Fread (1988, 1993), Cunge et al. (1980), Hydrologic Engineering Center (1977)). These numerical models, the basic equations involved and the sensitivity to certain parameters were widely checked in experimental flumes. Some model calibrations and applications to real dam break cases were also carried out and a good agreement was generally observed (see Fread (1989), Faure and Nahas (1965)). However, important drawbacks in mathematical models were shown in the case of highly irregular cross sections, steep slopes, high sinuosity and sudden changes in natural valleys. The secondary shock waves and local phenomena involved in such deviating flows make the simulation very difficult. The same happens in the case of plunging flow against the sides of narrow sections, including the spilling over the lowest elevations, or in the case of reversing or backwater effects along tributaries. Therefore the modelling of the dam-break floodwave propagation has not been completely solved for all situations. Each particular case must be carefully examined in order to choose its appropriate modelling technique (see Cunge et al. (1980)). These problems with numerical modelling are reflected in the guidelines for dam-break emergency plans in some countries. In France for example, the computed water depths are increased 15 % or at least 1 m and the flood times are reduced 13 % (see Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages (1982), Benoist (1989)).

There is a need for a better understanding of the propagation phenomenon, an area in which physical models can be very useful. The Froudian similarity is used since gravity forces are dominant but a careful examination of the scale effects is always necessary (see Vasco Costa (1984)). The basic problem for the scale models is their large size. The modelling of reaches up to hundreds of kilometres downstream from a dam is costly and time consuming. The scales used range between 1:300 and 1:800. A scale of 1:500 is generally advisable for this kind of model. These large scales make it difficult to accurately simulate the roughness conditions. The model is usually built as smooth as possible in smoothed mortar or polyester (see Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages (1982)). The appropriate instruments for rapidly varied flow must be calibrated and used (see Sharp (1981)). In some cases the complex topography of the natural valleys was simplified to the elementary features but important errors of the order of + 30 % in water depths and - 20 % in propagation times resulted (see Faure and Nahas

+ 30 % sur les profondeurs d'eau et de - 20 % sur les temps de propagation (Faure et Nahas, 1965). Pour essayer de résoudre ce problème des grandes dimensions, des modèles distordus ont été également utilisés, la distorsion étant de l'ordre de 10. Toutefois, la fiabilité des résultats est fortement réduite, en particulier dans le cas de vallées naturelles (Dassault et al., 1982). En définitive, des modèles non distordus, avec des échelles de l'ordre de 1/500, sont généralement préférés.

Très peu de publications présentent des comparaisons entre modèles physiques et cas réels, ou entre modèles physiques et modèles mathématiques (Faure et Nahas, 1965; Chervet et Dallèves, 1970; Rajar, 1972, 1978). Faure et al. ont étudié la rupture du barrage de Malpasset (2 décembre 1959) en comparant les observations réelles avec les résultats de modèle numérique et de modèles physiques distordu et non distordu. Le modèle non distordu s'est avéré le plus précis. Le modèle numérique et le modèle distordu étaient moins précis dans ce cas de vallée sinueuse et de changements brusques de section transversale.

Rajar (1972, 1978) a comparé un modèle numérique unidimensionnel, basé sur les équations de Saint-Venant, avec quatre modèles physiques (trois représentant des canaux et le quatrième une vallée naturelle). Le plus grand écart dans la comparaison modèle physique / modèle numérique est apparu dans le cas de vallées irrégulières et a atteint + 20 %. Cela est dû principalement à l'imperfection et donc à la validité limitée de la simulation d'écoulements réels, chaque fois qu'apparaissent des distributions de vitesses non-uniformes, des situations bidimensionnelles, un réseau d'écoulement ramifié, des pertes d'énergie dans des méandres de la rivière et des ondulations secondaires.

Il existe en Espagne une étude générale relative à l'évaluation de l'onde de crue maximale résultant d'une rupture de barrage (MOPU – Dirección General de Obras Hidráulicas, 1987); Yges, 1973). L'étude est basée sur la comparaison de modèles numériques (Fread, 1988) et de modèles physiques concernant une vallée réelle. Celle-ci était une vallée très escarpée, à très forte pente, très sinueuse et irrégulière, avec de fréquents resserrlements et élargissements. Le modèle à l'échelle 1/400 couvrait une distance de 12 km à l'amont du barrage et une distance de 14 km à l'aval. Comme conclusion qualitative et générale, il a été indiqué que la concordance entre les modèles était acceptable. Les profondeurs d'eau et les débits à la première section immédiatement à l'aval du barrage étaient pratiquement identiques. Un certain décalage dans le temps entre ces maxima était observé du fait que le modèle numérique n'était pas tout à fait capable de simuler la rupture presque instantanée réalisée dans les expériences. La propagation de l'onde à l'aval présentait des différences dans les profondeurs d'eau, les débits et les temps de propagation dans certains tronçons. Cela était attribué aux formes très irrégulières de la vallée, aux versants raides, aux méandres accusés (jusqu'à 180°) et aux changements importants et brusques de section transversale : tous ces facteurs provoquaient des phénomènes locaux difficiles à simuler numériquement. La Fig. 42 indique les profondeurs d'eau maximales. L'écart le plus important se situe à 2 km à l'aval du barrage, où l'onde ne suit pas le cours de la rivière mais heurte un versant de la vallée et déverse par-dessus. Cela provoque une perte de débit et une réduction de profondeur d'eau jusqu'à ce que le volume d'eau perdu retourne à la rivière. Le modèle numérique donne une profondeur d'eau de 94 m alors que le modèle physique donne une profondeur de 78 m, soit une erreur maximale de l'ordre de 20 %.

Le front d'onde s'atténue et disparaît au cours de la propagation à l'aval, en raison de l'élargissement de la vallée et, dans une moindre mesure, des pertes par

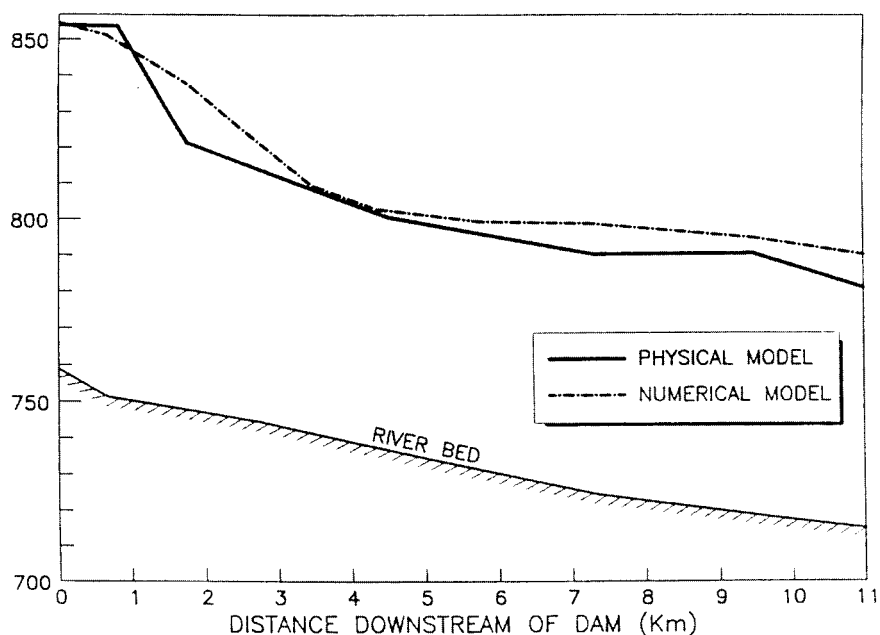
(1965)). To cope with the large sizes, distorted models were also used, with distortion around 10. However the reliability of the results is significantly reduced, especially in the case of natural valleys (see Dassault et al. (1982)). In conclusion non-distorted models with scales in the order of 1:500 are generally preferred.

Very few publications do a comparison between physical models and real cases or between physical and mathematical models (see Faure and Nahas (1965), Chervet and Dallèves (1970), Rajar (1972, 1978)). Faure et al. studied the break of the Malpasset dam (December 2nd 1959 (6)) by comparing real observations to the results of numerical and both distorted and non-distorted physical models. The non distorted model was the most accurate. The distorted and numerical models were less accurate in this case of a sinuous valley and sudden cross-section changes.

Rajar (1972, 1978) made a comparison between a one dimensional numerical model based on the Saint-Venant equations and four physical models, three of canals and the fourth of a natural valley. The maximum discrepancy in the physical/numerical comparison occurred dealing with irregular valleys and reached + 20 %. The main reason for that is the imperfection and thus the limited validity to simulate real flows whenever highly non-uniform velocity distributions, two-dimensional situations, branched river flow, losses in bends and secondary undulations appear.

There exists a general study in Spain for the evaluation of the maximum flood wave due to a dam-break (see MOPU - Direccion General de Obras Hidraulicas (1987), Yges (1973)). The study is based on the comparison of numerical (see Fread (1988)) and physical models concerning a real valley. This is a very abrupt, steep, sinuous, irregular valley with frequent contractions and expansions. The 1:400 scale model covered 12 km upstream and 14 km downstream from the dam. As a qualitative and general conclusion, the agreement between the models was acceptable. The water depths and discharges at the first section immediately downstream of the dam were virtually equal. A certain delay between these maxima was observed owing to the fact that the numerical model was not completely able to simulate the nearly instantaneous break achieved in the experiments. Despite that, the downstream wave propagation showed differences in water depths, discharges and propagation times in some reaches. This fact was attributed, to the highly irregular valley shapes, steep slopes, severe bends up to 180° and sudden, great cross section changes: all factors causing local phenomena difficult to simulate numerically. Fig. 42 shows the maximum water depths. The disagreement is higher in a 2 km reach downstream from the dam, where the wave does not follow the river path but hits a valley side and spills over it. This produces a loss of discharge and then a depth reduction as far as the lost volume is brought back to the river. The numerical water depth is 94 m while the physical one is 78 m, that is to say a maximum error around 20 %.

The wave fronts attenuate and disappear in the downstream propagation because of the valley enlargement and to a lesser degree due to the friction losses.



frottement. Le régime devient graduellement varié en même temps. Les profondeurs d'eau maximales dépendent de la hauteur du barrage, du volume de la retenue, de la forme de la vallée, de la distance au barrage, de la rugosité dans un moindre degré, et, évidemment, du mode et de la durée de rupture du barrage (Rajar, 1978). La hauteur d'eau initiale au droit du barrage et l'écoulement de base dans la rivière ont également une influence marquée sur la formation et la propagation de l'onde de crue. Plus le barrage est haut, plus la profondeur d'eau et la vitesse sont élevées. Plus le débit initial dans la rivière est grand, plus la propagation de l'onde de crue est rapide. L'effet de la rugosité sur la profondeur et la vitesse de l'onde de crue est relativement faible, comme cela a été démontré par des essais sur modèles physiques (Escande et al., 1961).

Les modèles physiques sont en principe très utiles pour l'étude de la propagation des ondes de rupture de barrage. Leur inconvénient porte sur leurs grandes dimensions et, par conséquent, sur leur coût élevé et la longue durée de leur construction et des études. C'est la raison pour laquelle ils ne sont pas d'un usage courant, et leur domaine d'application se limite généralement aux formes complexes de vallées ou à des situations, telles que : phénomènes locaux, ondes de choc, ondulations secondaires, etc., ne pouvant être convenablement simulés au moyen de modèles numériques (Cunge et al., 1980). Des modèles hybrides (physiques et numériques) sont parfois adoptés. Des données tirées du modèle physique dans les premières phases de la formation et de la propagation de l'onde sont utilisées, comme conditions initiales, dans un modèle numérique appliqué plus loin à l'aval (Escande et al., 1961); De Marchi, 1945; Kobus, 1980). En outre, les modèles réduits physiques sont essentiels pour une meilleure connaissance des phénomènes hydrauliques, et permettent des améliorations dans les modèles numériques.

Fig. 42
 Maximum water depths
Profondeurs d'eau maximales

——— Physical model	——— <i>Modèle physique</i>
- - - - Numerical model	- - - - <i>Modèle numérique</i>
Elevation (m)	<i>Cote (m)</i>
Distance downstream of dam (km)	<i>Distance à l'aval du barrage (km)</i>
River bed	<i>Lit de la rivière</i>

Then the regime is becoming gradually varied at the same time. The maximum water depths depend on the dam height, the reservoir volume, the valley shape, the distance from the dam, the roughness to a lesser degree and, obviously, the way and time in which the dam-breaks (see Rajar (1978)). The initial water depth at the dam and the base flow in the river have also a marked influence in the floodwave formation and propagation. The higher the dam the greater is the wave water depth and celerity. The greater is the base flow rate the faster is the floodwave propagation. The roughness effect on the floodwave depth and celerity is relatively minor as shown by some tests on physical models (see Escande et al. (1961)).

Physical models are in principle very useful for studying the propagation of the dam-break flood waves. Their disadvantage is the large size and, consequently, their high cost and long time for construction and study. That is why they are not of general use but the field of application is usually restricted to the complex shape of natural valleys or wherever local phenomena, shock waves, secondary undulations, etc. can not be properly simulated by means of numerical models (see Cunge et al. (1980)). Hybrid models (physical and numerical) are sometimes used. Data from the physical model in the first phases of wave formation and propagation are used to feed, as initial conditions, a numerical model applied far downstream (see Escande et al. (1961), De Marchi (1945), Kobus (1980)). In addition to that, physical scale models are an essential basis for a better knowledge of hydraulic phenomena, leading to improvements in numerical models.

11. MODÈLES NUMÉRIQUES DE RUPTURE DE BARRAGE. DISPONIBILITÉ ET CAPACITÉS

11.1. INTRODUCTION

Les modèles de rupture de barrage s'améliorent constamment en termes de complexité et de disponibilité. Si l'on consulte la documentation traitant d'hydraulique et de ressources en eau, on trouve chaque année au moins dix publications relatives à cette question. La plupart d'entre elles concernent des travaux de recherche et ne constituent pas un outil technique pour des utilisations pratiques. De récentes évaluations et comparaisons portant sur divers logiciels de modèle de rupture de barrage ont été effectuées par Wurbs (1985, 1987). Un questionnaire CIGB sur les modèles de propagation d'onde de rupture de barrage fut adressé, en 1990, à 41 organismes par le Sous-Comité 5 du Comité de l'Hydraulique des Barrages, et mis à jour en 1994. Les réponses ont permis d'identifier 27 codes de calcul présentés dans le présent chapitre. Ces codes de calcul constituent les principaux modèles utilisés pour une ARRB (Analyse de risque de rupture de barrage). Outre ces codes de calcul, il y en a certainement d'autres d'utilisation académique, et la liste présentée dans ce chapitre ne doit pas être considérée comme exhaustive.

11.2. INFORMATIONS SUR LES MODÈLES

Les Tableaux suivants fournissent des renseignements de base sur les modèles et leurs capacités :

- Nom de l'organisme et nom du modèle (Tableau 3)
- Disponibilité, ordinateur nécessaire, type de modèle (Tableau 4)
- Applications, mode d'utilisation approprié et pré-traitement (Tableau 5)
- Calculs sur modèle, post-traitement et interface d'utilisation (Tableau 6)
- Nécessités de formation, en semaines (Tableau 7)
- Développement et références (Tableau 8)
- Applicabilité des codes de calcul à d'autres études sur modèles (Tableau 9).

11.3. COMPARAISON DES CAPACITÉS TECHNIQUES

Les résultats de l'enquête précitée sont donnés dans les Tableaux 3 à 9. La comparaison des modèles numériques de propagation d'onde de rupture de barrage, signalés dans les réponses à cette enquête, conduit aux commentaires suivants :

Parmi les 27 modèles indiqués, deux sont des modèles simplifiés.

11. NUMERICAL DAM-BREAK MODELS. AVAILABILITY AND CAPABILITIES

11.1. INTRODUCTION

Dam-break models are constantly improving in terms of both complexity and availability. If one checks hydraulics and water resource publications, ten or even more publications related to this subject can be found annually. Most of them are of course related to research work and do not represent an engineering tool for practical use. Recent evaluations and comparisons on different dam-break modelling packages have been prepared by Wurbs (1985, 1987). An ICOLD questionnaire on Dam-Break Flood Routing Models, was sent out to 41 addresses by the ICOLD-Committee on Hydraulics for Dams, Subcommittee 5 in 1990 and updated in 1994. The responses identified 27 model packages, presented in this chapter. These packages represent the main models in use for DBHA. In addition to them there are certainly more in academic use and the listing provided in this chapter should not be considered as complete.

11.2. MODEL INFORMATION

The following Tables provide basic information on the models and their capabilities :

- Name of agency and name of the model (Table 3)
- Availability, computer requirements and model type (Table 4)
- Applications, user friendliness and pre-processing (Table 5)
- Model calculations, postprocessing and user interface (Table 6)
- Training requirements in weeks (Table 7)
- Development and references (Table 8)
- Applicability of the modelling package for other engineering modelling projects (Table 9).

11.3. COMPARISON OF TECHNICAL CAPABILITIES

The results of the inquiry are presented in Tables 3 to 9. The following comparison of the reported dam-break flood routing models is :

Among the 27 reported models two are purely simplified routing models.

Des options simplifiées sont incluses dans plusieurs modèles complets afin de permettre l'étude d'un écoulement torrentiel, à l'initiative de l'utilisateur ou comme option automatique. Dix (10) modèles concernent un lit d'écoulement unique, certains d'entre eux comportant une option d'écoulement unidimensionnel dans un lit majeur. Neuf (9) modèles sont pseudo-dimensionnels et concernent des réseaux d'écoulement, huit (8) modèles sont bidimensionnels, certains d'entre eux permettant d'étudier un écoulement unidimensionnel dans des zones où les effets bidimensionnels sont négligeables et de considérer un écoulement bidimensionnel si nécessaire.

La plupart des modèles sont établis pour des écoulements fluviaux sur lit mouillé. La demande actuelle de modèles pour écoulements fluvial + torrentiel sur lit sec est satisfaite par 14 modèles auxquels s'ajoutent deux autres disponibles en 1995.

Les problèmes de glace et de corps flottants peuvent être traités par 5 modèles, et ceux d'obstruction et de modification de rugosité dans le temps par 2 + 2 modèles (1995).

Le transport de sédiments est étudié sur 9 + 3 modèles (1995). La plupart des modèles (17) peuvent utiliser des ordinateurs centraux. Le traitement graphique est très courant sur des modèles exploités sur ordinateur personnel - PC (12 modèles). Seize (16) modèles peuvent être exploités sous diverses plates-formes UNIX, quatre d'entre eux sous Window X.

Il y a une forte tendance à améliorer l'exploitation des modèles et à ajouter des unités de pré- et post-traitement. Le procédé toujours le plus courant est la préparation manuelle des données d'entrée, mais pour plus de la moitié des modèles des options de préparation interactive des données sont disponibles. Des résultats de calcul sous forme graphique, ainsi que des résultats dans un format ASCII, sont courants.

Le pré-traitement des données de modèle est largement pratiqué dans 12 modèles et plusieurs modèles permettent une interface avec un système informatique géographique. L'information au cours des calculs est en général fournie dans un format ASCII. L'information graphique au cours des calculs est fournie dans 4 modèles et des calculs avec interaction assistée par ordinateur sont réalisés dans 2 modèles. La vérification de continuité (masse) est faite sur 8 modèles.

Les résultats d'étude sur modèle sont généralement présentés dans un format ASCII et le post-traitement est très courant dans des unités séparées. La plupart des programmes fournissent des résultats en une dimension sur les graphiques d'ordinateur. L'utilisation de graphiques en deux et trois dimensions devient de plus en plus courante (la moitié environ des modèles). Sept (7) modèles permettent une analyse et une comparaison des résultats assistées par ordinateur. Il est possible sur 11 modèles de préparer des sorties de données pour des analyses de risque de crue et un modèle en cours d'élaboration (1995) est destiné à l'étude du risque de crue et à l'organisation des opérations de secours, assistées par ordinateur.

Les nécessités de formation ont été évaluées dans trois cas :

a) 0,5-4 semaines : cours de formation pour des experts qualifiés en matière de modélisation hydraulique ;

Simplified routing options are included in several comprehensive models to permit supercritical flow routing either as a user initiated or as an automatic option. Ten (10) models are pure single channel models, some of them with a one-dimensional flood plain routing option. Nine (9) models are quasi two-dimensional, channel network models and eight (8) models are two-dimensional models, some of them with components to allow 1D routing in areas where 2-D effects are negligible and apply 2-D routing when necessary.

Most of the models are set up as subcritical wet routing models. The modern requirement for sub + supercritical dry routing models is at present fulfilled by 14 models and reported for two additional models to be available in 1995.

Floating debris and ice can be handled by 5 models and blockage and time dependent changes in roughness are included in 2 + 2 models (1995).

Sediment transport is available in 9 + 3 models (1995). Most of the models (17) may use mainframe computers. Computer graphics is most common for PC-computer models (12 models). Sixteen (16) of the models may be operated with different UNIX-workstation computers, 4 among them with X-Window.

There is a strong trend to improving user friendliness of models and add pre- and post-processing units. The most common is still the option to prepare the input data manually but for more than half of the models interactive input data preparation options are available. As well as ASCII outputs, computer graphics output is generally common.

Pre-processing of model data is extensive in 12 models and several models provide interface with a geographical information system. Information during the computations is generally provided in ASCII-format. Graphical information during computation is provided in 4 models and computer aided interaction to the model calculations is provided in 2 models. Continuity (Mass) check is provided by eight models.

Model results are generally provided in ASCII-format and post-processing is most common in separate units. Most of the programs provide 1-D results in computer graphics. The use of 2-D and 3-D computer graphics is becoming common (approximately half of the models). Seven models provide computer aided analysis and comparison of results. Eleven models provide the capability to prepare output for flood hazard or risk analysis and one model is reported to develop (1995) a computer aided flood hazard and rescue action planning module.

Training requirements have been evaluated for three different conditions:

- a) 0.5 - 4 weeks : training course for skilled hydraulic modelling expert;

b) 1-4 semaines : cours de formation pour des ingénieurs hydrauliciens sans expérience en matière de modélisation hydraulique;

c) 0,5-6 semaines : autoformation pour des experts en modélisation hydraulique.

Les durées de formation nécessaires ont été évaluées par les concepteurs des divers modèles ; ces durées varient avec la complexité et le mode d'exploitation des modèles, toute comparaison est difficile. Le développement de nombreux modèles débuta au début des années 1970 et se poursuivit dans les années 1980. Tous les modèles ont été mis à jour au cours de ces dernières années. Les modèles de rupture de barrage étant des outils très professionnels, il est évident que les modèles ont été principalement développés et utilisés à des fins de consultation et, en deuxième lieu, pour l'élaboration de logiciels et de projets. Il a été signalé, en général, que les modèles ont été testés en se servant de données de crues de rupture de barrages, et les données relatives à la rupture du barrage de Teton ont été celles les plus utilisées. Un grand intérêt s'est manifesté pour tester les modèles à partir de données d'essai susceptibles d'être fournies par la CIGB.

Les modèles de propagation d'onde de rupture de barrage sont également applicables à de nombreuses études générales d'écoulement. Une sélection des applications les plus courantes à des problèmes d'écoulement et les capacités des divers modèles sont indiquées dans le Tableau 9. Parmi les applications particulières, on peut citer : le transport de sédiments, l'exploitation interactive d'un barrage en temps réel, la modélisation concernant les problèmes de glace en rivière, le risque de crue et l'organisation des opérations de secours.

L'applicabilité de tout modèle spécifique dépend beaucoup du système informatique disponible. Les pré- et post-traitements dépendent spécialement de ce système. Cependant, l'utilisation de nouveaux moyens facilement disponibles, comme, par exemple, Window X et Motif, est devenue courante. Au cours de ces dernières années, ces moyens ont été utilisés sous diverses plates-formes informatiques, ce qui a permis de rendre l'adaptation et l'utilisation des divers modèles indépendantes du système informatique.

- b) 1-4 weeks : training course for hydraulic engineer without modelling experience;
- c) 0.5-6 weeks : self training for hydraulic modelling expert.

The necessary training time has been evaluated by the developers of the different models but as they vary with complexity and user friendliness of the models, it is difficult to make any comparison. The development of many models was started in the early 1970's and in the 1980's. All models have been upgraded in the last years. As dam-break models are highly professional tools it is clear that the development and use of the models has generally been primarily for need in consultancy and secondarily in the use for both, projects and software installation. It was generally reported that the models had been tested with dam-break flood data and the Teton dam-break has been the most general test data in use. There was a high interest stated to test the models with test data if it could be provided by ICOLD.

Dam-break flood routing models are also applicable for many general flow-routing applications. A selection of the most common flow-routing applications and the capabilities of the different models are presented in Table 9. Among the rarer specific applications are sediment transport, interactive real-time dam operation, river ice modelling as well as flood-hazard and rescue-action planning.

The applicability of any particular model depends very much on the computer system available. Pre and post processing is at present particularly dependant on the computer system. However the use of a number of new readily available tools, as for example X-Window and Motif, has become common. In recent years these have been supported by many hardware platforms and this will enable the adaptation and use of the various models to become independent of the computer system.

Tableau 3
Noms des modèles numériques de rupture de barrage
signalés au Comité CIGB de l'Hydraulique des Barrages

N°	Organisme	Nom du modèle
1	USA/National Weather Service	DAMBRK (original)
2	USA/National Weather Service	SMPDBK (Rupture de barrage simplifiée)
3	BOSS International	BOSS DAMBRK
4	HAESTED METHODS	HAESTED DAMBRK
5	Binnie & Partners	UKDAMBRK
6	Department of Water Affairs and Forestry Pretoria, South Africa	DWAF-DAMBRK
7	USA/COE-Hydrologic Engineering Center	HEC-programs (HEC-RAS)
8	Tams	LATIS
9	Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research (IWHR), PR China	DBK 1
10	Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research (IWHR), PR China	DBK 2
11	Royal Institute of Technology, Stockholm	TVDDAM
12	Cemagref	RUBAR 3
13	Cemagref	RUBAR 20
14	Cemagref	CASTOR
15	Delft Hydraulics	SOBEK
16	Delft Hydraulics	DELFT 2 D
17	Consulting Engineers Reiter Ltd.	DYX.10
18	ANU-Reiter Ltd.	DYNET-ANUFLOOD
19	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	RECAS
20	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	FLOOD 2D
21	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	STREAM
22	Danish Hydraulic Institute	MIKE 11
23	Danish Hydraulic Institute	MIKE 21
24	ETH Zürich	FLORIS
25	ETH Zürich	2D-MB
26	EDF - Laboratoire National Hydraulique	RUPTURE
27	EDF - Laboratoire National Hydraulique	TELEMAC - 2D

Table 3
Names of dam-break modelling reported to the ICOLD Committee
on Hydraulics for Dams

No.	Agency	Name of models
1	USA/National Weather Service	DAMBRK (original)
2	USA/National Weather Service	SMPDBK (Simplified Dambreak)
3	BOSS International	BOSS DAMBRK
4	HAESTED METHODS	HAESTED DAMBRK
5	Binnie & Partners	UKDAMBRK
6	Department of Water Affairs and Forestry Pretoria, South Africa	DWAF-DAMBRK
7	USA/COE-Hydrologic Engineering Center	HEC-programs (HEC-RAS)
8	Tams	LATIS
9	Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research (IWHR), PR China	DBK 1
10	Institute of Water Resources and Hydroelectric Power Research (IWHR), PR China	DBK 2
11	Royal Institute of Technology, Stockholm	TVDDAM
12	Cemagref	RUBAR 3
13	Cemagref	RUBAR 20
14	Cemagref	CASTOR
15	Delft Hydraulics	SOBEK
16	Delft Hydraulics	DELFT 2 D
17	Consulting Engineers Reiter Ltd.	DYX.10
18	ANU-Reiter Ltd.	DYNET-ANUFLOOD
19	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	RECAS
20	ENEL Centro di Ricerca Idraulica e Strutturale	FLOOD 2D
21	ENEL Centro di Recerca Idraulica e Strutturale	STREAM
22	Danish Hydraulic Institute	MIKE 11
23	Danish Hydraulic Institute	MIKE 21
24	ETH Zürich	FLORIS
25	ETH Zürich	2D-MB
26	EDF - Laboratoire National Hydraulique	RUPTURE
27	EDF - Laboratoire National Hydraulique	TELEMAC - 2D

Table 4 - Availability, computer requirements and model type
Disponibilité, ordinateur nécessaire et type de modèle

Subject/Sujet	Model numbers in reference to Table 3/ Les numéros des modèles sont ceux du Tableau 3																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Availability of the model / Disponibilité du modèle	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Only for consultancy / Uniquement pour consultation						x			x				x												x		
Delivery in connection with consultancy / Livraison dans le cadre d'une consultation								x			x				x			x									
Software available commercially / Logiciel disponible dans le commerce			x	x	x		x							x		x			x	x	x					OD	x
Software available at non profit costs / Logiciel disponible à un coût sans bénéfices	x	x			x						x							UNI	x								UNI
Computer configuration / Ordinateur nécessaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Mainframe computer / Ordinateur central	x	x					x	x	x	x	x	x	x			x	=		v	v	v		x	v		x	
Workstation (UNIX) computer / Plate-forme informatique (UNIX)	x	x					x				x	x			x	x	w	w		x	x	w	w	x	x		x
Personal computer PC 286 / Ordinateur personnel PC 286	x	x	x	x	•		x	x	x	x				x	•							x					

Table 5 - Applications, userfreeness and pre-processing Applications, mode d'utilisation approprié et pré-traitement

Subject/Sujet	Model numbers in reference to Table 3/ Les numéros des modèles sont ceux du Tableau 3																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Applications / Applications	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Subcritical wet routing/ Écoulement fluvial sur lit mouillé																											
Subcritical + critical depth routing/ Écoulement fluvial + profondeur critique																											
Subcritical dry bed/ Écoulement fluvial sur lit sec																											
Sub + Supercritical wet/Fluvial + torrentiel sur lit mouillé																											
Sub + Supercritical dry bed/Fluvial + torrentiel sur lit sec																											
Gradually varied/Graduellement varié																											
Shocks/Chocs																											
Floating debris and ice/Glace et corps flottants																											
Clogage and time dependent changes in roughness/Obstruction et changement de rugosité dans le temps																											
Sediment transport/Transport de sédiments																											
Userfreeness / Mode d'utilisation approprié																											
Input data file manually prepared/Fichier de données préparé à la main																											

Input data file interactively prepared/ Fichier de données préparé interactivement	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
ASCII - output/ Résultats-format ASCII	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
Graphical output/ Résultats graphiques	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			
Pre-processing/ Pré-traitement	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	
Digitizing cross sections/Digitalisation des sections transversales					x	G		x									x	G	x	G								
Digitizing map data/ Digitalisation des données cartographiques					x	G		x									x	/		x	G					x	G	
Graphical editing of cross-sectional data/ Préparation graphique des données concernant les sections transversales			x				x											x								x		
Graphical editing and modifications of contour lines data/ Préparation graphique et modifications des données concernant les lignes de niveau					x	G																						
2-3 D Graphical comp. grid/Grille de calcul graphique 2 et 3 D			x											x	x	x	x	x	x	x	x						x	G
Graphical checking and modification of hydrological data/ Vérification graphique et modification des données hydrologiques					x	G								x	x	x	x	x	x	x	x						x	G

1 - Available in 1995/Disponible en 1995; x - Dec workstation with operating system VMS/Plate-forme avec système d'exploitation VMS;
P - Plot of channel network, cross sections, longitudinal profile/Tracé graphique du réseau d'écoulement, des sections transversales, du profil en long; G - Uses geographical information system (GIS)/Utilisation du système informatique géographique (SIG); □ - Only particle tracking/Uniquement chemin des particules;
cd - Only editing/Uniquement préparation

**Table 6 - Model calculations, post processing and user interface
Calculs sur modèle, post-traitement et interface d'utilisation**

Subject/Sujet	Model numbers in reference to Table 3/ Les numéros des modèles sont ceux du Tableau 3																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Model calculations / Calculs sur modèle																											
ASCII-information during calculation/ Information-format ASCII au cours des calculs	x	x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Graphical observation of computational performance/ Observation graphique de la performance de calcul												x				x	x						pl				
Computer aided interactive model calculations/Calculs sur modèle avec interaction assistée par ordinateur																	x										
Others as check mass conservation/Autres, tels que vérification de la conservation de masse																	x	D	D	x		x					
Post-processing/ Post-traitement											x	x	x														
ASCII-graphics or tables/Graphiques- format ASCII ou tableaux	x	x	x	x	x	x	x	x	x																		
1-D graphs/Graphiques en une dimension			x	x	x	x	x	x	x																		
2-D graphs/Graphiques en deux dimensions			x	x	x	x	x	x	x																		
3-D graphs/Graphiques en trois dimensions			x	x	x	x	x	x	x																		
Computer aided analysis and comparison																											

**Table 7 - Training requirements in weeks
Nécessités de formation, en semaines**

Subject/Sujet	Model numbers in reference to Table 3/ Les numéros des modèles sont ceux du Tableau 3																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Training course for a)/ Cours de formation pour a)																											
	2	2	0.5		0.5	1	1	e	1	4	4	1	1	0.5	0	1+	2+	2				1	1	1	1		2
Training course for b)/ Cours de formation pour b)																											
	3*	2	1		1	2	1	e	2		1	2	1	0.2	1+	2+	3	3	4	4	4	3	2	2	2	2	3
Self training c)/ Autoformation c)																											
	6*	2	2		0.5	1	1	e			1	1	1	0.1	1+	2+	4	3				2	1	1	1	4	3

The following time requirements for training are based on three starting conditions / Les durées de formation nécessaires dépendent de trois situations :

- a) Skilled hydraulic engineer with experience in numerical modelling/a) Ingénieur hydraulicien qualifié avec expérience en matière de modélisation numérique
- b) Skilled hydraulic engineer with basic understanding of flow-dynamics, but without experience in numerical modelling/b) Ingénieur hydraulicien qualifié, avec connaissances fondamentales de la dynamique des écoulements, mais sans expérience en matière de modélisation numérique
- c) Self training, if efficient training manuals are available for an expert as defined in a)/c) Autoformation, si des manuels de formation efficaces sont à la disposition d'un expert, tel que défini en a)

* Highly variable/Très variable

+ Morphological computations need more training/Des calculs morphologiques nécessitent plus de formation

e Each package of HEC Software library/Chaque fourniture de logiciels HEC

**Table 8 - Development and references
Développement et références**

Subject/Sujet	Model numbers in reference to Table 3/Les numéros des modèles sont ceux du Tableau 3																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
Year when package was taken into operation/Année de mise en service du logiciel	78	84	86	86	82	88	(94) 68	71	83	83	89	76	90	92			86		87	91	83	85	82	82	93	75	89
Year of most recent update/Année de mise à jour la plus récente	88	88	93	89	89	91	(94) 90	90	90	90	90	92	93	94	94	94	94	95	92	94	92	94	94	91	94	82	94
Number of projects modelled in consultancy (DBHA)/ Nombre de projets modélisés en consultation (ARRB)	M	M	M	M	M	100	M	47	5	8		30	1	10	M	M	50		5	10	200	175	10	10	1	100	100
Number of software installation since taken into use/Nombre d'utilisations du logiciel depuis sa mise en service	M	M	M	M	2	11	M	20			1	3	1	10	M	M	17		1	1	2	M	70	10			12
Model testing with observations/Essai du modèle en se servant d'observations	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	N	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y	Y		Y	Y	Y	Y	Y
Availability of the test data/Disponibilité des données d'essai	Y	Y	Y	Y	Y	N	Y	Y	N	N	Y	Y	Y _p	Y _p			Y	Y	N	N	Y	Y	N	N	N	Y _p	Y

M - Many installations and work/Nombreuses utilisations; Y - Yes/Oui; Yp - Yes partially/Oui, en partie; N - No/Non; R - RAS package of HEC/Logiciel RAS de HEC.

The reference related to numbers of projects modelled in consultancy cover only dam-break hazard analysis (DBHA). Many of the models have been used in large numbers of the other application projects. Les indications concernant les nombres de projets modélisés en consultation couvrent seulement les analyses de risque de rupture de barrage (ARRB). Un grand nombre des modèles ont été utilisés dans de nombreuses autres applications.

Table 9 - Applicability of the modelling package for other engineering modelling projects
Applicabilité des logiciels de modélisation à d'autres études sur modèles numériques

Subject/Sujet	Model numbers in reference to Table 3/ Les numéros des modèles sont ceux du Tableau 3																										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
General natural flood routing/Propagation de crues naturelles	x		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x			x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Pressurized flow in conduits and pipes/Ecoulement en charge dans des conduites et tuyaux	x		x			x	y				y						x	x	x			x					
Channel waves in hydropower analysis/Ondes dans les canaux d'usines hydroélectriques	x		x	x	x	x	y										x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Polders and pumping stations/Polders et stations de pompage	x		x	x		x	y	x	x	x					x	x	x	x				x					y
Interactive simulation of operation hydrostructure/Simulation interactive de l'exploitation d'ouvrages hydrauliques																											
Combination of hydrological sub basin models with dynamic river model/Combinaison de modèles de sous-bassins hydrologiques avec un modèle dynamique de rivière	y					y	y	x	x	x	y				y	y	x	x	x			y	y	y			/
Real-time modelling/Modélisation en temps réel	y					x	y	x		x	y				x	x	x	x				y	y	y			
Sediment transport (moveable)/Transport de sédiments (mobile)	/						y				y				x	x	y	y				x	y	y	x	y	y
Water quality applications/Applications au problème de la qualité de l'eau							y	x	x	x	y				y	y	y	y				y	y	y	x		y
Thermodynamics, river ice engineering, winter conditions/																											

12. RECOMMANDATIONS

De nombreux pays, tels que la Finlande, la France, la Suisse, la Chine, l'Italie, l'Afrique du Sud et l'Espagne, ont des lois et règlements imposant des études de rupture de barrage. Aux États-Unis, il n'y a pas de loi fédérale générale exigeant de telles études, cependant un certain nombre d'états et d'agences fédérales les rendent obligatoires. Il y a certains pays qui n'ont pas de législation dans ce domaine. Toutefois, une tendance marquée se manifeste en faveur de l'établissement de règlements relatifs aux importantes questions de la sécurité et de l'exploitation des barrages.

Les études de rupture de barrage ont pour objectifs principaux :

1. d'obtenir des données de base pour l'établissement de plans d'alerte (cartes de submersion par les crues, propagation de l'onde de crue, évolution dans le temps de la propagation de l'onde de crue, etc.);
2. de recueillir des données de base pour la classification des risques associés aux barrages, en quantifiant les effets des ruptures de barrages et en les classant par catégorie;
3. Dans certains cas, d'évaluer les risques pour les grandes installations situées à l'aval, dont la destruction présente de graves dangers (centrales nucléaires, usines chimiques).

D'une manière générale, les prescriptions techniques à appliquer dans les études d'onde de rupture de barrage ne sont pas précisées par les lois et règlements. Ces conditions et hypothèses techniques figurent dans des « Recommandations » servant de guide pour la préparation de ces études, et sont généralement publiées par des organismes professionnels ou par les autorités de contrôle de la sécurité des barrages (Fread, 1988, 1989, 1993; Cunge, 1980; Hydrologic Engineering Centre, 1977; Faure, 1965; Groupe de travail du Comité Français des Grands Barrages, 1982; Benoist, 1989).

Le présent Bulletin n'a pas pour objectif de fournir une description détaillée des recommandations existantes, les lecteurs pouvant consulter les références sélectionnées. Il présentera, cependant, une synthèse des aspects fondamentaux communs à toutes les Recommandations.

La plupart des recommandations s'appliquent aux barrages que la CIGB a dénommés « grands », cependant leur application est plus large dans certains pays et il y a une tendance logique à les appliquer à tous les barrages à risque élevé et, par extension, aux barrages à risque significatif.

Le mode de rupture, ainsi que la forme et le développement de la brèche, dépendent du type de barrage. Pour les barrages en béton, l'hypothèse la plus courante est celle de la rupture presque instantanée (rupture soudaine), qui peut être totale ou partielle. Elle est généralement totale dans les barrages-voûtes et partielle, par plots, dans les barrages-poids et les barrages à contreforts. Dans les barrages en remblai, par contre, la rupture se fait par érosion (déversement ou renard) et progresse dans le temps, se développant à partir de formes géométriques initiales et pouvant s'étendre à tout le barrage. Néanmoins, dans certains pays, une telle rupture sera encore considérée comme soudaine (Vasco Costa, 1984).

12. GUIDELINES

Many countries, as for example Finland, France, Switzerland, China, Italy, South Africa and Spain, have laws and regulations which require dam-breach studies. In the United States, there is no general federal law requiring these studies, although a number of states and federal agencies do make them compulsory. There are other countries which do not have legislation on this issue. In general, however, there is a noticeable trend towards regulating such an important aspect of dam safety and operation in the near future.

The main aims of dam-break studies are :

1. to obtain basic information for Emergency Action Plans (flood maps, flood wave propagation, flood wave propagation intervals, etc.);
2. basic data for Dam Hazard Classification, quantifying the effects of dam-breaks and categorising these according to the risk to be borne in mind for the dam's safety;
3. in certain cases, to assess the risks for large, high hazard installations downstream (nuclear power plants, chemical factories).

Generally speaking, the technical requirements to be considered in dam-break flood analysis are not specified by laws and regulations. These technical conditions and hypotheses are set out in " Guidelines " which serve as guidance in the preparation of these studies, and are usually published by professional organisations or by dam safety supervisory authorities (see Fread, 1988, 1989, 1993; Cunge, 1980; Hydrologic Engineering Centre, 1977; Faure, 1965; Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages, 1982; Benoist, 1989).

The aim of this Bulletin is not to provide a detailed description of existing guidelines enabling readers to consult the references selected. However, it will provide a synthesis of those fundamental aspects which are common to all the Guidelines.

Most of the recommendations apply to the dams which ICOLD has classified as large, although their application is broader in certain countries and there is a logical tendency to apply them to all high hazard dams and, by extension, to significant hazard dams.

The mode of failure and the form and development of the breach depend on the type of dam. The most common hypothesis is that, in concrete dams, the break is almost instantaneous (sudden collapse) and can be either total or partial. It is usually total in arch dams and partial, by blocks, in gravity and buttress dams. In embankment dams, on the other hand, dam-break is by erosion (overtopping or piping) and progresses over time, evolving from initial geometric forms and can gradually extend over the whole dam. Nevertheless, in certain countries, this collapse would still be deemed a sudden one (see Vasco Costa, 1984).

Le niveau de retenue à prendre en compte sera, dans la plupart des cas, le niveau des plus hautes eaux, tenant compte de la surélévation de niveau, au-dessus du niveau normal de retenue, correspondant à la crue de projet. Dans les plus récentes recommandations et dans plusieurs règlements, la nécessité de considérer un plus grand nombre d'hypothèses de rupture (scénarios de rupture) et d'étudier les divers effets, en mettant en évidence les effets les plus dangereux, est clairement exprimée (Sharp, 1981). C'est ainsi qu'un scénario peut correspondre à une journée ensoleillée, la rupture du barrage, avec retenue à son niveau normal, étant causée par un séisme, un renard ou un défaut dans la structure du barrage; un autre scénario peut correspondre à une crue exceptionnelle avec submersion du barrage.

L'hydrogramme de rupture de barrage est généralement obtenu à l'aide de modèles mathématiques faisant intervenir des formules hydrauliques d'écoulement à travers des brèches, qui sont définies analytiquement. Il existe divers modèles ayant une large utilisation (Dussault et al., 1982). Certains pays recommandent que les résultats fournis par des modèles physiques soient pris en considération et que, dans tous les cas, les résultats soient comparés avec ceux déduits des modèles de prévision basés sur les critères statistiques de ruptures survenues dans le passé.

Dans le cas d'une série de barrages situés sur la même rivière, il est, en outre, recommandé de prendre en considération la possibilité de rupture en cascade des barrages (ou effet domino).

D'une façon générale, lors de l'établissement des plans d'alerte, on ne tient pas compte de la rupture simultanée de barrages situés sur différentes rivières, pouvant affecter le même site.

La géométrie du barrage et de la vallée à l'aval est déduite de plans et de cartes disponibles, et des levés topographiques particuliers sont exécutés si nécessaire, en vue d'obtenir les sections transversales des emplacements les plus significatifs de la rivière (villes, voies de communication, etc.).

En vue d'étudier **la propagation de l'onde de crue**, des modèles mathématiques unidimensionnels sont utilisés dans la plupart des cas, et un certain nombre de rapports et de publications recommandent ces modèles (Hydrologic Engineering Centre, 1977; Benoist, 1989; Chervet et al., 1970; Rajar, 1972; Rajar, 1978). Néanmoins, pour la propagation dans les lits majeurs ou pour les sections très irrégulières, et dans le cas de sinuosité accusée et de changements brusques de profils en travers de la vallée, des modèles dynamiques bidimensionnels ou des modèles physiques peuvent être recommandés. Le coefficient de rugosité du lit d'écoulement est généralement obtenu de façon empirique, à partir de données bibliographiques et de l'observation des sections, ou par étalonnage en se servant de cas observés dans le passé. Les valeurs obtenues nécessitent d'être augmentées afin d'obtenir des valeurs prudentes pour les profondeurs de submersion. Les modèles mathématiques permettent de calculer les niveaux d'eaux et les vitesses d'écoulement avec une précision de l'onde de 5 à 10 %, comme la simulation de ruptures réelles l'a montré (Faure, 1965; Rajar, 1972). Cette précision est obtenue de toute façon après étalonnage du modèle. Dans tous les cas, il est donc souhaitable d'analyser la sensibilité des paramètres adoptés comme hypothèses dans la simulation.

Bien que des progrès significatifs aient été réalisés, au cours de ces dernières années, dans la modélisation de rupture de barrage (brèche dans le barrage,

The reservoir-level to be considered would, in most cases, be the maximum level of the reservoir when completely full, bearing in mind the concomitant presence of design flood. In more recent guidelines and in several regulations, however, it is clearly felt that there is a need to contemplate a greater number of failure hypotheses (or failure scenarios), and to study the different effects, collecting the most adverse results (see Sharp, 1981). Thus, one scenario would involve a sunny day, with dam collapse at normal reservoir level, caused by earthquake, piping or a structural fault in the dam or foundation, and another might correspond to an extreme flood situation with overtopping of the dam.

The dam-failure hydrograph can generally be obtained from mathematical models which take account of the hydraulic formulae of flow through breaches, which are defined analytically. There are different models in widespread use (see Dussault et al., 1982). Certain countries recommend that the results obtained from physical models be considered in some way, and that in all cases, the results be compared to those obtained from the predictive models based on the statistical criteria of historical failures.

In the event that there are a series of dams on the same stream, it is further recommended that the possibility of the progressive collapse (or domino effect) of dams be taken into consideration.

Generally speaking, in order to draw up emergency action plans, no account is taken of simultaneous collapse of dams located on different rivers which may affect the same site.

The geometry of the dam and the valley downstream is normally taken from the maps available, and specific topographic surveys are made where necessary, thus obtaining cross-sections of the stream's most relevant sites (cities, communications routes, etc.).

In order to study **flood-wave routing**, one-dimensional mathematical models are used in most cases, and a number of reports and papers specifically recommend these models (see Hydrologic Engineering Centre, 1977; Benoist, 1989; Chervet et al., 1970; Rajar, 1972; Rajar, 1978). Nevertheless, for propagation in flood plains or highly irregular sections, and where there is high sinuosity and sudden changes in natural valleys cross sections, dynamic two-dimension models, or the use of physical models, may be recommended. The roughness coefficient for the channel is generally obtained empirically, on the basis of bibliographical data and inspection of sections, or through calibration with historic cases. The values obtained need to be increased to produce conservative depths of flooding. Using mathematical models, water levels and flow rates can be calculated to within 5 to 10 per cent accuracy, as the simulation of real failures has shown (see Faure, 1965; Rajar, 1972). This accuracy is attained anyway after calibration of the model. Therefore, in all cases, it is advisable to analyse the sensitivity of assumed parameters used in the simulation.

Although dam-break modelling (dam breach, formation of the dam-failure hydrograph and flood-wave propagation) has advanced significantly in the last

formation de l'hydrogramme de rupture de barrage, propagation de l'onde de rupture), tous les problèmes n'ont pas été résolus à fond, ce qui nécessite une analyse détaillée dans chaque cas particulier. Il en résulte que certaines recommandations demandent d'appliquer des coefficients de sécurité aux résultats obtenus. En France, par exemple, les valeurs de niveaux d'eau calculées sont augmentées de 15 % ou au moins de 1 mètre, et le temps d'arrivée de l'onde de crue est diminué de 15 % (Cunge et al., 1980).

En conclusion, une ARRB (analyse de risque de rupture de barrage) est un élément essentiel dans la connaissance des risques associés aux barrages. Les maîtres d'ouvrage devront toujours évaluer les niveaux de risque de leurs barrages. Les considérations finales suivantes soulignent les situations où une ARRB revêt une grande importance :

- Une ARRB est fortement recommandée dans les pays où les données hydrologiques font défaut. Il en résulte que les ouvrages d'évacuation peuvent être sous-dimensionnés par rapport aux crues naturelles maximales, ce qui augmente le risque de rupture de barrage.

- Une ARRB doit être mise à jour chaque fois qu'un ouvrage important est construit à l'aval du barrage, ce qui peut modifier les niveaux maximaux atteints par l'onde de rupture. C'est souvent le cas dans les pays en développement.

- Une ARRB est de première importance pour une planification rationnelle du développement d'une région. Les infrastructures importantes seront construites à l'extérieur des zones sujettes au risque de submersion. Dans les pays développés, un dispositif d'auscultation fiable et précis est essentiel pour réduire le risque de rupture. L'extension et le niveau de fiabilité d'un tel dispositif d'auscultation seront associés au risque potentiel du barrage.

several years, it remains a problem which has yet to be completely resolved and cannot be applied without a detailed analysis of each individual case. As a result, some guidelines require the application of safety coefficients to the results obtained. In France, for example, calculated water levels are increased by 15 per cent or at least 1 m and the time of arrival of the flood wave is reduced by 15 per cent (see Cunge et al., 1980).

In conclusion, DBHA is an essential element in understanding risk assessments for dams. Dam owners should always consider the risk their structures pose in making assessments of the appropriate level of safety for their structures. The following final general considerations are made to stress the situations where a DBHA is of particular importance :

- DBHA is strongly recommended in those countries with lack of hydrological data. In fact the outlet works may result underestimated with respect to maximum natural floods, so increasing the risk of dam collapse.

- DBHA has to be updated whenever a major structure is built downstream of the dam which can modify the maximum levels attained by the wave. This is often the case in developing countries.

- DBHA is of primary importance for a rational planning of the territory development. Important infrastructures should be built out of areas subjected to the risk of flooding. In alternative, in developed countries, a reliable and accurate monitoring system of the structure is essential for reducing the risk of collapse. The level of completeness and reliability of such monitoring system should be related to the potential risk of the dam.

13. REFERENCES

13.1. INDIVIDUAL REFERENCES/RÉFÉRENCES INDIVIDUELLES

- Abbott, M.B. and Ionescu, F. (1966), On the Numerical Computation of Nearly Horizontal Flows, *J. Hydraulic Research*, Vol. 5, No. 2, pp. 97-117, p. 62.
- Abbott, M.B. (1979), *Computational Hydraulics : Elements of the Theory of Free-surface Flow*, Pitman, London, p. 64.
- Agoshkov, V.I., Ambrosi, D., Pennati, V., Quarteroni, A., Saleri, F. (1993), Mathematical and numerical modelling of shallow water flow, *Computational Mechanics*.
- Albrook Hydraulics Laboratory (1959), Oxbow hydroelectric development, Idaho spillway with fuseplug control, model studies on fuseplug washout. Report by hydraulic laboratory, international engineering company, Inc. for Idaho Power Company, Boise Idaho, p. 40.
- Alcrudo, F., Garcia Navarro, P., (1994), Computing two-dimensional flood propagation with a high resolution extension of MacCormack's method, *Proceedings of the Specialty Conference on Modelling of Flood Propagation over Initially Dry Areas*, ASCE-CNR/GNDICI-ENEL SpA.
- Allen, J., (1938), Experiments on Water Waves of Translation in Small Channels. *Phil. Mag.* Vol. 25, No. 170, pp. 754-768, p. 149.
- Amcin, M., (1966), Streamflow Routing on Computer by Characteristics, *Water Resources Research*, Vol. 2, No. 1, p. 62.
- Amcin, M. and Fang, C.S. (1970), Implicit Flood Routing in Natural Channels, *J. Hydr. Div., ASCE*, Vol. 96, No. HY12, pp. 2481-2500, p. 62.
- Amighetti, F.F., Congiati, P.P., Di Filippo, A., Molinaro, P. (1994), Geographical Information Systems and Remote Sensing : a possible support in 2D modelling of flood propagation, *Proceedings of the Specialty Conference on Modelling of Flood Propagation over Initially Dry Areas*, ASCE-CNR/GNDICI-ENEL SpA.
- Bains, M.J., Maffio, A., Di Filippo, A. (1990), The use of Roe's upwing TVD difference scheme for solving the unsteady 1D open channel equations in the presence of steep waves, in *Computational Methods in Surface Hydrology* (ed. Gambolati G. et al.), pp. 231-236, *Proceedings of the 8th International Conference on Computational Methods in Water Resources*, Venice, Springer-Verlag.
- Balloffet, A. (1969), One-dimensional analysis of floods and tides in open channels, *J. Hydr. Div., ASCE* Vol. 95, No. HY4, pp. 1429-1451, p. 62.
- Balloffet, A. and Scheffler, M.L. (1982), Numerical Analysis of the Teton Dam Failure, *Journal of Hydraulic Research* 20, No. 4, pp. 317-328, p. 69.
- Bazin, H. (1865), *Recherches expérimentales relatives aux remous et à la propagation des ondes*, Deuxième partie des Recherches hydrauliques de Darcy et Bazin. Dunod, Paris, p. 148.

- Bechteler, W., Broich, K. (1991), Effects in dam-break modelling, Proceedings 24th IAHR Congress, Madrid, pp. A191-A200.
- Bellos, C.V., Soulis, J.V., Sakkas, J.G. (1992), Experimental Investigation of two-dimensional dam-break induced flows, Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, No. 1, pp. 47-64.
- Benoist, G. (1989), Les études d'ondes de submersion des grands barrages d'EDF, La Houille Blanche, No. 1, pp. 43-54, p. 47.
- Benslama, E. (1995), Code EROSIF. Note de principe, note d'utilisation et éléments de validation, Rapport EDF-HE-43/95/073/A.
- Bertacchi, P., Fanelli, M., Maione, U. (1987), An overall approach to the emergency hydraulic problems arisen from the natural dam and lake formed by the Val Pola rockslide, 16th ICOLD Congress, San Francisco, 1988 (ENEL-CRIS n. 3553), p. 45.
- Bidone, G. (1926), Expériences sur la propagation du remous, Memorie della Reale Accademia delle Scienze di Torino, Tomo XXX. Stamperia Reale, p. 148.
- Biedermann, R. (1963), Numerisches Naherungsverfahren zur Berechnung der Entleerung einer Stauhaltung (zweidimensionale Strömungsvorgänge), Mitteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH Zurich, No. 61, p. 152.
- Biswas, A.K., Chatterje, S. (1971), Dam disaster - An assessment, Engeneering Journal, p. 35.
- Blight, W.G. (1910), Dams, Barrages and Weirs on Porous Foundation, Engineering News, page 701, p. 43.
- Bonaldi, P., Borsetto, M., Giuseppetti, G., Molinaro, P. (1991), Methodologies for the study of retaining dam failure used in different countries and setting up a methodology applicable in Italy, Giugno, Milano, Italy, p. 167.
- Borowicka, H. (1968), Der Hochwasserdamm am linken Donauufer im Wiener Bereich, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 9, Mai 1968, Technical University Vienna, Austria, p. 40.
- Boss, P., (1927), Berechnung der Wasserspiegellage. Verein Deutscher Ingenieure, Heft284, Berlin, p. 149.
- Bossman-Aggrey, P., Green, C.H. and Parker, D.J. (1987), Dam Safety Management in the United Kingdom Middlesex Polytechnic.
- Boussinesq, J. (1871), Theory of the liquid intumescence, called a solitary wave or a wave of translation, propagated in a channel of rectangular cross section, Comptes rendus, Vol. 72, Académie des Sciences, Paris, pp. 755-759, p. 54.
- Boussinesq, J. (1877), Essai sur la théorie des eaux courantes. Mémoires présentés par div. savants à l'Académie des Sciences de l'Institut de France, Tome 23, pp. 1-680, Paris, p. 148.
- Bowles, D.S., Anderson, L.R. and Glover, T.S. (1987), Design Level Risk Assessment for Dams, Structures Congress '87 ST Div/ASCE, Orlando, Florida USA, August 17-20 1987, p. 26.

- Braschi, G., Gallati, M. (1989), Simulation of a levee-breaking submersion of planes and urban areas, HYDROCOMP '89, Proceedings International Conference on Computational Modelling and Experimental Methods in Hydraulics, Elsevier Applied Science, pp. 117-126.
- Casulli, V. (1990), Numerical simulation of shallow water flow, Computational Methods in Surface Hydrology (ed. Gambolati G., Rinaldo A., Brebbia C.A., Gray W.G., Pinder G.F.), pp. 13-22, Proceedings of the 8th International Conference on Computational Methods in Water Resources, Venice, Italy, Computational Mechanics Publications.
- Cavallé, Y. (1965), Contribution à l'étude de l'écoulement variable accompagnant la vidange brusque d'une retenue. Publications Scientifiques et Techniques du Ministère de l'Air, N° 410, Paris.
- Chaudhry, Y.M. and Contractor, D.N. (1973), Applications of the Implicit Method to Surges in Open Channels, Water Resources Res. 9, No. 6, Dec., pp. 1605-1612, p. 94.
- Chervet, A. et Dallèves, P. (1969), Calcul sur ordinateur d'écoulements non stationnaires dans les canaux découverts. IARH 13th Congress, Kyoto, Vol. 1, pp. 259-266, p. 62, p. 152.
- Chervet, A. et Dallèves, P. (1970), Calcul de l'onde de submersion consécutive à la rupture d'un barrage, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 88, Heft 19, pp. 420-432, p. 62.
- Chow, V.T. (1959), Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, Inc, New York-Toronto-London, pagg. 54, 67, 81, 84.
- Christensen, B.A. and Walton, R. (1979), Friction Factors in Flooding due to Hurricanes, Urban Stormwater Management 1979, pp. 265-274, p. 82.
- Cooley, R.L. and Moin, S.A. (1976), Finite Element Solution of Saint-Venant Equations. J. Hydr. Div., ASCE. Vol. 102, No. HY6, pp. 759-775, p. 63.
- Costa, J.E. (1985), Floods from dam failures, Open-File Report 85-560, U.S.G.S., Denver Colorado.
- Cristofan, Eugene, A. (1965), Method of Computing Erosion Rate for Failure of Earthfill Dam. Bureau of Reclamation, Denver, USA, p. 46.
- Cunge, J.A. (1966), Étude d'un schéma de différences finies appliqué à l'intégration numérique d'un certain type d'équation hyperbolique d'écoulement (Study of a Finite Difference Scheme, Applied to Numerical Integration of the Certain Type of Hyperbolic Flow Equation), Thesis, Grenoble Univ., France, p. 54.
- Cunge, J.A. (1975), Rapidly Varying Flow in Power and Pumping Canals. Unsteady Flow in Open Channels, edited by K. Mahmood and V. Yevjevich, Vol. II, Chapt. 14, Water Resour. Pub., Fort Collins, Colo., USA, pp. 539-586.
- Cunge, J.A., Holly, F.M., Verwey, A. (1980), Practical aspects of computational river hydraulics, Institute of Hydraulic Research. Iowa, p. 153.
- De Marchi, G. (1945), Sull'onda di piena che seguirebbe al crollo della diga di Cancano. L'Energia Elettrica, Vol. 22, No. 8-9-10, pp. 157-169, Milano, p. 150.

- de Saint-Venant, B. (1871), Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit, Comptes rendus des Séances de l'Académie des Sciences, Tome 73, pp. 147-154, 237-240, Paris, p. 54.
- de Saint-Venant, B. (1871), Theory of unsteady water flow, with application to river floods and to propagation of tides in river channels, Comptes Rendus, Vol. 73, pp. 147-154, 237-240. Académie des Sciences, Paris, translation from French into English, US Corps of Engineers, No. 49-g, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, USA, 1949, p. 54.
- De Witt, J.M., Sellmeyer, J.B. and Penning, A. (1981), Laboratory Testing on Piping, Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, part 1, p. 517, p. 43.
- Di Filippo, A., Molinaro, P., Tancini, C. (1992), Hydraulic Transient into channels of power stations : simulation and animation of results, Proceedings of the HYDROCOMP '92 International Conference , Budapest, Hungary, p. 65.
- Di Monaco, A., Molinaro, P. (1982), Finite element solution of the lagrangian equations of unsteady free-surface flows on dry river beds, Proceedings of the International Conference on Finite Element in Water Resources, Hanover.
- Di Monaco, A., Molinaro P. (1984), Lagrangian finite element model of dam-break wave on dry bed versus experimental data, Proceedings of the HYDROSOFT International Conference, Portoroz.
- Di Monaco, A., Molinaro, P. (1988), A finite element two-dimensional model of free-surface flows : verification against experimental data for the problem of the emptying of a reservoir due to dam-breaking, Proceedings of the International Conference on Computer Methods and Water Resources (ed. Ouazar D., Brebbia C.A., Barthet H.), Rabat, Morocco, Computational Mechanics Publications.
- Di Monaco, A., Molinaro, P. (1989), Discussion of the paper by Bellos C.V., Sakkas J.G. 1-D Dam-break flood-wave propagation on dry bed. ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 8.
- Dracos, Th. (1970), Die Berechnung instationärer Abflüsse in offenen Gerinnen beliebiger Geometrie, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 88, Heft 19, pp. 413-420, p. 62.
- Dressler, R.F. (1952), Hydraulic Resistance Effect upon the Dam-Break Functions. Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 49, No. 3, pp. 217-225, p. 57.
- Dressler, R.F. (1954), Comparison of Theories and Experiments for the Hydraulic Dam-Break Wave. Publication No. 38 de l'Association Internationale d'Hydrologie, Assemblée générale de Rome, tome III, pp. 319-328, p. 57.
- Drobir, H. (1971), Der Ausfluss aus einem Speicher beim Bruch einer Talsperre. Institut für Wasserwirtschaft und konstruktiven Wasserbau an der Technischen Hochschule Graz, Mitteilung Nr. 17.
- Dussault, J.G., Marche, C., Quach, T.T., Carballada, L. (1982), Study of the dam failure wave as input to a civil protection strategy, XIV ICOLD Congress, Q52, R12, Rio de Janeiro, p. 154.

- Eguiazaroff, I.B. (1935), Regulation of the water level in the reaches of canalised rivers, XVI International Congress of Navigation, Brussels, p. 57.
- Eguiazarov, I.V. (1931), Experimental Investigation of Negative Waves in Long Flume. Proceedings of the Scientific Institute of Amelioration, Vol. 23, Leningrad, p. 54.
- Escande, L., Nougaro, J., Castex, L., Barthet, H. (1961), Influence de quelques paramètres sur une onde de crue subite à l'aval d'un barrage, La Houille Blanche 5, 565-574, p. 155.
- Escande, L., Nougaro, J., Castex, L., Bacquié, S. (1965), Propagation d'une onde de crue subite à la suite de l'effacement d'un barrage. AIRH, XI^e Congrès, Leningrad.
- Estrade, J., Gras, R., Nahas, N. (1965), Études théoriques et expérimentales relatives aux ondes de submersion. AIRH, XI^e Congrès, Leningrad.
- Estrade, J. (1967), Contribution à l'étude de la suppression d'un barrage. Phase initiale de l'écoulement. Électricité de France, Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches No. 1, pp. 3-128.
- Faure, J., Nahas, N. (1965), Comparaison entre observations réelles, calcul, études sur modèle distordu ou non, de la propagation d'une onde de submersion. AIRH, XI^e Congrès, Leningrad.
- Favre, H. (1935), Étude théorique et expérimentale des ondes de translation dans les canaux découverts. Publication du Laboratoire de recherches hydrauliques annexé à l'École Polytechnique Fédérale de Zurich, Dunod Paris, p. 149.
- Fennema, R.J. and Chaudry, H.H. (1987), Simulation of One-dimensional Dam-break Flows, Journal of Hydraulic Research 25, No. 1, 1987, p. 64.
- Fread, D.L. (1971), Discussions of implicit flood routing in natural channels by M. Amein and C.S. Fang, J. Hydr. Div., ASCE Vol. 97, No. HY7, pp. 1156-1159, p. 54, 62, 63.
- Fread, D.L. (1973), Technique for implicit dynamic routing in rivers with tributaries, Water Resources Research, Vol. 9, No. 4, pp. 918-926, p. 54, 62, 69.
- Fread, D.L., Harbaugh, T.E., (1973), Transient hydraulic simulation of breached earth dams, Proceedings A.S.C.E., Journal of the Hydraulic Division, vol. 99, No. 1, pp. 139-154, p. 45.
- Fread, D.L. (1974), Numerical Properties of Implicit Four-point, Finite Difference Equations of Unsteady Flow, NOAA Tech. Memo NWS HYDRO-18, U.S. Department of Commerce, National Weather Service, Silver Spring, Maryland, USA, p. 54, 62, 94.
- Fread, D.L. (1976), Flood routing in meandering rivers with flood plains, Symp. on Inland Waterways for Navigation, Flood Control and Water Diversion, Vol. I, ASCE, pp. 16-35, p. 54, 62.
- Fread, D.L. (1978), NWS Operational Dynamic Wave Model. Proc. Verification of Mathematical and Physical Models, 26th Annual Hydraulics Division Speciality Conference, ASCE, Collage Park, Maryland, USA, pp. 455-464, p. 62.

- Fread, D.L. (1980), Capabilities of NWS Model to Forecast Flash Floods, Caused by Dam Failures, Proc. 2nd Conference on Flash Floods, Atlanta, Georgia, USA, American Meteorological Society, pp. 171-178, p. 62.
- Fread, D.L. (1981), Some Limitations of Dam Breach Flood Routing Models, Reprint, ASCE Fall Convention, St. Louis, Missouri, USA, Oct. 26-30, 1981, p. 62, 95.
- Fread, D.L. (1985), A Synopsis of NWS Models for Predicting the Flooding Due to Dam Failures, NWS-publication, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland, USA, p. 62, 69, 86.
- Fread, D.L. (1988), DAMBRK : the NWS dam-break flood forecasting model, National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Maryland.
- Fread, D.L. (1989), National Weather Service Models to forecast dambreak floods. In “ Hydrology of disasters ”. O. Starosolszky and O.M. Melder (eds.). World Meteorological Organization, pp. 192-211, p. 153.
- Fread, D.L. (1991), Breach, An erosion model for earthen dam failures. Hydrological Research Laboratory, US National Weather Service, p. 46, 47.
- Fread, D.L. (1993), NWS Fldwav model : The replacement of dambrk for dambreak flood prediction, Proceedings 10th Annual Conference. The Association of State Dam Safety Officials. Lexington, pp. 177-184, p. 153.
- Froehlich, D.C. (1987), Embankment - dam breach parameters, Proceedings of the 1987 National Conference on Hydraulic Engineering, A.S.C.E., New York, New York, pp. 570-575, p. 46.
- Gallati, M., Braschi, G., Di Filippo, A., Rossi, U. (1990), Simulation of the inundation of large areas of complex topography caused by heavy flood, HYDROSOFT '90 (ed. Blain W.R., Ouazar D.), Proceedings International Conference Hydraulic Engineering Software Applications, Boston, Massachusetts, USA, Computational Mechanics Publications.
- Giuseppetti, G., Molinaro, P. (1989), A mathematical model of the erosion of an embankment dam by overtopping, International Symposium on Analytical Evaluation of Dam related Safety Problems, Copenhagen, p. 46.
- Giuseppetti, G., Mazzà, G., Molinaro, P. (1990), Analisi sulle possibili dinamiche di rottura delle dighe di ritenuta (in muratura e in materiale sciolto). Indagine con modelli fisici e sviluppo di modelli matematici, Rapporto GNDCI 1989, Relazione ENEL-CRIS No. 4125, p. 35.
- Goodrich, R.D. (1931), Rapid calculation of Reservoir discharge. Civil Engineering, Vol. 1, pp. 417-418, p. 54.
- Goubet, A. (1979), Risques associés aux barrages, La Houille Blanche, N° 8, p. 35.
- Goutal, N., Maurel, F. (1996), Dam-break wave simulation, Proceedings of the First Symposium on Finite Volumes for Complex Applications. Problems and Perspectives, pp. 613-624.
- Greenaway, M.A. and Smith, D.I. (1983), ANUFLOOD Field Guide, Centre for Resource and Environmental Studies, Australian National University, Canberra, 1983.

- Grzywiński, A. (1966), Dammzerstörungen, Modellversuch I, Modellversuch II, Modelreport not published, Technical University Vienna, Austria, p. 39.
- Grzywiński, A. (1971), Failure of conventional dams by overtopping, Proceedings I.C.E. January, page 35, p. 39.
- Hartung, F. and Scheuerlein, H. (1970), Design of overflow rockfill dams, ICOLD 10th Congress, Montreal 1970 Q. 36, R. 35, p. 43.
- Harza, L.F. (1920), Uplift and Seepage under Dams on Sand, Proceedings ASCE, Paper no, p. 43.
- Henderson, F.M. (1966), Open channel flow, Macmillan Publishing CO., Inc., New York.
- Herledan, R. (1995), Code RENARD. Note de principe, éléments de validation, note d'utilisation, Rapport EDF-HE-43/95/027/A.
- Hervouet, J.M. (1991), TELEMAC a fully vectorised finite element software for shallow water equations, Proceedings of the 2nd International Conference on Computer Methods and Water Resources II (ed. Ben Sari D., Brebbia C.A., Ouazar D.), Rabat, Morocco, Computational Mechanics Publications.
- Hervouet, J.M. (1992), Element by element methods for solving shallow water equations with F.E.M., IX International Conference on Computational Methods in Water Resources, Denver, Colorado, USA, 9-12 June.
- Hervouet, J.M. (1994), TELEMAC-2D Version 3.0 : Description of the Principles, Report EDF-HE-43/94/052/A.
- Hervouet, J.M. (1996), TELEMAC-2D Version 3.0 : Validation Document, Report EDF-HE-43/96/040/A.
- Hervouet, J.M. and Rouge, D. (1996), Numerical Simulation of the Malpasset Dam-Break Flood Wave, Report EDF-HE-43/96/040/A.
- Honoré, R.H. (1945), Un aspect de la guerre moderne, les briseurs de barrages. La Houille Blanche, Vol. I, Paris.
- Huokuna, M., Reiter, P. (1986), Dynamic Unsteady One-dimensional Flow Routing in Ice-covered Rivers, IAHR - Ice Symposium 1986, Iowa City, Iowa, USA, p. 74, 82, 91.
- Izbash, S.V. and Khaldre, K.Y. (1970), Hydraulics of river channel closure, Report, Butterworths & Co Ltd., p. 42.
- Jiménez, O.F., Chaudry, M.H. (1988), Computation of supercritical free-surface flows, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 4, pp. 377-395.
- Katopodes, N.D. (1984), Dissipative Galerkin scheme for open-channel flows, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110.
- Keller, R.J. and Rodi, W. (1988), Predictions of Flow Characteristics in Main Channel/Flood Plain Flows, Journal Hydraulics Div. ASCE 1988, Vol. 26, No. 4, pp. 425-441, p. 76.
- Kettani, E.B., Berrada, A., Ouazar D., Agouzoul M. (1991), 2D dam-break flood-wave propagation on dry beds, Computer Methods and Water Resources II,

Conference Proceedings (ed. Ben Sari D., Brebbia C.A., Ouazar D.), Computational Mechanics Publications.

- Kivijarvi, M., Reiter, P. (1988), The interactive, dynamic river management computer model of Kemijoki river and its use for optimizing and safe guarding operations under extraordinary flood conditions, XVI ICOLD Congress, San Francisco 1988, Q63, R.58, p. 74, 114.
- Knauss, J. (1979), Computation of maximum discharge at overflow rockfill dams (a comparison of different model test results), ICOLD 13th Congress, New Delhi 1979, Q. 50, R. 9, p. 43.
- Knight, D.W. and Demetriou, J.D. (1983), Flood Plain and Main Channel Flow Interaction, Journal Hydraulics Div. ASCE 1983, Vol. 109, No. 8, pp. 1073-1092, p. 76.
- Kobus, H. (1980), Hydraulic modelling. German Association for water resources and land improvement. Bull. 7. Pitman. London, p. 155.
- Kuehne, A. and Faeh, R. (1983), Application of a Mathematical Model to Design Measures for Flood Protection, International Conference on the Hydraulic Aspects of Floods & Flood Control, London, England, Sept. 13-15, 1983, p. 69.
- Kung, C.-S. (1988), Numerical Simulation of Free Surface Flow in Two Dimensions, Dissertation, March 1988, The Royal Institute of Technology, Water Resources Engineering, Stockholm, Sweden, p. 64.
- Johnson, F.A., Illes, P. (1976), A classification of dam failures, Water Power & Dam Construction, p. 35.
- Lane, E.W (1935), Security from Under-Seepage Masonry Dams on Earth Foundations, Transactions ASCE, Volume 100, Paper No. 1919, p. 43.
- Laplace (1776), Research on some points of world system, Memoir Vol. 9, Académie des Sciences, Paris, p. 54.
- Lax, P.D. (1972), Hyperbolic Systems of Conservation Laws and the Mathematical Theory of Shock Wave, SIAM Regional Conference, Lectures in Applied Mathematics, p. 64.
- Levin, L. (1942), Méthode graphique de calcul du mouvement non permanent dans les canaux à écoulement libre. Le Génie Civil, Tome 119, N^{os} 11-12, pp. 109-113, p. 149.
- Levin, L. (1952), Mouvement non permanent sur les cours d'eau à la suite de rupture de barrage. Revue Générale de l'Hydraulique, Vol. 18, N^o 72, pp. 297-315, p. 150.
- Liggett, J.A. and Woolhiser, D.A. (1967), Difference Solutions of the Shallow-Water Equation, J. Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 95, No. EM2, pp. 39-71, p. 62.
- Liggett, J.A. and Cunge, J.A. (1975), Numerical Methods of Solutions of the Unsteady Flow Equations, Unsteady Flow in Open Channels, Edited by K. Mahmood and V. Yevjevich, Vol. 1, Water Resources Publication, Fort Collins, Colorado, USA, p. 54, 62, 63.

- Loukola, E., Kuusisto, E. Reiter, P. (1985), The Finnish Approach to Damsafety, *Hydropower Dam Construction Journal*, p. 98.
- Loukola, E., Reiter, P., Shen, C. and Pan, S. (1993), Embankment Dams and their Foundations : evaluation of erosion. *International Workshop on Dam Safety*, Grindelwald, Switzerland, 26-29 April 1993, p. 42, 44, 47, 51.
- Macchione, F. (1986), Sull'idrogramma di piena conseguente alla rottura di dighe in terra, *Memorie e Studi*, Dipartimento di Difesa del Suolo, Università della Calabria, No. 139, p. 46.
- Macchione, F., Sirangelo, B. (1988), Study of earth dam erosion due to overtopping, *Technical Conference on Hydrology of Disasters*, WMO, Geneva, p. 47.
- Macchione, F. (1989), Discussion on " Dimensionless analytical solution for dam-breach erosion " of Singh, V.P., Quiroga C.A., *Journal of Hydraulic Research*, vol. 27, No. 3, pp. 447-452, p. 46.
- Macchione, F., Sirangelo, B. (1989), Aspetti idraulici nel collasso degli sbarramenti in materiali sciolti, *Idrotecnica*, No. 6, pp. 313-322, p. 47.
- Macchione, F., Sirangelo, B. (1990a), Numerical simulation of earthfill dam breach outflow hydrograph, *Hydraulic Engineering Software Applications*, Proceedings 3rd International Conference, Massachusetts, Computational Mechanics Publications, Southampton, pp. 191-204, p. 45.
- Macchione, F., Sirangelo, B. (1990b), Floods resulting from progressively breached dams, *Hydrology in Mountainous Regions, II-Artificial reservoirs, Water and Slopes*, Proceedings of two Lausanne Symposia, IAHS Publication No. 194, pp. 325-332, p. 45.
- MacDonald, T.C., Langridge-Monopolis, J. (1984), Breaching Characteristics of dam failures, *Proceedings A.S.C.E.*, *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 110, No. 5, pp. 567-586, p. 51.
- Maione, U., Mignosa, P., Tanda, M.G. (1988), Modello Matematico per l'allagamento della Piana di Selvetta (Sondrio), *Rapporto 1988 CNR-GNDCI*, Italy.
- McCarthy, G.T. (1938), The unit hydrograph and flood routing, *US-Corps of Engineers*, North Atlantic Division, New London, Connecticut, USA, p. 54.
- Memos, C.D., Georgakakos, A., Vomvoris, S. (1983), Some experimental results of the two-dimensional dam-break problem. *IAHR, XX Congress*, Moscow, Vol. II, pp. 555-563.
- Meyer-Peter, E., Favre, H. (1932), Ueber die Eigenschaften von Schwallen und die Berechnung von Unterwasserstollen. *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 100, No. 4, pp. 43-50; No. 5, pp. 61-66, p. 149.
- Molinaro, P., Fenaroli, P.G. (1990), Metodologie utilizzate in diversi paesi per lo studio del crollo delle dighe di ritenuta e suggerimenti per la definizione di una metodologia applicabile in Italia, *Rapporto GNDCI*, *Relazione ENEL-CRIS* No. 4025, p. 51.
- Molinaro, P., Di Filippo, A. (1990), Dam-break wave mathematical modelling - Review and analysis of the best known analytical solutions, *ENEL-*

CRIS Internal Report n. 4060, ENEL SpA, Via L. Ornato, 90/14, 20162 - Milano Italy.

- Molinaro, P., Di Filippo, A., Ferrari, F. (1994), Modelling of flood wave propagation over flat dry areas of complex topography in presence of different infrastructures. International Conference on Modelling of Flood Propagation over Initially Dry Areas, ENEL-CRIS, Milano, Italy, p. 128.
- Molinaro, P., Pacheco, R., Tancini, C. (1994), Algoritmo para el calculo de perfiles de agua en rios con transiciones de corriente, XVI Congreso Latinoamericano de Hydraulica de la IAHR, Santiago, Chile.
- Montuori, C. (1965), Introduction d'un débit constant dans un canal vide. AIRH, XI^e Congrès, Leningrad.
- Murty Bhallamudi, S., Chaudhry, M.H. (1992), Computation of flows in open channel transitions, Journal of Hydraulic Research, Vol. 30, No. 1, pp. 77-94.
- Nagarkar, P.K., Pattihal, M.S. and Deshpande, S.M. (1978), Progressive Erosion of a Cut through 90 Years Old Earthen Dam, published by Indian National Committee of ICOLD, New Delhi, India, p. 40.
- Natale, L., Savi, F. (1991), Espansione di onde di sommersione su terreno inizialmente asciutto, Idrotecnica, 6, pp. 397-406.
- Newton (1687), Propositions, Royal Society, London, pp. 44-46, p. 54.
- Nougare J. (1953), Étude théorique et expérimentale de la propagation des intumescences dans les canaux découverts. Publications scientifiques et techniques du Ministère de l'Air, N° 284, Paris, p. 151.
- Odendaal, W.A. and van Zyl, F.C. (1979), Failure of a Cofferdam due to Overtopping, ICOLD 13th Congress, New Delhi, Q. 49, R. 11, p. 40.
- Olivier, H. (1967), Through and overflow rockfill dams-new design techniques, Proceedings I.C.E., Vol. 36, March 1967, page 433, p. 42.
- Olivier, H. (1973), Some aspects of major river diversion during construction. ICOLD, 11th Congress, Madrid, 1973, Q. 41, R. 63, p. 42.
- Oosthuizen, C., Spuy van de, D., Baker, M.B. and Spuy van de, J. (1992), Risk-based dam safety analysis, Dam Engineering, Vol II, Issue 2, p. 26.
- Parrett, N.F. (1988), Decision Process Elements to Selecting Solutions for Hydrologic Deficiencies at Existing Dams, ICOLD 16th Congress, San Francisco, CA, USA, Q 63/R 37, Vol. IV, p. 26.
- Pironneau, O. (1989), Finite Element Methods for Fluids, John Wiley & Sons, Chichester and New York.
- Pohle F.V. (1950), Thesis, Mathematics Dept. New York University.
- Ponce, V.M., Tsivoglou, A.J. (1981), Modelling gradual dam breaches, Proceedings A.S.C.E., Journal of the Hydraulics Division, Vol. 107, n° 7, pp. 829-838, p. 47.
- Poisson, (1816), Memoir on the theory of waves. Memoir Vol. 1, pp. 71-186, Académie des Sciences, Paris, p. 54.

- Preissmann, A. (1961), Propagation of translatory waves in channels and rivers, in Proc., First Congress of French Assoc. for Computation, Grenoble, France, p. 62.
- Priestley, A. (1992), New Numerical Algorithms for Conservation Laws, Final Report, ENEL-CRIS, Milan, Italy.
- Puls, L.G. (1928), Construction of flood routing curves. U.S. 70th Congress, 1st session, House document 185, pp. 46-52, p. 54.
- Pugh, C.A. and Gray E.W. Jr. (1984), Fuse Plug Embankments in Auxiliary Spillways Developing Design Guidelines and Parameters U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, U.S.A., p. 38, 41.
- Rajar, R. (1972), Recherche théorique et expérimentale sur la propagation des ondes de rupture de barrage dans une vallée naturelle. Thesis n° 342. University of Toulouse, p. 154.
- Rajar, R. (1978), Mathematical simulation of dam-break flow. EfY7, 1011-1025, p. 154.
- Reiter, P. (1988a), Experience in design flood analysis of dams in Finland (Example : The Kokemäenjoki river in southwestern Finland), XVI ICOLD Congress, San Francisco 1988, Q 63, R. 57, p. 69.
- Reiter, P. (1988b), Numerical model simulations of dam operation under extra ordinary flood conditions (including dam breach flood), XVI ICOLD Congress, San Francisco 1988, Q 63, R. 59, p. 74, 84, 114.
- Reiter, P. (1988c), Experience in the modelling of dam breach flooding in Finland, Economic Commission for Europe, Seminar on Dam Safety, Rovaniemi (Finland) 29 August - 02 September 1988, ENVWA/SEM.1/R.4, p. 69, 104.
- Reiter, P. (1988d), The dam breach hazard analysis (DBHA) - General considerations and activity in Finland, Economic Commission for Europe, Seminar on Dam Safety, Rovaniemi (Finland) 29 August - 02 September 1988, ENVWA/SEM.1/R.27, p. 69, 104.
- Reiter, P. (1988e), Required and common results of the dam breach hazard analysis in Finland, Economic Commission for Europe, Seminar on Dam Safety, Rovaniemi (Finland) 29 August-02 September 1988, ENVWA/SEM.1/R.28, p. 69, 104.
- Reiter, P. (1989a), Necessary Research on Dam Breach Dynamics and Outside Effects on the Breaching Process, Comments on Dam Breach Flood Routing. Speaking Note as Panel Expert at the ICOLD International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen, Denmark, p. 33, 44, 47.
- Reiter, P. (1989b), Dam Safety Actions, Lecture Notes at ECE-Dam Safety Seminar, Rovaniemi, Finland, p. 7.
- Reiter, P. (1989), Dam Safety in Finland, the Dam Breach Hazard Analysis, International Workshop " Research Needs in Dam Safety ", 7-14 February 1989, New Delhi, India, p. 7, 24.

- Reiter, P. (1991), Dam-break Flood Analysis : Science, Over protection, Public Safety or Feasible Activity for the Dam Owner, 8-11 April 1991. Dam-break Flood Wave Simulation, International Conference, Montreal, Canada, p. 7, 11.
- Reiter, P. (1992), The importance of dam-break hazard analysis, Water Power Dam Construction, p. 7.
- Reiter, P. and Huokuna, M. (1995), Ice Problems in River Engineering : A Numerical Model to Study Remedial Measures, Hydropower & Dams, p. 82.
- Ritter, A. (1892), Die Fortpflanzung der Wasserwellen. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Band 36, No. 33, pp. 947-954.
- Roe, P.L. (1984), Generalized Formulation of TVD Lax-Wendroff Schemes, ICASE report No. 84-53, NASA CR-172478, Hampton VA. USA, p. 64.
- Sakkas, L.G. (1974), Dimensionless graphs of floods from ruptured dams. Report prepared for " The Hydrologic Engineering Center " U.S. Army, Corps of Engineers, Davis, CA, USA, p. 54.
- Salmon, G.M. and Hehn von, G.R. (1993), Consequence Based Dam Safety Criteria for Floods and Earthquakes, International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, Switzerland, p. 26.
- Salmon, G.M. and Hartford, D.N.D. (1995), Risk analysis for dam safety, International Water Power & Dam Construction, p. 26.
- Sametz, L. (1981), Beitrag zur Frage der Flutwellenbildung bei progressiven Dammbrochen infolge Ueberströmung. Dissertation vorgelegt an der Technischen Universität in Graz, p. 39.
- Schoklitsch, A. (1917), Über Dammbuchwellen. Aus den Sitzungsberichten der Kaiserlichen Akademie der Wissenschaften in Wien. Mathematisch Naturwissenschaftliche Klasse, Abteilung IIa, Band 126, Heft 10, p. 57.
- Scott-Russell, J. (1845), Report on Waves. Report of the Fourteenth Meeting of the British Association for the Advancement of Science, held at York in September 1844. London, p. 148.
- Seed, H.B. (1981), Laboratory Study of Hydraulic Fracturing, Journal of Geotechnical Engineering Division, Proceedings ASCE, Vol. 107, No. GT6, p. 43.
- Sellmeyer, J.B. (1988), On the mechanism of piping under impervious structures, Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, p. 43.
- Sharp, J.J. (1981), Hydraulic modelling. Butterworths. London, p. 153.
- Simmler, H., Sametz, L. (1982), Dam failure from overtopping studied on a hydraulic model. Report 26, Question 52, ICOLD-Congress Rio de Janeiro, pp. 427-445, p. 39.
- Smith, D.I and Handmer, J.W. (1984), Urban Flooding in Australia : Policy, Development and Implementation, Disasters 8 (2) Australia.
- Smith, D.I and Handmer, J.W. (1986a), An Approach to Assessing the Effectiveness of Urban Floodplain Management in Australia, Hydrology and Water Resources Symposium, National Conference Publication No. 86/13, Institution of Engineers.

- Smith, D.I. and Handmer, J.W. (1986b), Flood Warning in Australia, Centre for Resource and Environmental Studies, Australian National University, Canberra.
- Smith, D.I. and Handmer, J.W. (1989), Flood Insurance and Relief in Australia, Centre for Resource and Environmental Studies, Australian National University, Canberra.
- Singh, V.P., Scarlatos, P.D. (1985), Breach erosion of earthfill dams and flood routine : BEED model, U.S. Army Corps of Engineer, Waterways Experiment Station, Environmental Laboratory, Military Hydrology report, Vicksburg, Mississippi, p. 46.
- Sinniger, R., Hager, W. (1989), Constructions Hydrauliques-Ecoulements Stationnaires, Presses Polytechniques Romandes, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Stoker, J.J. (1953), Numerical solution of flood prediction and river regulation problems; derivation of basic theory and formulation of numerical methods of attack. Report 1, New York University, Institute of Mathematical Science, Report No. IMM-200, p. 62.
- Stoker, J.J. (1957), Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York.
- Strelkoff, T. (1969), The one-dimensional equations of open-channel flow, J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 95, No. HY3, p. 54.
- Strelkoff, T. (1970), Numerical solutions of Saint-Venant Equations J. Hydr. Div., ASCE, Vol. 96, No. HY1, pp. 223-252, p. 62.
- Tawatchai Tingsanchali and Peerawat Pumthong (1986), Numerical Modelling of Dam-Break wave with Channel Overbank Flow, 5th Congress, Asian and Pacific Regional Division, IAHR, Seoul, ROK, p. 69.
- Taylor, J., Greenaway, M.A. and Smith, D.I. (1983), ANUFLOOD Programmers Field Guide, Centre for Resource and Environmental Studies, Australian National University, Canberra.
- Thun von, L. (1982), The Application and Development of Probability Based Decision Analysis in the Bureau of Reclamation. Dam Safety Coordination Conference, Denver, Colorado, USA, p. 26.
- Todini, E., Venutelli, M. (1988), Overland flows : a two-dimensional modelling approach, Proceedings NATO ASI, Workshop on Recent Advances in Hydrology and Water Resources.
- Trifonov, E.K. (1933), Experimental Investigation of Positive Wave's Propagation along Dry Bottom. Transactions of the Scientific Research Institute of Hydrotechnics, Vol. 10, pp. 169-192 in Russian, pp. 182-188 English translation, Leningrad, p. 149.
- Vasco Costa, F. (1984), The modelling of nonuniform and unsteady flow. In Symposium on scale effects in modelling hydraulic structures. H. Kobus (ed.), Technische Akademie Esslingen. Stuttgart, p. 153.
- Vasiliev, O.F., Gladyshev, M.T., Pritvits, N.A. & Sudobicher, V.G. (1965), Methods for Calculation of Shock Waves in Open Channels. Proc. 11th Congress IAHR, Leningrad, U.S.S.R. Paper 3.44, p. 62.

- Wackernagel, A. (1962), Die Berechnung der Flutwellen beim Bruch von Talsperren, Schweizerische Bauzeitung, Vol. 22, 1962, pp. 535-556, p. 54.
- Walton, R. and Christensen, B.A. (1980), Friction Factors in Storm Surges over Inland Areas, Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Div. ASCE, Vol. 106, No. WW2, pp. 261-271, p. 82.
- Webster, J.L. (1986), ICOLD Executive Meeting, Jakarta, Dam Safety Statistics, delivered for use by the ICOLD Committee on Dam Safety not published, p. 7.
- Whitham, G.B. (1954), The Effects of Hydraulic Resistance in the Dam-Break Problem. Proc. Royal Society of London, Ser. A, p. 57, p. 151.
- Wurbs, R.A. (1985), State-of-the-Art Review and Annotated Bibliography of Dam-Breach Flood Forecasting, Military Hydrology Report 9, Miscellaneous Paper EL-79-6, U.S. Army Corps of Engineers, Water Ways Experiment Station, Feb. 1985, p. 157.
- Wurbs, R.A. (1987), Dam-Breach Flood Wave Models, Journ. Hydr. Eng., ASCE, Vol. 113, No. 1, Jan. 1987, p. 157.
- Yges, L. (1973), Calculation of flood waves supposing the " El Atazar " dam were to break. XI ICOLD Congress. C-5, p. 154.
- Zanobetti, D., Lorgeré, H. (1970), Le modèle mathématique du delta du Mékong, La Houille Blanche, 1-4-5, pp. 17-20, 255-269, 363-378.

13.2. INSTITUTIONAL PUBLICATIONS/PUBLICATIONS

- ANCOLD (1994), Guidelines on Risk Assessment, ISBN 0 731 02754X.
- Australian National Committee on Large Dams (1994), Guidelines on Risk Assessment, ANCOLD, p. 26.
- Binnie & Partners (1989), Review of Methods and Applications of Reservoir Hazard Assessment, Contract Report for UK Department of the Environment.
- Binnie & Partners/Flood Hazard Research Centre, Middlesex Polytechnic (1991), Estimation of flood damage following potential dam failure : Guidelines. Contract Report for UK Department of the Environment (FWR-Report FR/D0003).
- Canadian Standards Association (1991), Risk Analysis Requirements and Guidelines, CAN/CSA-Q, pp. 634-91, p. 26.
- ERDAS, field guide (1991), Earth Resources Data Analysis System, Second edition Version 7.5, Atlanta USA.
- ESRI (1989), Arc/Info User Guide, Environmental System Research Institute, Redlands California, Release Notes 5.0.
- ESRI (1990), Understanding GIS. The ARC/INFO Method. Environmental System Research Institute, Redlands California, p. 137.

- Floods and Reservoir Safety (1989) an Engineering Guide, Institution of Civil Engineers, London.
- Groupe de Travail du Comité Français des Grands Barrages (1982), Technical bases of emergency plans in France for facilitating protection of population downstream of dams. XIV ICOLD Congress. Q 52, R 74. Rio de Janeiro, p. 153.
- Hydro Quebec (1991), Speciality Seminar on Dam-Break Flood Wave Simulation, Montreal, p. 71.
- ICOLD (1974), Lessons from dam incidents, Paris, p. 35.
- ICOLD (1983), Deterioration of Dams and Reservoirs, Paris.
- ICOLD (1987), Bulletin. 59, “ Dam Safety-Guidelines ”.
- ICOLD (1989), Ad Hoc Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen, Denmark.
- ICOLD (1995), Bulletin 99, “ Dam Failures - Statistical Analysis ”.
- Loukola, E. and Pan, S. (editors) (1993), Investigation Report on Dam Safety Research in China. Finnish National Board of Waters and the Environment (Publisher) Chinese-Finnish Cooperation, p. 39, 41, 42.
- MOPU. Direccion General De Obras Hidraulicas (1987) Estudio de la máxima onda de avenida previsible en un cauce en relación con la seguridad de las presas existentes en su cuenca. Madrid, p. 154.
- National Board of Waters and the Environment (1987), updated 1994, Helsinki, Finland, Dam Safety Code of Practice, p. 98.
- National Governor's Association, Center for Policy Research, Washington D.C. (1979), Comprehensive Emergency Management, A Governor's Guide, USA.
- South African Committee on Large Dams, Safety evaluations of dams, Report 2 (1990), Interim Guidelines on Dam-break Floods, Pretoria.
- United Nations Economic and Social Council, Economic Commission for Europe (1990), Seminar on Dam Safety, Rovaniemi 1988, Report of the Seminar, Conclusions and Draft Recommendations to ECE Governments, Introductory Reports and Discussion Papers. Published in Helsinki, National Board of Waters and the Environment.
- U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Centre (HEC) (1977), Guidelines for calculating and routing a dam-break flood, Davis, California, p. 153.
- U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC) (1980), Flood Emergency Plans, Guidelines for Corps Dams, Davis, California.
- U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers (1961a), Floods Resulting from Suddenly Breached Dams; Conditions of Minimum Resistance. Miscellaneous Paper No. 2-374, Report 1, Vicksburg, Mississippi, p. 151.

- U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers (1961b), Floods Resulting from Suddenly Breached Dams; Conditions of High Resistance. Miscellaneous Paper No. 2-374, Report 2, Vicksburg, Mississippi, p. 151.
- U.S. Army Corps of Engineers (1979), DAMCAL (Damage Reach Stage Damage Calculation) Users Manual, The Hydrologic Engineering Center, Davis, California, USA.
- U.S. Committee on Safety of Existing Dams (1983) Evaluation and Improvement, Washington D.C. USA.
- U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation (1984) Design standards, Embankment Dams, No. 13, Chapter 14, Guidelines to Decision Analysis, Denver, USA, p. 26.
- U.S. Dept. of Interior, Bureau of Reclamation (1988) Downstream Hazard Classification Guidelines, p. 21.
- VAWE (1959). Flutwellenuntersuchungen. Ueberblick über den heutigen Stand der Untersuchungen und Ausblick auf das weitere Vorgehen. Interner Bericht der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau der ETH Zurich, unpublished, p. 152.
- VAWE (1960). Flutwellenuntersuchungen, 2. Bericht. Neueste theoretische Erkenntnisse und Zusammenstellung der wichtigsten Messresultate der Untersuchungen in den naturähnlichen Modellen. Interner Bericht der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau der ETH Zurich, unpublished, p. 152.

Imprimerie de Montlignon
61400 La Chapelle Montlignon
Dépôt légal : octobre 1998
N° 19107
ISSN 0534-8293

Copyright © ICOLD - CIGB

Archives informatisées en ligne



Computerized Archives on line

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :
André Bergeret - 2004*



**International Commission on Large Dams
Commission Internationale des Grands Barrages
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**
<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>