

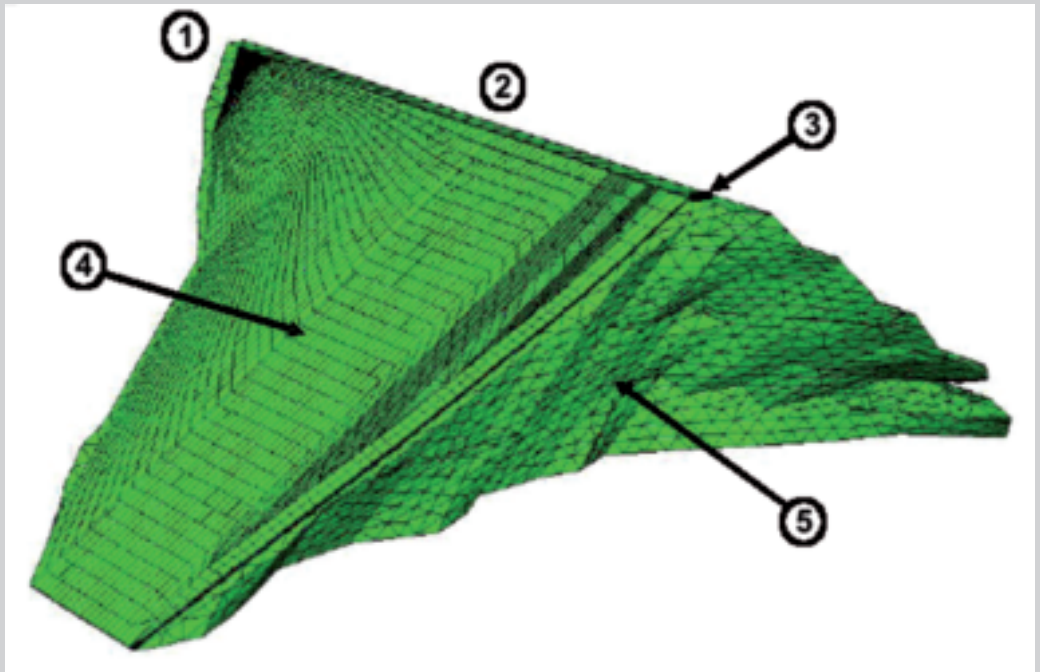
# GUIDELINES FOR USE OF NUMERICAL MODELS IN DAM ENGINEERING

---

## DU BON USAGE DES MODÈLES NUMÉRIQUES DANS L'INGÉNIERIE DES BARRAGES

---

**Bulletin 155**



**2013**

Cover/Couverture :

Finite element model for a rockfill dam (see Fig. 11)/  
*Modèle aux éléments finis d'un barrage en remblai d'enrochement (voir Fig. 11)*

### **AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :**

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 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 and French  
Layout by Nathalie Schauner

*Texte original en anglais et en français  
Mise en page par Nathalie Schauner*

# **GUIDELINES FOR USE OF NUMERICAL MODELS IN DAM ENGINEERING**

---

# **DU BON USAGE DES MODÈLES NUMÉRIQUES DANS L'INGÉNIERIE DES BARRAGES**

---

---

Commission Internationale des Grands Barrages - 61, avenue Kléber, 75116 Paris  
Tél. : (33-1) 47 04 17 80 - Fax : (33-1) 53 75 18 22  
E-mail : [secretaire.general@icold-cigb.org](mailto:secretaire.general@icold-cigb.org)  
Site : [www.icold-cigb.net](http://www.icold-cigb.net)

---

TECHNICAL COMMITTEE ON COMPUTATIONAL ASPECTS  
OF ANALYSIS AND DESIGN OF DAMS  
COMITÉ TECHNIQUE DES MÉTHODES DE CALCUL DES BARRAGES  
(2005-2011)

*Chairman/Président*

France

A. CARRÈRE

*Vice Chairman/Vice Président*

Italy / Italie

G. MAZZA'

Spain / Espagne

I. ESCUDER (2009-)

*Members/Membres*

Austria / Autriche

G. ZENZ

Canada

D. CURTIS

China / Chine

CHEN SHENG HONG

Colombia / Colombie

C. MARULANDA (2009-)

Finland / Finlande

O. RAVASKA

P. VARPASUO (2006-)

Form. Yug. Rep. of Macedonia /

Ancienne Rép. Youg. de Macédoine

L. TANCEV

Germany / Allemagne

U. BEETZ

Greece / Grèce

P. DAKOULAS (2009-)

India / Inde

X

Iran

S. SOHEILI

A. NOORZAD (2008-)

Italy / Italie

M. FANELLI

Japan / Japon

Y. UCHITA

Pakistan

X

Romania / Roumanie

A. POPOVICI

Russia / Russie

Y. LIAPITCHEV

V. GLAGOWSKY (2007-)

Sweden / Suède

M. UNOSSON

M. HASANZADEH (2007-)

Switzerland / Suisse

C. BOSSONEY

R. GUNN (2008)

USA / EU

E. MATHEU

---

## SOMMAIRE

---

AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION
2. MODÈLES NUMÉRIQUES  
POUR LES PROJETS  
DE BARRAGES NEUFS
3. PARTICULARITÉS  
DES MODÈLES POUR LES  
BARRAGES EXISTANTS
4. LEÇONS DE L'EXPÉRIENCE -  
CAS D'ÉCOLE
5. RÔLE DES MODÈLES  
NUMÉRIQUES  
DANS L'APPROCHE GLOBALE  
DE L'INGÉNIERIE  
DES BARRAGES
6. CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

TABLEAUX

FIGURES

---

## CONTENTS

---

FOREWORD

1. INTRODUCTION
2. NUMERICAL MODELS  
FOR NEW DAMS
3. PARTICULAR ISSUES ON  
EXISTING DAM MODELING
4. LESSONS FROM PAST  
EXPERIENCE -CASE  
HISTORIES
5. INTEGRATION  
OF NUMERICAL MODELS  
INTO THE GLOBAL  
ENGINEERING APPROACH
6. CONCLUSION

BIBIOGRAPHY

TABLES

FIGURES

---

# TABLE DES MATIÈRES

---

1. INTRODUCTION .....	14
1.1. Objectifs et contenu du Bulletin.....	14
1.2. Résumé des antécédents .....	16
1.3. Organisation du bulletin.....	16
1.4. Les auteurs .....	18
2. MODÈLES NUMÉRIQUES POUR LES PROJETS DE BARRAGES NEUFS .....	20
2.1. Considérations générales et méthodes .....	20
2.1.1. Types d'analyses pour de nouveaux projets.....	24
2.1.2. Les étapes de la démarche numérique .....	28
2.1.3. Aide à l'évaluation des nouveaux projets.....	32
2.1.4. Outils d'analyse préliminaire .....	32
2.1.5. Méthodes pour l'analyse approfondie.....	34
2.2. Chargements .....	38
2.2.1. Charges initiales.....	38
2.2.2. Poids propre .....	40
2.2.3. Charges hydrauliques .....	44
2.2.4. Charges thermiques.....	48
2.2.5. Charges par explosions .....	50
2.2.6. Modélisation des chargements sismiques .....	52
2.3. Précautions avec les analyses non linéaires .....	56
2.4. Modélisation pour l'optimisation des projets .....	58
3. PARTICULARITÉS DES MODÈLES POUR LES BARRAGES EXISTANTS.....	64
3.1. Considérations générales .....	64
3.2. Incertitudes sur les données.....	66
3.3. Modèles numériques prédictifs.....	66
3.3.1. Approches déterministes .....	68
3.3.2. Approches statistiques .....	68
3.3.3. Méthodes hybrides .....	70
3.3.4. Approche par réseaux neuronaux .....	70
3.4. Systèmes d'auscultation.....	72

---

# TABLE OF CONTENTS

---

1. INTRODUCTION .....	15
1.1. Scope and objectives of the Bulletin.....	15
1.2. Historical summary .....	17
1.3. Organization of the Bulletin .....	17
1.4. Contributors.....	19
2. NUMERICAL MODELS FOR NEW DAMS.....	21
2.1. General considerations and process .....	21
2.1.1. Types of analyses for new projects .....	25
2.1.2. The steps of a numerical process .....	29
2.1.3. Assistance in evaluating new projects .....	33
2.1.4. Preliminary design tools.....	33
2.1.5. Methods for in-depth analysis .....	35
2.2. Loadings .....	39
2.2.1. Initial loads .....	39
2.2.2. Self-weight .....	41
2.2.3. Hydraulic loads .....	45
2.2.4. Thermal loads.....	49
2.2.5. Blast loads.....	51
2.2.6. Modeling for earthquakes actions .....	53
2.3. Precautions with non-linear analyses.....	57
2.4. Modeling for design optimisation .....	59
3. PARTICULAR ISSUES ON EXISTING DAM MODELING .....	65
3.1. General considerations.....	65
3.2. Uncertainties of measurements .....	67
3.3. Forecasting numerical models .....	67
3.3.1. Deterministic approaches .....	69
3.3.2. Statistical approaches .....	69
3.3.3. Hybrid methods .....	71
3.3.4. Neural networks approaches.....	71
3.4. Monitoring systems.....	73

3.5. Méthodes numériques d'identification structurale .....	74
3.6. Réévaluation de la sécurité des barrages – Comportements inexpliqués – Modélisation pour investigations poussées et réhabilitation.....	78
3.7. Exemples .....	84
3.7.1. Exemple 1. Préparation d'un complément de reconnaissances d'après l'analyse du comportement élastique d'un barrage voûte	84
3.7.2. Exemple 2. Evaluation du projet de réhabilitation d'un barrage à voûtes multiples .....	86
4. LEÇONS DE L'EXPÉRIENCE - CAS D'ÉCOLE.....	90
4.1. Introduction .....	90
4.2. Liste des problèmes proposés lors des ateliers de comparaison.....	92
4.3. Principales leçons .....	96
4.3.1. Barrages voûtes.....	96
4.3.2. Barrages poids.....	102
4.3.3. Autres barrages en béton.....	104
4.3.4. Barrages en remblai.....	104
4.4. Synthèse générale.....	112
5. RÔLE DES MODÈLES NUMÉRIQUES DANS L'APPROCHE GLOBALE DE L'INGÉNIERIE DES BARRAGES.....	114
5.1. Considérations générales .....	114
5.2. Fiabilité des modèles numériques vis-à-vis des problèmes réels.....	118
5.2.1. Érosion interne des barrages en remblai .....	122
5.2.2. Érosion de surface des remblais en état de submersion .....	122
5.2.3. Comportement du masque en béton des CFRD au premier remplissage .....	124
5.2.4. Tassement des enrochements mouillés au premier remplissage	124
5.2.5. Fissuration des barrages en BCR par contraction thermique différée .....	126
5.2.6. Modèles dynamiques couplés complets .....	126
5.3. Modèles mathématiques et analyses de fiabilité .....	128
5.4. Modèles numériques en analyse de risques .....	130
6. CONCLUSION .....	138
6.1. Potentialités et limites des modèles numériques.....	138
6.1.1. Ce que peut faire un modèle numérique .....	138
6.1.2. Ce que ne fait pas un modèle numérique .....	140



3.5. Numerical methods for structural identification .....	75
3.6. Dam safety reassessment issues - unexplained behaviour - modeling for in-depth investigations and/or rehabilitation strategies .....	79
3.7. Examples .....	85
3.7.1. Example 1. Planning further investigations after the analysis of the elastic behavior of an arch-gravity dam .....	85
3.7.2. Example 2. Evaluation of the rehabilitation strategy for a multiple arch dam .....	87
4. LESSONS FROM PAST EXPERIENCE CASE HISTORIES .....	91
4.1. Introduction .....	91
4.2. List of problems proposed during Benchmark workshops .....	92
4.3. Main lessons.....	97
4.3.1. Arch dams.....	97
4.3.2. Gravity dams .....	103
4.3.3. Other concrete dams .....	105
4.3.4. Embankment dams.....	105
4.4. General synthesis .....	113
5. INTEGRATION OF NUMERICAL MODELS INTO THE GLOBAL ENGINEERING APPROACH .....	115
5.1. General considerations.....	115
5.2. Reliability of numerical models in real-world problems.....	119
5.2.1. Internal erosion through earthfill dams .....	123
5.2.2. Surface erosion of earthfill dams during overtopping.....	123
5.2.3. Behavior of concrete face of CFRD during their first impounding.....	125
5.2.4. Settlement of rockfill when wetted at first impounding.....	125
5.2.5. Cracking of RCC dams under post-construction thermal shrinkage.....	127
5.2.6. Comprehensive dynamic models with coupling.....	127
5.3. Mathematical models and reliability analyses .....	128
5.4. Numerical models in the context of Risk Analysis .....	131
6. CONCLUSION .....	139
6.1. Capabilities and limits of numerical models .....	139
6.1.1. What a numerical model can do .....	139
6.1.2. What numerical models cannot do .....	141

6.2. Précautions pour optimiser la démarche.....	142
6.2.1. Avant de commencer : définir clairement les résultats attendus	142
6.2.2. Choisir les options pertinentes les plus simples .....	142
6.2.3. Procéder prudemment pour gagner du temps et des efforts .....	144
6.2.4. Vérifications initiales.....	144
6.2.5. Vérification des résultats .....	144
6.2.6. Cas des analyses non linéaires.....	146
6.2.7. Cas des structures évolutives (Analyses par phases).....	148
6.3. Domaines de développement utiles.....	148
6.3.1. Qualité des expressions graphiques des résultats .....	148
6.3.2. Contrôle des processus d'analyse non linéaire.....	150
6.3.3. Modélisation des chargements particuliers .....	150
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>154</b>
<b>TABLEAUX.....</b>	<b>166</b>
<b>FIGURES .....</b>	<b>182</b>

6.2. Precautions to optimize the process.....	143
6.2.1. Before starting: clearly define the expected results.....	143
6.2.2. Select the simplest relevant options .....	143
6.2.3. Carefully proceed in order to save time and efforts.....	145
6.2.4. Initial verifications .....	145
6.2.5. Verification of results .....	145
6.2.6. Case of non-linear analyses .....	147
6.2.7. Case of progressive structures (Phased Analyses) .....	149
6.3. Needs for future developments .....	149
6.3.1. Quality of graphic output results .....	149
6.3.2. Control of the non-linear analysis processes .....	151
6.3.3. Modeling of particular loadings .....	151
<b>BIBLIOGRAPHY</b> .....	155
<b>TABLES</b> .....	167
<b>FIGURES</b> .....	183

---

## TABLEAUX /FIGURES

---

### TABLEAUX

Tableau 1	Les quatre étapes d'un modèle numérique .....	166
Tableau 2	Analyse aux éléments finis d'un système barrage-fondation-réservoir .....	168
Tableau 3	Analyse de sécurité d'un système barrage-réservoir-fondation en crue.....	170
Tableau 4	Évaluation de la sécurité sismique d'un système barrage-réservoir-fondation.....	172
Tableau 5	Mécanismes de défaillance d'un barrage poids.....	174
Tableau 6	Cohérence dans la modélisation dynamique.....	174
Tableau 7	Utilisation des modèles numériques pour le premier chargement d'un barrage .....	176
Tableau 8	Utilisation des modèles numériques dans la surveillance d'un barrage en service .....	178
Tableau 9	Usage des modèles statistiques dans la surveillance des barrages	180
Tableau 10	Distribution des types de barrages et caractéristiques des problèmes proposés.....	180

### FIGURES

Fig. 1	Scénarios de chargement.....	184
Fig. 2	Type de modèle selon le degré d'information .....	184
Fig. 3	Mécanismes de rupture d'un barrage en maçonnerie sous charge hydrostatique .....	186
Fig. 4	Systèmes de protection thermique.....	186
Fig. 5	Enveloppe des températures minimales pour un système .....	188
Fig. 6	Essai d'un barrage en béton jusqu'à la rupture .....	190
Fig. 7	Mécanismes de défaillance d'un barrage poids .....	192
Fig. 8	Les deux approches de chargement sismique.....	192
Fig. 9	Exemple de graphique de comparaison de résultats de modèles numériques.....	194
Fig. 10	Modèle aux éléments finis d'un barrage voûte.....	194
Fig. 11	Modèle aux éléments finis d'un barrage en remblai d'encrochement.....	196
Fig. 12	Contraintes principales de parement (rosettes) .....	196
Fig. 13	Contraintes de parement (zones de couleur) .....	198

---

---

## TABLES / FIGURES

---

### TABLES

Table 1	The four steps of a numerical model.....	167
Table 2	Computer analysis of a dam-foundation-reservoir system.....	169
Table 3	Flood safety analysis of a dam-foundation-reservoir system .....	171
Table 4	Seismic safety evaluation of a dam-foundation-reservoir system	173
Table 5	Failure mechanisms for a gravity dam .....	175
Table 6	Consistency in dynamic modeling .....	175
Table 7	Use of numerical models during first impounding of the reservoir	177
Table 8	Use of numerical models during dam operation .....	179
Table 9	Use of the statistical models in dam surveillance .....	181
Table 10	Distribution of dam types and characteristics for proposed problems.....	181

### FIGURES

Fig. 1	Loading scenarios.....	185
Fig. 2	Type of model in terms of level of information.....	185
Fig. 3	Failure mechanisms of masonry dams due to hydrostatic overloads.....	187
Fig. 4	Systems analyzed for thermal protection .....	187
Fig. 5	Envelopes of minimum temperatures (°C) for systems analyzed .....	189
Fig. 6	Concrete dam model tested to failure .....	191
Fig. 7	Failure mechanisms for a gravity dam.....	193
Fig. 8	The two ways to consider earthquake loading .....	193
Fig. 9	Example of comparison graph of numerical results .....	195
Fig. 10	Finite element model for a concrete arch dam.....	195
Fig. 11	Finite element model for a rockfill dam.....	197
Fig. 12	Principal stresses on a dam face (crosses).....	197
Fig. 13	Stresses along the downstream dam face (colored zones) .....	199

---

---

# PRÉFACE

---

Le Comité des méthodes de calcul pour les barrages a été reconduit lors de la 73<sup>e</sup> Réunion exécutive de Téhéran en 2005 avec les pays membres suivants : Autriche, Canada, Chine, Finlande, France, Ex République Yougoslave de Macédoine, Allemagne, Iran, Italie, Japon, Roumanie, Russie, Espagne, Suède, Suisse et USA.

Les missions du Comité sont rappelées ci-dessous :

1. Élaborer des recommandations sur le rôle que doivent jouer les modèles numériques dans la conception d'un ouvrage nouveau, et sur les pré-requis que leur usage implique.
2. Élaborer des recommandations sur le rôle que doivent jouer les modèles numériques dans l'évaluation du comportement des ouvrages existants, et sur les pré-requis que leur usage implique.
3. Organiser des ateliers de comparaison de modèles numériques entre eux et/ou avec des solutions de référence
4. Organiser la diffusion et la publication des problèmes et des synthèses élaborées à l'occasion des précédents ateliers de comparaison, de façon à fournir des solutions de référence aux ingénieurs, ainsi qu'aux éditeurs de logiciels de calcul et aux chercheurs.
5. Proposer des lignes de recherche visant à établir des modèles numériques valables qui puissent aider à résoudre des problèmes manquant à présent de solution numérique fiable.

Les membres du Comité tiennent à exprimer leur gratitude à Gabriella Giuseppetti qui présida le Comité de 1995 jusqu'à sa brutale disparition en 2003. C'est sous sa direction efficace que se tinrent les 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> Ateliers de comparaison de modèles numériques. Sa contribution à la préparation des bulletins techniques n° 94 et 122, ainsi qu'aux premières ébauches du présent bulletin, a été fondamentale. Tous ceux qui eurent le privilège de la côtoyer garderont pour toujours l'image de son irréfragable fraîcheur d'esprit, liée à une personnalité si riche en force, loyauté et amour passionné pour le travail ainsi que pour tous les aspects de la vie. Son amitié leur fait désormais défaut et son sourire reste gravé à jamais dans leur mémoire.

Le Comité remercie tout spécialement les Comités nationaux autrichien, roumain, chinois, russe et français, ainsi que les organismes qui ont permis la tenue des cinq ateliers de comparaison de modèles numériques au cours de la durée du mandat du Comité.

A. CARRÈRE

Chairman

Committee on Computational Aspects of Analysis  
and Design of Dams

---

---

# FOREWORD

---

The Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams was renewed during the 73rd Annual Meeting held in Tehran (Iran) in 2005 with the following national committee members: Austria, Canada, China, Finland, France, Former Yugoslavian Republic of Macedonia, Germany, Iran, Italy, Japan, Romania, Russia, Spain, Sweden, Switzerland, and USA.

The Committee's Terms of Reference were as follows:

1. Prepare recommendations on the role numerical models have to play in the design activity of a new dam project, and on prerequisites needed for their use
2. Prepare recommendations on the role numerical models have to play in evaluation of the behavior of existing dams, and on prerequisites needed for their use
3. Organize Benchmark Workshops to compare numerical models between one another and/or with reference solutions
4. Organize the dissemination and publication of problems and solutions prepared during previous Benchmark Workshops, so as to provide engineers, software editors and researchers with reference solutions
5. Propose lines of research aiming at establishing valid numerical models for the solution of dam problems presently not amenable to reliable numerical treatment

The Committee members wish to express their gratitude to Gabriella Giuseppetti who was Chairperson of the Committee since 1995 up to her sudden passing away in 2003. The 4th, 5th and 6th International Benchmark Workshops on Dam Analysis were organized under her clever guidance. Her contribution to the issue of the Bulletins N° 94, N° 122 and to the preparation of the present Bulletin has been fundamental. Those who had the privilege to know her shall ever remember the image of irrepressible youth of spirit which is indissolubly tied to her personality so rich in strength, loyalty and passionate love for her work and for all aspects of life. We all miss her friendship and her smile will ever remain in our memory.

The Committee also expresses special thanks to the Austrian, Romanian, Chinese, Russian and French National Committees and other Organizations who made possible carrying out five Benchmark-Workshops during the life of the renewed Committee.

A. CARRÈRE

Chairman

Committee on Computational Aspects of Analysis  
and Design of Dams

---

---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. OBJECTIFS ET CONTENU DU BULLETIN

Le recours aux modèles numériques, tels que les éléments finis, méthodes intégrales et différences finies, est désormais de pratique courante dans l'ingénierie des barrages. Les progrès notables en informatique permettent aux ingénieurs de réaliser, pour résoudre les problèmes de conception, construction et exploitation des barrages, différentes sortes de calculs des plus simples aux plus élaborés.

Les modèles numériques représentent les systèmes barrage-fondation-réservoir dans différents buts tels que :

- a) l'évaluation de la stabilité structurale et simulation de divers mécanismes de défaillance dans tous les types de scénarios et niveaux de chargement (conditions normales, accidentelles et extrêmes et crue et de séisme),
- b) le pré-dimensionnement et l'optimisation de projets de barrages aux diverses étapes de la conception,
- c) l'interprétation du comportement des barrages en service, par comparaison des mesures d'auscultation avec des valeurs de référence calculées, et l'évaluation de leur sécurité,
- d) la conception et l'optimisation des mesures correctives et des travaux de confortement des barrages en service,
- e) l'expérience apportée par l'analyse en retour des cas réels relatifs aux différents problèmes rencontrés.

L'utilité du présent bulletin apparut à plusieurs membres du Comité qui ont remarqué, dans le cadre de l'exercice de leur profession, que même de bons ingénieurs, avec de bons logiciels dans un contexte pertinent, peuvent perdre beaucoup de temps et même manquer leur but. La raison majeure semble être la très grande versatilité des logiciels d'aujourd'hui, qui offrent un très large choix d'option et de ce fait demandent de leurs utilisateurs des choix pertinents lors de la préparation et l'exploitation des modèles.

L'objectif du présent bulletin est d'aider l'ingénieur à élaborer une stratégie de calcul saine, à partir d'une analyse soignée du problème à résoudre, à choisir les options judicieuses du logiciel, puis à réaliser l'analyse de façon progressive avec des vérifications fréquentes, et enfin à élaborer les sorties graphiques propres à supporter une interprétation rationnelle des résultats obtenus, de façon à les traduire en décisions d'ingénieur. Des recommandations, ainsi que des exemples dans différents contextes, sont présentés dans cette optique.

Le bulletin ne contient que quelques développements sur le choix des données d'entrée, répartis au fil des différents chapitres. Par ailleurs, il s'abstient d'une façon générale d'aborder les questions relatives aux critères de performance et aux combinaisons de sollicitations, ces aspects étant largement couverts par les codes ou normes en vigueur dans la plupart des pays. Il ne couvre pas le domaine de la modélisation en mécanique des fluides.



---

# 1. INTRODUCTION

---

## 1.1. SCOPE AND OBJECTIVES OF THE BULLETIN

The use of numerical tools, such as finite element, boundary element and finite difference methods, has become standard practice in dam engineering. The significant advances in software and hardware technology allow dam engineers to perform a variety of quick and efficient numerical analyses for usual or very complex problems in dam design, construction and operation.

Numerical simulation models of dam-foundation-reservoir system have been developed and used for different purposes such as:

- a) Prediction of the structural stability and simulation of any possible failure mechanisms under all types and the whole range of loading scenarios (typically normal operation, flood and earthquake),
- b) Pre-design and optimization of new dams at different project stages,
- c) Interpretation of the behavior of dams under operation by comparison of results of the monitoring system with theoretical computed values, and assessment of their safety,
- d) Design and optimization of remedial works, corrective measures, and most efficient rehabilitation methods of existing dams,
- e) Learning from real cases and back analysis of different problems.

The need for the present bulletin arose from observation by several members of the committee, in the frame of their professional experience, that even good engineers, using well validated software in a pertinent field of application, may lose much time and sometimes miss the objective of their computational activity. The main reason seems to be that software now available have more and more capabilities and offer a wide range of options, which require users to make adequate choices when preparing and operating their models.

The objective of the present bulletin is to help the engineer in establishing a sound computation strategy based on a careful analysis of the problem to be solved, selecting the adequate software options needed, then carrying out the analysis in a progressive way with frequent checks, and finally using adequate outputs to make rational interpretation of the results achieved, so as to translate them into engineering decisions. This will be done through recommendations, and also examples in different contexts.

The present bulletin provides only few developments on the selection of input data, distributed among the different chapters. Moreover it voluntarily omits providing recommendations on performance criteria and solicitation combinations, since these aspects are generally widely covered by standards or codes in force in most countries. It does not cover computational fluid mechanics applications.

## 1.2. RÉSUMÉ DES ANTÉCÉDENTS

La CIGB, à travers ses Comités techniques sur les méthodes de calcul et de conception des barrages, joue depuis plusieurs décades un rôle actif de synthèse du savoir dans ce domaine et de dissémination au sein de la communauté des barrages.

Les bulletins publiés à ce jour par la CIGB sont les suivants :

- Le bulletin n° 30 (1978) est dédié à la présentation de la méthode des éléments finis pour l'analyse et la conception des barrages,
- Le bulletin n° 52 (1986), préparé par O.C. Zienkiewicz, R.W. Clough et H.B. Seed, présente l'état de l'art en procédures d'analyse des séismes pour les barrages,
- Le bulletin n° 53 (1986) se concentre sur l'analyse statique des barrages en remblai,
- Le bulletin n° 61 (1988) est un guide à l'intention des ingénieurs praticiens pour les aider à identifier l'ensemble des problèmes et à définir les critères de projet appropriés,
- Le bulletin n° 94 (1994) « Logiciels de calcul des barrages - Validation » s'intéresse au cadre méthodologique, à la terminologie, et définit les concepts de Justification, Validation and Assurance Qualité. Il définit également les objectifs des Ateliers de comparaison des méthodes de calcul organisés par le comité technique des méthodes de calcul des barrages à partir de 1991,
- Le bulletin n° 122 (2001) « Procédures de calcul des barrages – Fiabilité et applicabilité » propose une revue critique de l'efficacité des modèles mathématiques disponibles pour différents types de problèmes et de barrages; il présente également quelques solutions de référence obtenues lors de quatre premiers Ateliers de comparaison tenus jusqu'en 1999.

## 1.3. ORGANISATION DU BULLETIN

Le chapitre 2 du bulletin contient des recommandations générales pour l'analyse numérique dans le domaine de l'ingénierie des barrages, plus particulièrement dans le cadre de la conception d'un barrage neuf. Il évoque l'interaction avec l'information disponible aux premières étapes d'un projet, l'optimisation du dimensionnement, et la validation finale. Il vise donc les objectifs a) and b) identifiés à la section 1.1. ci-avant.

Le chapitre 3 s'intéresse aux analyses numériques dans le cadre de l'ingénierie des barrages en service, avec une attention particulière à l'information fournie par l'auscultation. Il vise donc les objectifs c) and d) identifiés à la section 1.1.

Le chapitre 4 rassemble des exemples réels, en particulier ceux qui ont fait l'objet d'analyses dans le cadre des ateliers de comparaison, et en tire quelques leçons générales. Il s'inscrit donc dans l'objectif e) de la section 1.1.

## 1.2. HISTORICAL SUMMARY

For several decades, ICOLD by its technical committees on analysis and design of dams has played an active role in synthesizing the knowledge in this field and spreading it to dam engineering community.

The ICOLD bulletins that have been published during this time are:

- Bulletin No 30 (1978) is dedicated to the presentation of the finite element method in analysis and design of dams,
- Bulletin No 52 (1986) prepared by O.C. Zienkiewicz, R.W. Clough and H.B. Seed, presents the state-of-the-art in the earthquake analysis procedures for dams
- Bulletin No 53 (1986) is focused on the static analysis of embankment dams,
- Bulletin No 61 (1988) is a guideline for practicing engineers in order to assist them to identify the complete range of problems and define adequate design criteria,
- Bulletin No 94 (1994) “Computer software for dams-Validation, comments and proposals” is focused on methodological frames, terminology and it specifies the concepts of Justification, Validation and Quality insurance. It also defines the aims of Benchmark-Workshops (B-WS) organized by the Technical Committee on Analysis and Design of Dams starting from 1991,
- Bulletin No. 122 (2001) “Computational procedures for dam engineering - Reliability and applicability” provides a critical review of the effectiveness of presently available mathematical models for different dam types and problems; it also provides some of the Reference Solutions achieved through the first four Benchmark Workshops held before 1999.

## 1.3. ORGANIZATION OF THE BULLETIN

Chapter 2 of the bulletin presents general recommendations for the process of numerical analysis in the field of dam engineering, with special consideration to modeling activities in the frame of the project of a new dam, and considers interactions with input information at the initial stage, shape optimization, and validation of the final dimensioning. Thus it addresses purposes a) and b) identified in Section 1.1. above.

Chapter 3 addresses the use of numerical analyses for engineering activities linked to existing dams, with special attention to information given by monitoring. Thus it addresses purposes c) and d) identified in Section 1.1.

Chapter 4 presents case histories, especially those analyzed in the frame of the Benchmark Workshops, and extracts some lessons from past experience. Thus it addresses purpose e) identified in Section 1.1.

Le chapitre 5 envisage le rôle des modèles numériques au sein de l'organisation de la sécurité des barrages et l'interaction avec la prise de décisions, dans l'aide à la définition de mesures correctives et dans l'évaluation de la sécurité. Il s'inscrit donc également dans l'objectif f).

Enfin, la conclusion résume les aspects les plus importants des recommandations présentes dans le bulletin, en fait la synthèse et évoque les domaines pas encore abordés qui méritent un développement ultérieur.

#### **1.4. LES AUTEURS**

Le présent bulletin est le résultat de la contribution de nombreux spécialistes et praticiens des modèles numériques dans le domaine des barrages, au premier rang desquels les membres du Comité des méthodes de calcul pour les barrages, mais aussi leurs collègues des comités nationaux. Il convient de citer tout spécialement les équipes canadiennes, suisses et italiennes dont les apports dans les différents chapitres du bulletin furent décisifs.

Chapter 5 presents the role of numerical modeling in dam safety management and decision making, by helping in the design of corrective measures and the evaluation of their efficiency. Thus it addresses purpose f) identified in Section 1.1.

Finally the conclusion summarizes the major aspects of recommendations included in the bulletin, and makes a synthesis of needs for future developments.

#### **1.4. CONTRIBUTORS**

The present bulletin results from the contribution of many specialists and numerical models users in the field of dam engineering, especially members of the Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, as well as their colleagues from their National Committees. It is also worth mentioning the Canadian, Swiss and Italian teams whose contributions were essential in the different chapters of the bulletin.

---

## 2. MODÈLES NUMÉRIQUES POUR LES PROJETS DE BARRAGES NEUFS

---

### 2.1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES ET MÉTHODES

L'application des modèles numériques à la conception et à l'analyse des barrages exige de porter attention à un certain nombre de points.

Le premier aspect concerne la taille et le raffinement du maillage de discrétisation (géométrie du modèle), aspect qui a reçu toute l'attention des spécialistes en analyse numérique. Il faut se souvenir qu'une plus grande densité d'éléments finis, correspondant à des éléments plus petits, est nécessaire là où de forts gradients sont attendus. Pour les analyses élastiques linéaires, ces forts gradients apparaissent près des singularités géométriques (angles aigus) et aussi en fonction des chargements : par exemple, pour un chargement thermique journalier la taille des éléments doit être assez petite pour permettre la représentation du flux de chaleur près de la surface.

Un autre point important du point de vue géométrique est la taille du modèle à la périphérie du domaine d'intérêt. C'est important pour les études statiques (la taille de la partie de fondation incorporée au modèle a fait l'objet de plusieurs études en tenant compte du type de barrage), mais c'est fondamental pour les analyses dynamiques; dans ce cas la modélisation du domaine fluide importe tout autant. D'une façon générale des analyses de sensibilité préliminaires ne sont pas inutiles pour évaluer l'incidence des conditions aux limites sur les résultats.

Dans le cas d'analyses statiques linéaires, on peut se référer au principe de Saint-Venant, selon lequel une perturbation sur un modèle donné influence le champ de contraintes de façon sensible sur une distance à l'échelle de la perturbation elle-même. Si on considère la présence du barrage comme une perturbation sur la fondation (en invoquant la réciprocité), l'extension tant verticale qu'horizontale de la fondation devrait être de l'ordre de la taille de la structure : hauteur ou largeur à la base pour un modèle bidimensionnel, longueur de crête pour un modèle tridimensionnel. L'extension du modèle au sein de la fondation doit évidemment être plus généreuse lorsque c'est l'état de contraintes et déformations dans celle-ci qui est l'objet de l'analyse (par exemple en présence de failles ou autres discontinuités critiques).

Le dernier aspect d'ordre géométrique est le choix du nombre de dimensions. Les modèles bidimensionnels conviennent généralement pour les barrages en remblai; des manques de représentativité peuvent cependant apparaître pour les barrages poids en maçonnerie ou en béton, ou pour des remblais lorsque la vallée est étroite. Il peut être nécessaire dans ces cas de recourir à un modèle tridimensionnel, même si le modèle devient alors lourd du point de vue du calcul, particulièrement s'il s'agit d'analyses non linéaires.

Le second aspect à bien prendre en considération dans la préparation d'un modèle numérique de conception et d'analyse de barrage est la représentation des

---

## 2. NUMERICAL MODELS FOR NEW DAMS

---

### 2.1. GENERAL CONSIDERATIONS AND PROCESS

Several aspects have to be taken into account when considering the application of numerical models for the design and analysis of dams.

The first aspect to consider is the size and refinement of the finite element grid (model geometry); this aspect has been deeply analyzed by the numerical specialists. It is important to remember that a higher finite element density, and correspondingly finite elements of smaller size, is necessary where higher gradients are expected. High gradients are expected for linear elastic analyses where geometrical singularities are present (i.e., sharp corners), as well as in relation to the loading condition (e.g., when a daily thermal load is considered, the size of the finite elements has to be small enough to allow the representation of the thermal wave propagation near the dam faces).

An important issue regarding the model geometry is the definition of the domain dimension around the dam. The question cannot be ignored for static analysis (the size of the dam foundation included in the model has been the subject of several studies taking into account the dam typology), but it is of the utmost importance when dynamic analyses are carried out; in the latter case, modeling of the fluid domain also requires particular attention. Generally speaking, preliminary sensitivity analyses should be carried out in order to ascertain the influence of the boundary conditions on the problem.

For static loads and linear analyses, the Saint-Venant principle can be applied. It states that a disturbance to a given model has an influence on the stress level in a surrounding domain which has a width equal to the dimension of the disturbance itself. When considering the dam as the disturbance, the extension of the surrounding foundation (vertically and horizontally), should be at least equal to a characteristic dimension of the structure (i.e., the height or width at the base for a two-dimensional model, the crest length for a tri-dimensional model). Of course, the dimensions of the numerical model become even more important when the stress-strain state of the foundation is one of the goals of the analysis (e.g., for the presence of faults or discontinuities in the rock foundation).

Another important issue that involves geometrical aspects is related to the 2- or 3-dimensionality of the model. Generally, 2-dimensional models are adopted for embankment dams; however, problems may exist when applying the model to masonry/concrete gravity dams and even embankment dams built in narrow valleys. In these cases, it may be necessary to make reference at 3-dimensional schemes even if the model could become computationally heavy, particularly when conducting non-linear analyses.

The second aspect to consider in the application of numerical models for the design and analysis of dams is the inclusion of discontinuities. The question is not

discontinuités. La question n'est pas triviale, numériquement parlant, car lorsque la présence de discontinuités (joints de construction, interfaces, fissures, etc.) est jugée importante, leur représentation implique en général une analyse non linéaire. En règle générale, il est souhaitable de commencer par une analyse élastique préliminaire pour voir si le champ de contraintes obtenu est susceptible de réellement activer la cinématique (ouverture ou glissement) des discontinuités. Pour les barrages voûtes, l'incorporation de discontinuités dans le modèle numérique peut rarement être évitée.

Le troisième aspect de difficulté cruciale dans l'élaboration du modèle est la définition de l'état initial de contraintes et déformations dans la structure. C'est un des problèmes les plus complexes : d'abord parce que les informations sur ces conditions initiales (histoire géologique en fondation, mode et conditions de construction de l'ouvrage) manquent ; ensuite en raison du manque de connaissances des paramètres thermo-visco-mécaniques qui sont mis en jeu.

Dans les modélisations les plus traditionnelles, le poids propre de la structure est appliqué sous forme d'une force répartie appliquée instantanément sur celle-ci, alors que les conditions limites sont les mêmes que pour la suite de l'analyse. La réalité est que le poids propre s'applique progressivement, en le même temps que la rigidité de la structure s'établit progressivement, avec la progression de la construction et la constitution finale des matériaux. Pour un barrage voûte ou poids-voûte, négliger l'effet des phases de construction introduit des approximations importantes sur l'état final de contraintes et de déformations. C'est encore plus important pour les barrages en remblai et la prise en considération des phases de construction est fondamentale lorsque des lois de comportement non linéaires et visqueuses des matériaux interviennent.

Pour les barrages en béton, viennent s'ajouter aux effets du poids propre les contraintes et déformations causées par les variations thermiques du béton, du fait de l'hydratation du ciment puis du refroidissement des blocs qui se contractent alors qu'ils ne sont pas complètement libres. La prise en considération de ces effets peut être importante. Enfin la simulation de l'injection des joints de contraction en fin de construction peut être utile même en faisant abstraction des phénomènes de relaxation. Fort heureusement, il existe des procédures simplifiées pour représenter la construction tant pour les barrages en béton (consoles indépendantes) que pour les remblais (construction par couches) qui se sont révélées adéquates dans la plupart des cas.

Le quatrième aspect concerne le traitement de consolidation des fondations. L'évaluation des effets de tels traitements (injection de ciment, jet-grouting, etc.) sur les caractéristiques physico-mécaniques du matériau de fondation est extrêmement difficile. La littérature n'est pas très riche dans ce domaine (ICOLD, 1985), (ICOLD, 1991). Des essais de terrain à une échelle suffisamment large (géotechniques, hydrauliques et géophysiques) sont utiles pour évaluer l'efficacité des travaux de consolidation, et aussi pour fournir l'information appropriée à la préparation du modèle numérique. Le recours à l'analyse paramétrique peut se révéler opportun.

L'objectif de base d'une analyse numérique est de fournir les réponses pertinentes à une série de questions ayant trait au comportement (attendu pour un projet nouveau, observé pour un ouvrage existant) d'un barrage. Des incidents



trivial from the numerical point of view because when discontinuities (i.e., construction joints, interfaces, cracks, etc.) are considered of primary importance to analyze the problem, they often demand a non-linear finite element modeling. As a general rule, it is advisable to carry out preliminary linear elastic analyses in order to check whether the stress field is able to actually activate the kinematics (opening or sliding) of the discontinuities. For concrete arch dams, resorting to a numerical model that includes discontinuities can quite often become unavoidable.

The third aspect, which also is a crucial point in preparing numerical models, is related to the definition of the initial stress-strain state in the structure. This is one of the most complex problems to be solved for existing structures partly because of the lack of information on construction (sequence of concrete placing, thermal conditions of pouring and environment, etc.), but also because of the lack of knowledge on thermo-visco-mechanical parameters which govern the phenomena.

In more traditional numerical modeling, the dead weight of the structure is usually simulated as an instantly applied load acting on the complete structure to which it is given its final conditions at the boundaries. In practice, however, the dead weight and the stiffness of the structures are applied progressively as building advances and mechanical characteristics change. For arch and arch-gravity concrete dams, neglecting the effects of each construction phase on the final stress-strain state due to the structure weight introduces approximations of an important nature. This is even more important for embankment dams as the simulation of construction phases is fundamental when considering the substantial non-linear and viscous nature of the constitutive laws of material behavior.

With regards to concrete dams, in addition to simulating the effects of the construction phases in terms of dead weight, it may also be important to evaluate the stress-strain state caused by the generation and dispersion of hydration heat in concrete block masses which are not completely free to contract during the cooling of the castings. Moreover, for arch and arch-gravity dams, the simulation of contraction joints injection could be of some importance even if it is neglected considering the relaxation effects due to viscosity. Fortunately, simplified procedures for simulating construction do exist for concrete dams (independent cantilevers) as well as for fill dams (horizontal layers) which have proven their adequacy in most cases.

The fourth aspect deals with simulating the treatment of consolidation of foundations. The evaluation of the effects that this type of process (cement injection, jet-grouting, etc.) has on physical-mechanical characteristics of rock foundations is extremely difficult. Literature provides only scarce experience in this respect (ICOLD, 1985), (ICOLD, 1991). Field tests at large enough scale (geotechnical, hydraulic, and geophysical) may be useful to evaluate the efficiency of the consolidation works and also to provide the relevant information to prepare the numerical model. Carrying out parametric analyses may be relevant.

The basic goal of the numerical analysis is to provide adequate answers to a set of relevant questions related to the performance (expected for dams under design or observed for existing structures) of a dam. Major incidents and failures worldwide

majeurs et des ruptures dans le monde entier ont démontré la nécessité d'étudier tous les mécanismes de défaillance envisageables sous toute une série de scénarios de sollicitation du normal à l'extrême, y compris ceux pouvant résulter de défauts de conception ou de construction (défaut de contrôle qualité sur chantier) (Figure 1). Le domaine de l'analyse peut ainsi devoir aller au-delà de la sécurité structurale du barrage, et être étendu aux ouvrages annexes comme les évacuateurs de crue et les vannes.

La différence principale entre la modélisation d'un ouvrage en projet et d'un autre existant est évidemment que dans le premier cas il n'est pas possible de calibrer le modèle puisque la structure n'existe pas encore.

### **2.1.1. Types d'analyses pour de nouveaux projets**

Comme déjà dit au chapitre 1, l'analyse numérique est un des instruments clés de la conception des barrages. D'une façon générale la conception, qui consiste à optimiser la forme et le dimensionnement des ouvrages, influe sur le coût final du projet, et doit réaliser le meilleur équilibre entre les coûts immédiats (investissement), les coûts différés (maintenance, rénovation) et les risques (Carrère & al., 1993).

Pour ce faire le concepteur dispose des éléments fondamentaux suivants :

- l'expérience passée de l'ingénierie des barrages, dont tout ce qu'on sait sur le comportement des barrages en service (disponible grâce à la CIGB, mais aussi dans d'autres publications d'ingénierie) ;
- divers types de modèles physiques, analytiques ou numériques disponibles pour prédire la réponse de la structure aux forces de la nature.

Les deux approches sont complémentaires et doivent être employées de façon systématique pour dimensionner correctement un barrage neuf, dans la mesure où celui-ci se place dans le domaine des précédents (conditions similaires en dimensions, topographie du site, matériaux de fondation et de construction, géologie, conditions de chargement et d'exploitation). Dans ces conditions, les modèles de calcul constituent une base saine de conception de nouveaux barrages, en s'appuyant sur l'expérience et sur des critères de projets et normes associés.

Lorsqu'un projet se trouve au-delà du domaine de l'expérience en ne répondant pas à au moins une des conditions énumérées ci-dessus, il devient nécessaire de recourir aux meilleurs moyens d'extrapolation par rapport aux précédents connus. Il faut, pour pouvoir prédire la réponse de la structure, que tous les phénomènes significatifs soient correctement pris en considération, qualitativement et quantitativement. Une telle attitude est essentielle pour que le concepteur puisse s'engager sur son nouveau projet.

Dans le cas d'un barrage nouveau, l'information disponible est généralement conventionnelle, en ce sens qu'il n'y a pas beaucoup de données spécifiques au projet. Ainsi des propriétés des matériaux qu'il faut inventer à partir de peu de mesures, au moins au début du projet. De même la collection de toutes les conditions de chargement auxquelles le barrage devra résister pendant toute sa vie

have confirmed the need to study all the possible failure mechanisms under a variety of loading scenarios, ranging from normal to extreme loads, and that may also result from some weakness of the design or problems arising from the lack of quality control during the construction period (Figure 1). The scope of the analysis may need to address questions not only concerning the structural safety of the dam, but also the safety and reliability of appurtenant structures such as spillways and gates.

Obviously, the main distinction between modeling new and existing dams lies on the fact that numerical models cannot be calibrated for a new dam since the structure does not yet exist.

### **2.1.1. Types of analyses for new projects**

As indicated in Chapter 1, numerical analysis is a key tool in the dam design process. The current practice of dam design consists of optimizing dimensions and the geometry of dams. As such, design affects the final cost of the project and it must balance the immediate costs (investment) and delayed costs (maintenance, reinforcement) and risks (Carrère & *al.*, 1993).

In order to reach this goal, the designer has access to the following fundamental tools:

- Past dam engineering experience, such as all previous information available on the behavior of existing dams (i.e., ICOLD Congress proceedings and other dam engineering publications);
- Various physical, analytical or numerical models that can be readily used to predict the response of the structure to forces of nature.

These two fundamental approaches interact closely, and can be used routinely to properly dimension a new dam, provided the dam remains within engineering precedents (i.e., similar previously encountered conditions such as dam dimensions, site topography, dam and foundation materials, foundation geology, load conditions and operating characteristics). When these conditions are met, computational models provide a safe baseline for design of new dams, based on past experience and knowledge with the support of associated design criteria and standards.

If a new dam project appears to be beyond dam engineering precedents as a result of an exception to the conditions listed above, it is necessary to take advantage of a reliable means of extrapolation of previous dam engineering experience. This implies that all significant phenomena are correctly taken into account, qualitatively and quantitatively, in order to predict the response of the structure. This approach is essential for a designer to commit himself to the design of a new project.

For a new dam, most of the information is generally conventional in the sense that typically there is no much data that can be used as project-specific reference. For example, properties of materials have to be usually assumed from a limited set of data, at least during the earlier stages of the design. The entire range of loading conditions that the dam will have to withstand during its life is in general no more

n'est rien de moins qu'une pure hypothèse. Même si toutes ces données sont la plupart du temps bien définies dans les critères de projet, elles restent hautement hypothétiques. Le modèle numérique doit par conséquent faire la démonstration de l'acceptabilité du comportement de la structure future (l'acceptabilité étant également définie dans les critères de projet) dans toute l'étendue des incertitudes. Il en résulte souvent un processus itératif, avec des définitions successives des caractéristiques (dimensions) du projet jusqu'à obtenir un degré d'optimisation jugé satisfaisant. Autre raison de l'approche progressive, l'amélioration continue de la connaissance des données et contraintes du projet. C'est ainsi que le dimensionnement d'un barrage, commencé à partir d'une optimisation économique préliminaire, sera certainement influencée par les résultats des reconnaissances géotechniques qui améliorent la connaissance de la fondation.

Quel que soit le type de barrage, l'état de l'art actuel consiste à évaluer d'abord la réponse du projet de barrage dans le domaine élastique, y compris pour les charges extrêmes. Le but en est d'identifier les zones du barrage susceptibles d'être endommagées, gardant en tête que les calculs élastiques ne peuvent rien dire de l'évolution associée à ces dommages.

Plus récemment, en fait, les modèles non linéaires ont permis de mieux estimer le comportement possible d'un barrage soumis aux chargements extrêmes, tels les très forts séismes. Les modèles non linéaires introduisent inévitablement une grande complexité, ne serait-ce que par le nombre de paramètres de modèle. C'est pourquoi une analyse non linéaire ne doit se faire qu'à la suite d'un premier calcul élastique qui sert de référence. La section 2.3 fournit quelques indications sur les précautions particulières lorsqu'une analyse non linéaire est entreprise.

Les modèles non linéaires devraient bénéficier de vérifications et de validation appropriées avec des cas réels, chaque fois que c'est possible. Les résultats des modèles non linéaires sont en général difficiles à interpréter. La principale difficulté provient du transfert d'efforts dans d'autres parts de la structure quand la résistance limite est atteinte quelque part. Ceci peut être faussé parce que :

- les modèles numériques font appel à des procédures numériques itératives approximatives; là où l'état de contraintes est proche de la limite des instabilités peuvent survenir, qui n'ont rien à voir avec l'instabilité physique ;
- même un bon modèle mathématique peut présenter des différences avec son objet dans le domaine plastique. Il peut ne pas identifier correctement la redistribution de contraintes, et ainsi modifier sensiblement le processus de défaillance ;
- les modèles non linéaires sont sensibles à l'histoire du chargement, alors que l'enchaînement compliqué de la construction et de l'exploitation, qui nécessite déjà un bon jugement d'ingénieur, impose d'importantes simplifications ;
- le comportement ultime d'une structure peut se trouver fortement influencé par des faiblesses locales et parfois ignorées des matériaux. Comme celles-ci ne peuvent pas être toutes représentées, une distribution « en pire » des défauts peut, dans certaines limites, être figurée dans une approche de fiabilité basée sur des éléments finis stochastiques. Une telle situation n'est toutefois qu'une approche prudente pas forcément représentative de la réalité.

than an assumption. Even if these inputs are most of the time accurately defined as part of the Design Criteria, they are still highly hypothetical. The numerical model should therefore be able to demonstrate that the behavior of the future structure will be acceptable (the notion of acceptability also being defined in the Design Criteria) for the expected range of uncertainties. This often leads to an iterative design process, with successive definitions of the project characteristics (dimensions) until a satisfactory degree of optimization is reached. Another aspect that leads to a progressive development of the final design is the continuous improvement in knowledge of the project and its constraints. For example, the final dimensions of the dam, which often results from early economic analytic optimization, will be certainly influenced by the increasing knowledge of the foundation properties resulting from geotechnical investigations.

For all type of dams, the present state-of-practice often treats the dam response in the linear elastic range, even for extreme loading conditions. The goal of this analysis is to identify the zones within the dam that could be damaged, keeping in mind that linear elastic analyses cannot allow to estimate the evolution associated with such damages.

More recently, in fact, non-linear models are used to give a better estimate of the possible dam behavior under extreme loading scenarios such as those represented by very severe seismic ground motions. Non-linear models unavoidably introduce major complexities (e.g. a large number of model parameters to be defined). For this reason, non-linear analysis should always follow a linear elastic one as the basic reference model. Section 2.3 provides some recommendations on special precautions when a non-linear analysis is carried out.

Non-linear models should be appropriately verified and validated with historical cases, whenever possible. In general, the results of non-linear models are difficult to interpret. The main difficulty comes from the fact that if the strength of the material is reached in some part of the structure, a stress transfer to other parts occurs. This procedure can be corrupted for several reasons:

- Non linear models need to be treated with approximate numerical iterative procedures; in zones where the state of stresses lies near the yielding surface, numerical instabilities may occur, which have nothing to do with physical instabilities;
- Even a good mathematical model can produce some differences with the prototype in the plastic range. It may not properly identify the stress redistribution, and substantially modify the process of collapse;
- For non-linear models, the load history is very important; hence, complicated construction and operating phases, which already need a sound engineering judgment, have to be necessarily simplified;
- The ultimate behavior of a structure can be strongly influenced by local, sometimes unknown, weaknesses of the material. These local properties of the structure and its foundation cannot generally be modeled. “Worst-case” distribution of defects can (within limits) be identified by a reliability approach based on stochastic finite-element models. This situation, however, is a cautionary limit not necessarily related to the real structure.

On peut en général utiliser différents modèles numériques pour représenter le même objet, avec plus ou moins de représentativité et de sophistication mathématique. Pour l'analyse d'une voûte par exemple on a le choix entre la simple formule du tube et un modèle très complet aux éléments finis. Le premier n'est qu'un modèle explicite très simple qui fournit les contraintes et déformations moyennes; les hypothèses et simplifications sur les conditions d'appui et sur l'équilibre interne sont très importantes, et les limites en sont bien connues.

À l'autre bout de l'échelle, les modèles aux éléments finis non linéaires sont capables de considérer les propriétés non élastiques du barrage et de sa fondation, la pression d'eau dans le béton et la roche, la fracturation hydraulique et les aspects dynamiques. Ils donnent une image plus réaliste des phénomènes physiques au prix d'un calcul plus complexe et de données plus fournies. Le concepteur doit garder à l'esprit que les modèles non linéaires complexes ne fournissent pas toujours de meilleures solutions que les plus simples modèles élastiques. En fait, le modèle le plus sophistiqué n'est jamais qu'une approximation de la réalité, et les différences entre celui-ci et le monde physique sont d'autant moins évidentes que les mécanismes invoqués sont complexes.

Dans la pratique l'ingénieur est amené à recourir successivement à plusieurs modèles physiques ou numériques, plus ou moins complexes et sophistiqués, tandis qu'il raffine progressivement le modèle conceptuel de son projet. Le cadre adéquat du processus d'analyse numérique est par conséquent le suivant :

- simplification (c'est-à-dire hiérarchisation des questions au fur et à mesure qu'elles apparaissent dans l'avancement du projet) ;
- sélection et utilisation du modèle le plus pertinent compte tenu de l'information disponible ;
- vérification de la cohérence entre résultats et hypothèses.

La même démarche vaut autant pour un projet neuf que pour évaluer l'état d'une structure existante. Mais le second cas impose en plus la cohérence entre les résultats du modèle et les observations de terrain ; cette exigence complémentaire qui ne permet pas d'impasse a pourtant l'avantage d'améliorer la fiabilité du modèle, puisque celui-ci peut être étalonné et validé avec les mesures effectuées directement sur l'objet de l'analyse.

### **2.1.2. Les étapes de la démarche numérique**

Les considérations qui suivent sont très générales et sont d'application, en gros, aux modèles numériques d'ouvrages en projet comme à ceux en service.

Avec leur impressionnante capacité à procurer une image adéquate des états de contraintes et déplacements des structures, les modèles numériques sont indispensables pour bien comprendre le comportement des barrages. Simples ou sophistiqués, ces modèles sont désormais exploités couramment pour guider les projets jusqu'au bout, surtout lors de leur optimisation. Mais malgré cette popularité, il semble y avoir une certaine confusion dans l'acception du terme de « modèle numérique » et dans les éléments qu'il sous-tend. Le Tableau 1 donne la plus simple définition de ces concepts, valable pour les nouveaux projets comme pour les ouvrages existants.

In general, different numerical models can be used to represent the same phenomenon with less or more completeness or mathematical sophistication. For example, for the structural analysis of an arch dam, the selected model could range from the mere tube formula to a very complex finite element model. The former is just a very simple explicit model that gives average stresses and deformations; assumptions and approximations are extremely rough on foundation conditions, and on internal structural equilibrium of the structure. But the limits of such model are obvious and widely known.

On the other hand, non-linear finite element models are able to take into consideration the non-elastic mechanical properties of the dam body and foundation, pore pressure in concrete and rock, hydraulic fracture, and dynamic aspects. They provide a better image of the physical phenomena at the cost of more complex computation process and more severe data requirements. Designers should be aware of the fact that complex non-linear models do not always provide better solutions than simpler linear elastic ones. As a matter of fact, even a very sophisticated model is an approximation of real conditions, and the relationship between the model and the real world is less evident and intuitive when the mechanisms represented are more complex.

In practice, the engineer is led to successively use several physical or numerical models, more or less complex and sophisticated, to progressively refine the conceptual model and the project. Therefore, the appropriate framework for the numerical analysis process consists of:

- Simplifying (i.e., classifying the questions arising at each moment of the design process);
- Selecting and using the adequate model to get the best answer with available information;
- Checking the consistency between results obtained and assumptions.

The same process is valuable for both the design of a new structure and judgment on the condition of an existing one. However, the second case imposes consistency between model results and observations, which from one hand is more demanding and does not allow any tolerance or laxism but on the other hand improves the reliability of a model that can be calibrated and validated on the basis of the measurements gathered directly from the prototype.

### **2.1.2. The steps of a numerical process**

The considerations below are quite general and apply, by in large, to numerical models for new dams as well as for existing ones.

Numerical models, with the broad opportunities they offer to produce a relevant picture of the state of stresses and to assess the displacements of the structures, render them essential to comprehend the behavior of the dam. These models, simple or sophisticated, are now used routinely to consider the project up to completion and are fundamental tools during the optimization process. In spite of extensive use, there seems to be some confusion as to what is meant by the concept of “numerical model” and the several elements it implies. Table 1 presents the simplest definition of this concept for a new structure or a back analysis for existing ones.



Pour clarifier et éviter les incompréhensions, précisons les définitions suivantes :

- **Objet** (en anglais curieusement, prototype) : la structure physique étudiée avec toute sa complexité. L'objet et notamment sa fondation ne sont jamais parfaitement connus; leurs propriétés sont hétérogènes dans l'espace, généralement pas homogènes et pas toujours continues.
- **Le modèle mathématique** : Une formulation qui traduit en termes mathématiques le modèle conceptuel qui représente le comportement de la structure à construire et de sa fondation. Le modèle mathématique est une expression qui réduit la complexité de la réalité en un ensemble d'équations (par exemple les équations différentielles avec leurs conditions aux limites et initiales), traitables mathématiquement.
- **La méthode numérique** : Elle permet de résoudre le modèle mathématique et d'obtenir une solution numérique. En général le code employé ne donne qu'une solution approchée de la solution « exacte » (par référence au code mathématique, pas à la réalité) ce qui apporte un nouveau degré d'incertitude à la solution. Les méthodes des éléments finis et des différences finies, sans être les seules, ont été les plus largement utilisées ces quarante dernières années.
- **Le modèle numérique** : C'est la solution du modèle mathématique obtenue par la méthode numérique.
- **L'évaluation de la solution** : La traduction des résultats numériques en conclusions pratiques sur le comportement de l'objet, et en décisions relatives à l'évaluation de la sécurité ou au projet.

La démarche d'analyse est généralement itérative. L'évaluation des premiers résultats conduit souvent à apporter des modifications au modèle, aux conditions limites, ou aux propriétés des matériaux quand un étalonnage est possible, ou pour une analyse de sensibilité lorsque c'est nécessaire pour mieux comprendre et interpréter les résultats.

L'analyse numérique doit par conséquent être complètement intégrée à l'ensemble du processus de conception. De ce fait, les ingénieurs barragistes impliqués dans le projet doivent posséder assez de compétence en mécanique appliquée et en méthodes numériques pour avoir pleinement conscience des conséquences des hypothèses et des simplifications de leur modèle mathématique, en termes d'une éventuelle dégradation des solutions données par le modèle numérique. C'est particulièrement vrai pour les modèles non linéaires quand l'unicité de la solution n'est pas assurée. Il faut donc interpréter les résultats avec soin et les comparer avec le comportement attendu de l'objet, et toute solution qui contredit l'intuition de l'ingénieur est à considérer avec scepticisme.

Lorsque cette situation idéale, où l'ingénieur projeteur est également en charge des analyses numériques, n'est pas possible, il est indispensable qu'une collaboration et une confiance s'établissent entre ces différents spécialistes, et il est recommandé que tous les échanges d'information soient formulés par écrit, afin d'éviter tout malentendu.



For sake of clarity and in order to avoid misunderstandings, it is suitable to specify the following definitions:

- **Prototype:** The physical structure to be analyzed with all its complexities. The prototype and its foundation are never entirely known; they are variables, in terms of their properties and their spatial distribution, typically not homogeneous and not always continuous.
- **Mathematical Model:** A formulation which transfers in mathematical terms the conceptual model representing the behavior of both the structure to be built and its foundation. Mathematical model is an expression that reduces the complexities of reality to a set of equations (e.g., a set of differential equations with their boundary and initial conditions) that can be mathematically treated.
- **Numerical Method:** Used to solve the mathematical model and to obtain a numerical solution. Generally, the code used only gives an approximation of the “exact solution” (referred to the mathematical code and not to the prototype) and introduces a new degree of uncertainties into the solution. The finite element and finite difference methods have been two of the most widely used during the last forty years, but certainly not the only ones.
- **Numerical Model:** The solution of the mathematical model by means of the numerical method.
- **Evaluation of the Solution:** The translation of the numerical results into practical conclusions on the prototype performance, and decisions for the safety evaluation or for the design.

The process of analysis is most of the times iterative. The evaluation of the first results often leads to bring some modifications to the model, to boundary conditions, or to material properties when calibrations are possible, or when a sensitivity analysis should be performed to help interpretation and the understanding of results.

The analysis has therefore to be fully integrated in the whole engineering process. In this respect, professionals in dam design involved in the project should have their own knowledge and skill in applied mechanics and numerical methods, so that they are fully aware of the consequences of the assumptions and simplifications of their mathematical model, as well as the possible degradation of the solution brought by the numerical model. This is particularly true for non-linear models when the existence and uniqueness of the solution is not guaranteed. In any case, the results must be carefully interpreted and compared with the expected prototype behavior, and any solution that contradicts sound engineering intuition should be considered with skepticism.

Whenever this ideal situation of the dam professional being also the one in charge of the numerical analyses is not possible, a very close cooperation and confidence between the different specialists involved in the process is absolutely necessary, and it is recommended that all information between them are exchanged by writing to avoid any misunderstanding.

### 2.1.3. Aide à l'évaluation des nouveaux projets

Il faut mettre à profit la versatilité de l'outil numérique pour l'adapter à l'objectif d'une phase d'étude donnée et à la qualité des informations disponibles. La façon d'établir la réponse d'une structure dépend en effet de deux conditions : d'une part l'objectif de la modélisation numérique en relation à l'étape du projet ; d'autre part la qualité et la quantité de données disponibles. Cette seconde condition exige un examen critique des données pour s'assurer qu'ils sont à l'échelle du résultat escompté. La relation entre la qualité de l'information et le raffinement des modèles est illustrée par la Fig. 2 (Kreuzer, 2000), à l'origine créée pour les analyses de risques mais aussi bien applicable aux modèles numériques.

Quand on prépare un modèle conceptuel, il est préférable de commencer par le plus simple et de complexifier par étapes, en gardant à l'esprit qu'on manque en général de données fiables.

Pour les barrages en service, les modèles numériques servent à extrapoler du passé vers le futur ; dans le cas des projets neufs, ils permettent d'extrapoler des ouvrages existants connus vers les nouveaux comparables. Comme toujours avec l'extrapolation, la prédiction est d'autant moins fiable que la cible est éloignée de la référence. Par ailleurs, il faut être conscient que l'étalonnage d'un modèle numérique à partir de mesures de terrain peut ne pas être unique. De plus, « *la précision de ces prédictions est souvent grevée par les difficultés à bien caractériser la structure géologique (en trois dimensions), à décrire de façon adéquate la réponse du sol, par l'imprécision des mesures des propriétés du sol, et par les problèmes numériques des outils analytiques* » (Barbour and Krahn, 2004).

### 2.1.4. Outils d'analyse préliminaire

Les concepteurs réalisent en général les études préliminaires avec des outils très simples. Ils se réfèrent surtout à leur expérience acquise sur des projets comparables et dans des conditions similaires, et en tenant compte des particularités géologiques, topographiques, hydrologiques, des propriétés des matériaux. Ils s'appuient sur des modèles très simples (poutres, consoles, équilibre limite) qu'on peut même traiter à la main. À l'extrême pour les remblais ou les barrages poids aucun modèle n'est nécessaire à ce stade préliminaire, car les fruits des parements et les organes de filtre sont simplement copiés d'exemples passés.

Pour un nouveau projet dont la taille, les proportions, les matériaux et méthodes de construction sont similaires à un précédent, un modèle simple peut suffire. Si à l'opposé le projet présente des caractéristiques sans précédent (par exemple une très grande hauteur, une fondation très déformable, une vallée très large (pour une voûte) ou très étroite (pour un remblai ou un barrage poids), une taille exceptionnelle de face masque amont ou de noyau argileux), une simplicité excessive sera insuffisante et potentiellement dangereuse, n'étant qu'une étape initiale en attendant la disponibilité d'information suffisante pour alimenter un modèle plus réaliste. Attention en particulier aux hypothèses implicites qui peuvent engendrer des erreurs dramatiques.

### **2.1.3. Assistance in evaluating new projects**

The versatility of the numerical tool shall be adapted to the aim of the particular design stage and the accuracy of the available information. The way to assess the behavior of the structure depends on two conditions: the objective of the numerical modeling linked to the design stage; and the quality and quantity of available data. The second condition requires scrutiny of the available data and ensuring that its level is commensurate with the intended outcome. The relationship between available information and refinement of the applied model is graphically represented in Fig. 2, (Kreuzer, 2000). This representation was originally developed for risk analysis models but it is quite applicable to numerical analysis.

The first condition when establishing a conceptual model is to start simple and to add complexity in increments, keeping in mind that models are generally data deficient.

In the case of existing dams, numerical models are used for extrapolation of past behavior to the future; for new projects, they allow extrapolation from existing structures to new similar ones. As with any extrapolation, the prediction is all the less credible as the reference structure is different from the one under design. On the other hand, one has to be aware that calibration of numerical models on the basis of field monitoring data might be non-unique. In addition, *“the accuracy of those predictions are often overwhelmed by difficulties in fully characterizing the geologic setting (in three dimensions), in providing appropriate theoretical descriptions of soil behavior, in uncertainties in measuring soil properties, and in numerical problems with analytical tools”* (Barbour and Krahn, 2004).

### **2.1.4. Preliminary design tools**

Preliminary designs are generally made with very simple tools and are mainly based on past experiences of the designer with respect to similar dams built in similar conditions, while also taking into account the main geological, topographical, hydrological and material parameters, relying on simple numerical models, (beams, cantilevers, limiting equilibrium analysis) which can even be solved by hand. In the case of gravity or fill dams, not even a simple model is required, and at this early level, shell slopes and filters/drains formulas are just to be reproduced from past examples.

If the new project has similar proportions, size, materials and construction methods as the reference, a simple model may be sufficient. On the other hand, when the project presents unprecedented characteristics (i.e., very high dams, very deformable foundations, wide valleys – in the case of arch dams, or very narrow ones – in the case of fill or masonry dams, very large concrete faces on rockfill shells or too high clay cores), a too simple approach may be insufficient or even dangerous, and should be considered as only an initial step until sufficient information on materials and actual local conditions is available to allow for a more realistic model. Great care must especially be given to implicit assumptions, which may lead to dramatic errors.

Les défis classiquement liés à l'analyse numérique d'un nouveau projet sont :

- Si l'extrapolation de l'expérience constitue un bond considérable, le modèle numérique doit pouvoir représenter les phénomènes en jeu de façon aussi réaliste que possible ;
- Les données sur les matériaux, charges, etc., ne sont en général acquises que progressivement et ne sont donc pas disponibles au début du projet. Cela conduit à commencer avec des modèles simples, peu exigeants en données mais pas totalement fiables, pour continuer avec d'autres plus réalistes et sophistiqués quand c'est possible et nécessaire.

En mécanique des milieux continus il faut, pour pouvoir atteindre une solution fiable, que :

- L'ensemble de la structure soit en équilibre, ainsi que chacun de ses composants ;
- Les déplacements et déformations des composants sont compatibles entre eux ;
- Les caractéristiques mécaniques des matériaux soient définies.

Une vérification rigoureuse de ces trois conditions étant souvent difficile pour les structures complexes, on adopte des hypothèses simplificatrices pour réduire l'effort de calcul, obtenant ainsi les valeurs extrêmes de la marge de sécurité. Celles-ci sont alors approchées de façon progressive. C'est ainsi que pour les barrages en béton la première condition d'équilibre est d'abord évaluée par l'équilibre de la section poids ou par la formule du tube. La cinématique est ignorée ainsi que le comportement des matériaux au-delà de la limite élastique. Pour la seconde condition, la « trial load » qui représentait une voûte par une grille de poutres orthogonales (arcs et consoles) a cédé la place aux modèles aux éléments finis, capables de représenter des géométries, charges et conditions limites plus complexes. Pour la troisième condition enfin les caractéristiques mécaniques des matériaux de remblai varient de la simple élasticité linéaire aux modèles hyperboliques, élasto-plastiques ou encore plus complets (viscosité, etc.).

### **2.1.5. Méthodes pour l'analyse approfondie**

À un stade plus avancé du projet, des modèles mathématiques plus sophistiqués sont souvent nécessaires pour comprendre le comportement plus complexe lié aux chargements extrêmes, comme le Séisme Maximum Possible ou la Crue Maximum Possible. De fait des problèmes particuliers tels que l'écoulement hydraulique souterrain, le refroidissement du béton jeune, le contact entre blocs ou matériaux contrastés, et la réponse des barrages aux sollicitations sismiques, justifient le recours aux modèles mathématiques complexes. L'élasticité linéaire ne peut en effet rendre compte ni de la redistribution de contraintes après fissuration, ni des mécanismes de rupture, ni des grands déplacements irréversibles susceptibles d'affecter les remblais, ni des montées de pression interstitielle (liquéfaction) dans les sables pendant un séisme.

Les éléments finis non linéaires visent à représenter le comportement réellement non linéaire des sols, bétons, roches de fondation, joints et fissures.

The numerical analysis of new projects is typically associated with the following challenges:

- Extrapolation from experience represents a large leap, and the numerical model must represent as realistically as possible the phenomena involved;
- Data on materials, loads, etc., are not immediately available for use in calibrating models, as they are only generated progressively during investigations. This leads to the successive use of simple models (with few input data) that are not completely reliable, towards more sophisticated and realistic ones when possible and necessary.

In the field of continuous structural mechanics, three basic conditions must generally be satisfied to obtain a reliable solution:

- The structure as a whole as well as each individual component must be in equilibrium;
- The displacements and deformations of the components must be compatible;
- The stress-strain characteristics of the materials must be defined.

A rigorous consideration of these three conditions can be difficult for complex structures. In practice, simplified assumptions are commonly assumed to minimize the computational effort and obtain upper and lower bounds for safety margins. Safety margins are often computed in a progressive manner. As an example of addressing the first condition, for concrete dams equilibrium is used starting with the gravity method or the tube formula. Kinematics is ignored and material laws are not considered beyond the linear elastic behavior. As an example of addressing the second condition, trial load using a grid of arch and cantilever beams as a representation of arch dams have been replaced by linear elastic finite element models, which can consider more complex geometries, loadings and boundary conditions. Finally, for the third condition, stress-strain characteristics for instance in earth dams may vary from pure elastic to hyperbolic models, or may consider plasticity and other more complex phenomena (viscosity, etc.).

### **2.1.5. Methods for in-depth analysis**

At higher stage levels, more sophisticated mathematical models may be necessary in order to explain more complex behavior with reference to extreme loading scenarios, such as Maximum Credible Earthquake or Probable Maximum Flood. As a matter of fact, special problems such as transient underground seepage, cooling of new concrete, contact between two blocks or two types of materials, and dam behavior during earthquakes justify the use of more complex mathematical models. In these cases, the assumption of linear elasticity is inadequate to rigorously assess the stress redistribution due to cracking as well as failure mechanisms. It is also inadequate to represent large and/or irrecoverable deformations as those that may happen on earth and rockfill dams or capture effects such as pore pressure development during earthquakes on saturated granular materials.

Non-linear finite elements aim at representing the actual non-linear stress-strain behavior of soils, concrete, rock foundation, cracks, and joints. The analysis

L'analyse peut n'être que localement non linéaire, par exemple lorsque la zone des non linéarités potentielles est de taille limitée et connue *a priori*; la surface de contact barrage-fondation est ainsi souvent privilégiée. L'analyse peut aussi être globalement non linéaire, ce qui signifie que le comportement non linéaire est autorisé à apparaître en tout point du barrage et de la fondation. Il ne faut cependant pas sous-estimer la difficulté de telles analyses. Les résultats ne sont pas uniques car ils dépendent de l'historique de chargement, du modèle (de petites différences apparemment anodines du modèle pouvant affecter significativement les résultats), et aussi de la méthode de résolution numérique. C'est pourquoi on recommande une nouvelle fois qu'une étroite collaboration s'établisse entre les spécialistes des calculs et les ingénieurs barragistes expérimentés, lors du recours aux modèles numériques complexes. Le Tableau 2 représente le logigramme de l'analyse d'un système barrage-réservoir-fondation.

Toute analyse de stabilité, quelle soit simple ou complexe, requiert de choisir des paramètres de projet et de définir des critères de projet acceptables pour des conditions de chargement données. En dépit de leur versatilité, les éléments finis sont exigeants en termes de définition des données, sélection des modèles de comportement des matériaux, et interprétation des résultats. La solution est sensible aux hypothèses de modélisation. Les coefficients de sécurité sont des scalaires parfaitement définis dans le cadre d'un projet. Par contre, la plupart des documents de référence sur la sécurité des barrages sont imprécis voire muets sur la façon d'évaluer les marges de sécurité acceptables en termes de déformations ou de portance limites, à partir des résultats des modèles aux éléments finis. En plus, les coefficients de sécurité ne sont pas indépendants de la méthode de calcul.

Il faut savoir que les contraintes calculées par un modèle aux éléments finis dépendent de sa discrétisation. Par exemple, au pied d'un barrage poids qui est une singularité géométrique en élasticité linéaire, la contrainte  $y$  est localement infinie. Le modèle en donne la meilleure approximation qu'il peut, et la valeur rendue est d'autant plus forte que le maillage est fin. À géométrie et matériaux identiques, deux discrétisations donneront des résultats différents à cet endroit. Par conséquent, les critères de projet qui spécifient un niveau de contraintes dans cette région n'ont pas de sens. On pourrait croire qu'une solution est d'utiliser les techniques adaptatives, qui raffinent automatiquement le maillage dans les zones utiles en minimisant les déséquilibres résiduels. Cette technique présente beaucoup d'avantages : elle simplifie considérablement le travail de préparation du maillage et améliore la précision des calculs. Elle peut être vue comme une façon de faciliter l'emploi et donc de standardiser la méthode des éléments finis pour les projets courants (Chen & *al.*, 1996). Mais dans le cas présent, cela ne ferait qu'aboutir à une contrainte très élevée. Une bonne solution consiste à introduire une non linéarité (élasto-plasticité) dans cette zone, par des éléments joints ou de volume. Une autre solution est de représenter la véritable géométrie, plus douce, apportée par les blocages qui diffusent mieux les efforts locaux. Il y a d'autres exemples bien connus, par exemple au contact d'un remblai d'argile avec une dalle de béton.

Insistons sur le fait que toute conclusion déduite d'un modèle numérique dépend, notamment en matière de sécurité, à la fois du modèle et du scénario de chargement. La qualité des résultats d'un modèle complexe dépend de la qualité du dialogue entre les spécialistes de la modélisation numérique et les barragistes (à quel point les résultats différent-ils de l'attente du concepteur d'ouvrage neuf ou des

could be locally non-linear. For example, the location of potentially non-linear behavior is known *a priori* and is generally limited to small regions such as the dam-foundation contact interface. The analysis could be globally non-linear; that is, non-linear behavior could occur anywhere within the dam body or its foundation. However, the difficulties of these analyses should not be underestimated. The results are generally non-unique due to the fact that they are load-history dependent, model dependent (e.g., a little change in the numerical model can significantly affect the results), and also dependent on the numerical solution method. Thus, it is strongly recommended a close collaboration between computer specialists and experienced dam engineers during the development of complex numerical models. Table 2 provides the flow chart for an analysis of a dam-foundation-reservoir-system.

A stability analysis, either simple or comprehensive, always requires the selection of design parameters and the definition of acceptable safety criteria under prescribed loading combinations. Although finite element methods are versatile, the definition of the input parameters, the selection of the material constitutive model, and the interpretation of the resulting distribution of stresses are very demanding. The solution is sensitive to modeling assumptions. Classical safety factors are scalar quantities that are clearly defined in the context of a new design. However, the interpretation of finite element results to establish acceptable safety margins in terms of allowable deformations and ultimate bearing capacity for the study of failure mechanisms are not addressed in most dam safety guidelines. In addition, factors of safety are sensitive to the calculation techniques.

Even more, stresses are dependent on the model discretization and mesh size. For example, the heel of a gravity dam represents a modeling singularity in a linear elastic analysis; the stress in this portion is mesh size dependent. Consequently, for a given model and parameters, different discretizations will provide different stress at the dam heel. Therefore, the specification of allowable stress design criteria for this region based on a standard finite element model is meaningless. One possible solution is to introduce adaptive techniques into the finite element model which automatically refine the mesh in the zone of interest based on the minimization of the unbalanced residual forces. This approach has several advantages. First, it considerably lightens the pre-processing work; second, it provides a better accuracy of the calculation. This facilitates the application of the finite element method for design purposes as a standard analysis tool in conventional design (Chen & *al.*, 1996). But in the case mentioned above this would lead to very high elastic stresses. One good solution consists in introducing a non-linearity (elasto-plasticity) in this area, through either interface or volume elements. Another one consists in representing actual the smoother geometry due to the make-up concrete at the dam base, which better disseminate the local forces. Other examples are well known, such as at a clay-fill-concrete slab contact.

It must be emphasized that any conclusion derived from the numerical model results, especially with reference to safety, are both scenarios and model dependent. Complex models imply a strong collaboration between dam engineers and numerical modeling specialists and it is very important to assess the quality of the results (i.e., how far results are from the expectations of the designer or from the



observations sur un barrage existant ?) La validation des résultats doit s'appuyer sur les connaissances pratiques, se fondant sur la compréhension du lien entre la réalité physique et la perception qu'en a l'ingénieur. Enfin toutes les hypothèses sur lesquelles s'appuie le modèle mathématique et toutes les limites de la méthode de résolution choisie doivent être justifiées et vérifiées, en gardant à l'esprit que « *si un modèle mathématique peut améliorer un bon ingénieur, il peut aussi rendre un autre plus dangereux* ».

## 2.2. CHARGEMENTS

### 2.2.1. Charges initiales

Les contraintes initiales sont créées dans la fondation et dans le barrage avant ou pendant la phase de construction de l'ouvrage, avant l'application des charges externes. Ce sont par exemple les contraintes tectoniques préexistantes dans la fondation, ou encore celles engendrées par l'hydratation exothermique du ciment d'une structure en béton.

**Hydratation du ciment :** Le béton d'un barrage est coulé en levées superposées. Lors d'une coulée, la nouvelle couche génère de la chaleur qui se diffuse vers ses voisines, qui sont alors à divers états de prise. La maturation du béton s'accompagne de plusieurs phénomènes au fil du temps, dont le dégagement de chaleur, le durcissement associé à l'accroissement de la résistance et du module d'élasticité, le retrait chimique et le fluage (rhéologie). Ces phénomènes internes engendrent des déformations, qui se transforment en contraintes lorsqu'elles sont bloquées partiellement ou en totalité, ce qui se produit couramment dans les structures massives ou confinées. Le risque est l'apparition de tractions donc de fissures, et il faut adapter les méthodes de construction pour réduire ces contraintes : placer des joints de contraction, limiter la cadence de bétonnage, refroidir le béton en place artificiellement. Une étude soigneuse de la formulation du béton permet de réduire la chaleur dégagée donc les contraintes engendrées.

Tous les phénomènes liés au béton jeune ne sont pas totalement maîtrisés. Une représentation précise du développement des contraintes n'est possible qu'avec un modèle de comportement du béton frais suffisamment bien défini, dans lequel l'élasticité, le retrait chimique et physique, le fluage et la résistance en fonction de l'âge sont représentés, et qui peut être calibré. C'est rarement possible en pratique, cependant de tels modèles existent et ont permis de mieux comprendre l'évolution des effets liés à l'hydratation. Sadouki and Wittmann (1991) ont montré comment calculer le gradient thermique et ont esquissé une méthode de détermination des coefficients de diffusion hydrique à différentes températures. On a démontré qu'un programme de calcul peut traiter de tels problèmes lors du 10<sup>e</sup> Atelier de comparaison de Gennevilliers (Frigerio and Meghella, 2009) : la résolution du thème A proposé a mis en lumière les capacités des programmes d'aujourd'hui lorsqu'on emploie une procédure de chargement automatisée adéquate. Le sujet de ce thème A était de simuler en grand détail les étapes de construction d'un grand barrage poids-voûte. Les résultats fournis par plusieurs des participants se sont trouvés en bonne concordance (surtout l'évolution du champ thermique en fonction



real behavior of an existing dam). The results assessment needs to rely on practical knowledge, based on the understanding of the link between the physical world and the engineer perceptions. In addition, all the assumptions underlying mathematical model as well as the limitations of the selected numerical solution method must be clearly justified and verified, always keeping in mind that any mathematical model *“can make a good engineer better, it can make a poor engineer more dangerous”*.

## 2.2. LOADINGS

### 2.2.1. Initial loads

Initial stresses may be generated within the dam or foundation before or during the construction of the structure, prior to external loads being applied. As examples, tectonic pre-existing stresses in the foundation, or stresses induced in concrete structures by the exothermal cement hydration.

**Hydration process:** For concrete dams, the concrete is poured in successive lifts. During concrete placement, a new lift generates heat thereby inducing heat transfer to the existing contiguous lifts, which are at different stages of setting. The maturity process of the concrete is accompanied by several phenomena, including time-dependent heat release, hardening associated with both strength and elasticity modulus increase, chemical shrinkage, and creep (rheology). These internal phenomena produce stresses if the induced deformations are partially or totally constrained as typically occur in highly confined and massive structures. The danger is due to generated tensile stresses which often result in cracks. Adequate constructional measures such as artificial cooling, placement rates, waiting times, and contraction joints all help in reducing initial stress. In addition, careful concrete mix design also decreases the hydration rate, leading to the reduction of stresses.

All of these phenomena associated with young concrete are not yet fully understood. A precise modeling of stress developments can only be completed when there is sufficient definition of the constitutive model for the fresh concrete; the age-dependency parameters describing elasticity, drying and chemical shrinkage, and creep are known with sufficient accuracy; and the model can be calibrated. This is seldom the case. However, numerical models exist, allowing better understanding of the particular process associated with hydration effects. Sadouki and Wittmann (1991) described how thermal gradient may be calculated, and outlined a method for determining the hygral diffusion coefficient at different temperatures. The potential of computer programs to cope with this kind of problems has been demonstrated at the 10th Benchmark Workshop held in Paris (Frigerio and Meghella, 2009): the solution of the proposed Theme A has put into evidence the possibilities nowadays offered by computer programs when integrated in a suitably automated procedure. Theme A was relevant to the simulation of the construction stages of a large arch-gravity dam considering the casting layer sequences in a very accurate way. The results obtained by different participants, in spite of the

du temps), en dépit de la complexité du problème proposé par les formulateurs. La faisabilité pratique de tels problèmes s'est ainsi trouvée démontrée.

Même s'il est possible d'évaluer ces contraintes initiales, on les ignore en général dans la liste des chargements. En fait, le matériau au jeune âge évolue rapidement et ces phénomènes s'accompagnent d'un fluage important, ce qui autorise à considérer que les contraintes induites, bien plus faibles qu'on ne le suppose, finissent par disparaître alors que le béton s'adapte par relaxation. Il est néanmoins clair que les contraintes initiales peuvent créer des microfissures en surface ou dans les blocs, mais ces fissures, en général stables, ne mettent pas en jeu la stabilité de l'ouvrage, car au contraire des chargements structuraux, l'apparition des fissures détruit les charges internes qui les ont engendrées.

L'objectif premier des calculs thermomécaniques pendant la construction est précisément d'évaluer le potentiel de fissuration thermique. Les grandes hypothèses du calcul thermique transitoire se classent en cinq groupes : conditions initiales, conditions aux limites, charges thermiques, propriétés des matériaux et historique de construction. Si les résultats montrent un fort potentiel de fissuration, il faut prendre des mesures pour limiter la température maximale et la chute de température. Sans modifier les propriétés des matériaux ni le dosage en ciment, on peut refroidir l'eau et les granulats du béton pour réduire efficacement sa température de placement. Une alternative ou un complément du pré-refroidissement est le post-refroidissement, qui consiste à faire circuler de l'eau glacée dans des tuyaux enrobés dans les blocs de béton. À part ces deux techniques, on limite la température en optimisant le programme de construction et en réduisant le dosage en ciment au strict nécessaire pour atteindre les résistances requises, valeurs fournies par l'analyse numérique.

**Contraintes en fondation :** Ces contraintes dues aux mouvements tectoniques sont en général négligées car elles sont souvent faibles près de la surface, et sont en partie relâchées lors des excavations. Une autre source de contraintes est lié à l'écoulement naturel de la rivière sur le site, qui s'accompagne d'un écoulement souterrain permanent et donc de forces de percolation dans la fondation. Pour en tenir compte, le mieux est de réaliser deux analyses d'écoulement : la première à l'état final du barrage en service, et la seconde à l'état initial naturel ; les forces résultantes à appliquer au modèle résultent de la différence entre les deux cas.

### 2.2.2. Poids propre

La modélisation du poids propre requiert un traitement spécial car les barrages, quels qu'en soit le type, sont construits par étapes. En effet le poids de chaque élément de la structure ne s'applique qu'à la partie de la structure déjà construite, et le poids propre en est la sommation. Les logiciels du commerce ne prévoient généralement rien pour cela, il faut donc recourir à des artifices particuliers.

Dans les remblais le plus important est la stabilité, mais on a toutefois besoin de connaître les champs de contraintes et de déplacements pour des études spéciales, par exemple le risque de fracturation hydraulique du noyau d'un remblai zoné, ou le comportement du masque amont en béton d'un remblai d'enrochement. Pour

complexity of the problem proposed by the formulators, have shown a good agreement – above all in the evaluation of the thermal field vs. time – and the practical feasibility of the study.

Even if the magnitude of these initial stresses can be assessed, they are generally ignored and not taken into account with the other design loads. In fact, the state of the material develops quickly and the processes involved are accompanied by high creep rates. It can thus be assumed that the induced stresses are less than the theoretical ones, which will partially disappear with time, as concrete adapts to the new conditions. Of course, surface or inner stresses may nevertheless create micro cracking on the dam faces or inside the dam; however in general these cracks are stable and do not impair dam safety, because unlike structural loads, the crack formation will release the internal load that originates it.

The principal objective of thermo-mechanical calculations during construction is precisely to assess the potential of thermal cracking. The main assumptions of the transient thermal calculation can be categorized in five groups: initial conditions, boundary conditions, temperature loads, material properties, and construction schedule. If results show high cracking potential, measures have to be taken to reduce the maximum temperature and temperature drop. Without changing material properties and reducing the cementitious contents, pre-cooling the water and aggregate can be conducted in order to reduce the concrete placement temperature. An alternative or a complement of pre-cooling is the post-cooling technique, which consists in circulating chilled water in pipes imbedded in concrete blocks. Apart from the pre- and post-cooling, other temperature control measures can be used, such as optimizing the construction schedule or reducing the cement content to the minimum required to meet the required resistance, given by stress analyses.

**Foundation stresses:** These stresses are due to prior tectonic actions and are generally neglected because they are relatively modest near the surface and partly released during excavation work. In addition, the natural flow of the river at the dam site generally produces an underground flow and induces steady seepage forces into the foundation. The easiest way to take this load case into consideration is to make two seepage analyses: the first in the final state with the dam in operation, and the second in the initial state with the natural river runoff. The resulting forces applied to the model are derived from the difference between the two load cases.

### 2.2.2. Self-weight

Self-weight loads modeling need a particular treatment because dams, whether embankments or concrete, are built in stages. Therefore, loads are successively added to a partial structure, built up step-by-step. Since general commercial software packages do not consider this case easily, special modeling strategies have to be used.

For embankments, the most important aspect is to check the stability of the structure, but stresses and displacements results are also necessary for particular investigations such as possible hydraulic fracturing of the core of a zoned fill dam, or analyzing the behavior of the slab for a CFRD dam. However, if dynamic stability is

étudier la stabilité dynamique, le champ de contraintes permanent est également nécessaire, ce qui impose le calcul des déplacements et contraintes de construction puis d'exploitation. Il faut dans ce cas reproduire les étapes de construction avec un modèle élasto-plastique approprié, tenant compte des conditions de drainage associées. Il faut aussi travailler en contraintes effectives et pression interstitielle pour représenter la consolidation, le degré de saturation et le système de drainage jouant un rôle essentiel dans le comportement des remblais.

Le matériau est réputé drainé ou non drainé selon le temps nécessaire pour dissiper la pression interstitielle, en regard de la durée des charges appliquées. Dans le noyau d'un remblai, nécessairement peu perméable, plusieurs années peuvent s'écouler avant que le champ de pression interstitielle atteigne un équilibre, s'il l'a atteint jamais. Par contre l'équilibre peut être atteint en quelques mois dans un sol bien gradué, et en quelques secondes seulement dans un enrochement. La pression interstitielle croît en général pendant la construction, si bien que les phases de construction (et pas nécessairement la dernière) sont parfois les plus critiques pour la stabilité; il faut donc contrôler soigneusement la stabilité à chaque étape de construction. À noter que dans le cas d'un séisme l'échelle de temps des chargements appliqués est de l'ordre de la seconde, si bien que la partie amont d'un remblai même très perméable est à considérer comme saturé et non drainé.

La construction par étapes est en fait une suite de chargements successifs au cours desquels une nouvelle géométrie est à considérer, correspondant à l'avancement de la construction. Les déplacements et efforts dans la partie qui n'est pas encore construite à un moment donné n'ont pas de sens. Le logiciel doit donc être capable de gérer des modifications de la géométrie, ou de mettre à zéro les contraintes et déplacements dans une nouvelle couche de matériau lorsque celle-ci est placée. Il faut que les déplacements au sommet de chaque étape de construction soient nuls à la fin de cette étape parce qu'en pratique, on place assez de matériau pour atteindre la cote de projet en compensant le tassement antérieur. C'est ainsi qu'à la fin de la construction le déplacement en crête est nul, tandis que le tassement maximum se trouve quelque part à un niveau intermédiaire, en fonction des rigidités relatives du remblai et de la fondation.

Les déplacements dans un barrage zoné peuvent donner une information intéressante sur l'état du noyau, indiquant s'il est « suspendu et coincé » entre les recharges. Ceci indique à l'ingénieur, en complément du champ de contraintes, s'il y a ou non un risque de fracturation hydraulique. Mais pour être valable le modèle doit représenter la géométrie réelle (à trois dimensions pour les vallées étroites), et la loi de comportement doit être fiable. En fait, bien que toute une branche de la mécanique appliquée des milieux continus ait consacré d'importants efforts à formuler et calibrer des modèles avec des lois de comportement non linéaires sophistiquées, ce large sujet reste en plein développement.

Le poids propre des barrages en béton est plus facile à calculer car les étapes de construction peuvent être modélisées en élasticité. Les aujourd'hui très populaires barrages en BCR, construits par couches horizontales superposées, se traitent comme les remblais par variation de géométrie du modèle. À l'opposé les barrages en béton conventionnel sont construits par plots verticaux indépendants, ultérieurement joints par injections de clavage pour former une structure

required, the pre-existing state of stresses has to be known, and calculation of the displacements and stresses due to construction and impounding is unavoidable. In this case, an appropriate elasto-plastic soil model considering the construction phases and the corresponding drainage conditions shall be used. It implies to introduce effective stresses and pore pressure into the model to simulate the consolidation process, because the degree of saturation and the type of drainage have an important bearing on the stress-strain response of embankment materials.

The material is said to be drained or undrained according to the time required for the pore fluid to be dissipated in relation to the time span of the applied loads. The core of an embankment dam must have low permeability and it may require several years before the pore pressure reaches an equilibrium condition, if at all. On the other hand, fill material may reach equilibrium conditions in a matter of months in the case of graded soil, or even hours or fraction of a minute in the case of rockfill. Generally, the pore pressure is increased during and at the end of the construction; thus, the construction phase is sometimes critical and the stability of the structure at each step – the most critical situation appears not necessarily at the end of construction – shall be carefully controlled. It is worth noting that the above categorization must be revised for earthquake loading conditions, the time scale of the applied loads being in the order of seconds rather than years. Thus, the upstream fill material can often fall into the category of saturated and undrained.

The staged construction is in fact a series of loadings and at each step, a new geometry has to be considered, corresponding to the respective geometry at that stage. The displacements and stresses in that part of the structure, which is not yet built when a given stage is analyzed, clearly do not exist. Thus, the software has to allow a geometry developed by stages or stresses and displacements for newly placed layers to be initialized to a zero value as the given layer is placed. The displacements at the top of the construction stage must also be zero just as the stage is completed simply because, in practice, enough material is placed so that the construction reaches the design elevation, for that particular stage. Therefore, at the end of the construction, the displacement is zero at the crest and the maximum occurs somewhere within the dam body depending on the relative stiffness between the dam and the foundation.

The magnitude of the displacements of a zoned dam can provide interesting information about the core behavior and indicate whether the core is “hanging or squeezed” by the shoulders. Coupled with the stress distribution, it gives an indication to the designer whether or not a risk of hydraulic fracturing exists. However, to be valuable, the designer has to model the exact geometry (3 dimensional model in narrow valleys), and be confident of the representative formulation of the model. In fact, although a whole branch of geomechanical engineering science has spent considerable efforts in formulating and calibrating sophisticated non-linear models, this large subject is still under development.

For concrete dams, the self-weight load is easier to model because the stage construction problem is usually performed in the context of a linear elastic model. The nowadays very popular RCC dams are also built with horizontal layers and present the same geometric problems as fill dams. Conversely, conventional concrete structures are built in vertical independent blocks and generally later grouted to form a monolithic structure allowing stress transfer from one block to the

monolithique et permettre le transfert d'efforts entre plots. Selon le cas, le poids propre est donc étudié soit par plots indépendant (« poids propre non clavé ») soit par couches horizontales.

Pour les barrages voûtes et poids voûtes, le poids propre doit être calculé avec l'hypothèse que les plots sont indépendants et autostables jusqu'à l'injection des joints verticaux. L'analyse « poids propre non clavé » consiste à calculer les contraintes en tout point du barrage comme si chaque plot est mécaniquement séparé de ses voisins. Une section verticale bidimensionnelle perpendiculaire à la crête est une bonne approximation de chaque plot, du moins tant que les déplacements vers l'aval ne referme pas les joints, autorisant les transferts de force. C'est le cas pour les voûtes de forme coupole très inclinées sur l'aval, et dans de tels cas une étude tridimensionnelle plus complexe est inévitable.

Le calcul du poids propre, qui constitue la première étape de l'analyse structurale, est fondamental pour l'optimisation de la forme du barrage. L'injection des joints, obligatoire pour les voûtes, les transforme en objets tridimensionnels. Selon la hauteur du barrage, le programme de construction et de remplissage, l'injection des joints est parfois réalisée en plusieurs étapes. Les blocs adjacents ne sont alors que partiellement indépendants. Le poids propre ne peut alors être correctement évalué qu'en tenant compte de l'histoire de la construction. Il faut faire évoluer le modèle par étapes, en modifiant la matrice de rigidité à chaque étape et appliquant les contraintes de l'étape précédente comme contraintes initiales. Le chargement de poids propre avec prise en considération de l'histoire de la construction est une combinaison d'effets d'arcs et de consoles. Ce résultat peut différer sensiblement de l'analyse par consoles indépendantes, qui pour les très grands barrages peut faire apparaître des contraintes de traction néfastes sur le parement amont.

**Exemple :** Un barrage en remblai a été construit selon un programme de construction irrégulier, les rives étant montées bien avant la partie centrale. Un transfert du poids propre du centre vers les rives en est résulté, rendant la partie basse du noyau moins chargée et donc plus sensible à la fracturation hydraulique. Les analyses bidimensionnelles réalisées lors du projet n'avaient pas été capables de prendre ce phénomène en considération, il aurait fallu pour cela utiliser un modèle tridimensionnel et suivre la suite exacte des étapes de construction.

### 2.2.3. Charges hydrauliques

La complexité du modèle et de l'analyse devrait croître en fonction de la sévérité du chargement hydraulique considéré et du niveau de risque propre à chaque ouvrage. Quand il s'agit par exemple d'évaluer les effets sur un barrage à haut risque d'une crue très rare (crue maximum possible, ou crue de très grande période de retour, 5 000 à 10 000 ans), la plupart des recommandations imposent que l'ouvrage conserve sa capacité de retenue et/ou laisse passer la crue en sécurité par l'évacuateur. Des dommages significatifs sont donc admis, sans rupture complète toutefois, et la démonstration de la stabilité ultime peut nécessiter le recours à une analyse non linéaire raffinée. À l'opposé, pour le même chargement sur un barrage à faible risque une analyse élastique plus simple peut suffire, en adoptant des marges de sécurité suffisantes.

other. Therefore, this load case can be investigated depending on the case by independent blocks or by stage construction analysis.

Self-weight stresses should be established for arch and arch-gravity dams on the basis of independent cantilever action for those cantilevers, or parts, which are free-standing until grouting takes place. Independent cantilever analysis consists of calculating the stresses at any location within the dam body by assuming that the dam consists of a series of independent blocks. A vertical 2 dimensional section taken normally to the dam upstream face at crest level can approximate each cantilever, at least until their downstream displacements do not set them in contact: in this case the assumption above is not valid and a 3-dimensional analysis is needed (this is often the case of downstream-prone double-curvature arch dams).

This self-weight analysis constitutes the first step of stress analysis and it is of primary importance for the dam shape optimization. The grouting process, which is mandatory for arch dams, transforms them from a 2-dimensional into a 3-dimensional object. Depending on the height of the arch dam, construction sequence, and reservoir operation, grouting may take place at several stages of the construction, rendering the structure partly independent and partly monolithic. The correct evaluation of stresses due to self-weight can only be carried out when construction sequences are taken into consideration. The model has to be developed in stages, requiring the modification of the stiffness matrices at each stage and applying the stresses as initial stresses in the next stage. Due to self-weight loading when the construction sequence is taken into consideration, the stress state is a combination of vertical cantilever stresses and horizontal arch stresses. This may be different from the case of independent cantilevers, which depending on the height of the structure may lead to higher, undesirable tensile stresses located on the upstream dam face.

**Example:** A fill dam was erected with an uneven programme of construction (i.e., banks were constructed first, and the central part thereafter); this resulted in a dead weight load transfer from the centre towards the banks, and reduced stresses in the central part of the core making it more sensitive to hydraulic fracture. Analyses that utilized 2-dimensional modeling conducted at design stage were unable to take this aspect into consideration, which could have been reproduced only with 3 dimensional modeling following the exact construction sequence.

### 2.2.3. Hydraulic loads

The complexity of the model and the analysis should gradually increase according to the severity of the hydraulic load under examination and to the hazard level of the dam to be constructed. For instance, when the effects of the Probable Maximum Flood (PMF), or very high return period flood (typically in the range 5000-10000 years) for a high-hazard dam have to be evaluated, most guidelines impose the dam to assure its retaining capacity and/or to pass safely the flood through its spillway. That implies the dam might suffer significant damages without collapsing and an accurate non-linear analysis may be needed to assess its stability. On the opposite, the same effect for a low-hazard dam can be evaluated with a simpler linear-elastic analysis, by assigning suitable safety margins.



La présente partie évoque la fracturation hydraulique des milieux poreux, un aspect particulier de l'interaction entre les charges hydrauliques et la structure.

Le Tableau 3 présente la méthodologie de l'analyse structurale et les procédures numériques associées à employer pour évaluer la sécurité des barrages en surcharge hydrostatique. Le niveau d'eau est progressivement augmenté jusqu'à atteindre un comportement critique. Avec des éléments finis non linéaires, l'analyse des contraintes et de la fissuration peut être réalisée avec des modèles hydromécaniques faiblement ou fortement couplés. Dans une analyse de fracturation à couplage faible, la pression d'eau est initialement établie à travers la section du barrage en fonction du niveau du réservoir et de la fracturation ; l'analyse est réalisée par itérations, ne permettant à la pression d'eau d'augmenter que dans les éléments fracturés au fur et à mesure que se propage la fissure dans le maillage. Dans une analyse de fracturation à couplage fort, un calcul d'écoulement complet est réalisé qui donne le champ de pressions associé à l'écoulement permanent à travers les milieux poreux en tenant compte des différentes perméabilités, de l'emplacement des fissures et des conditions limites. L'apparition d'une fissure engendre une augmentation de la perméabilité dans son plan, le calcul d'écoulement et des pressions est refait à chaque itération, le tout en éléments finis.

La Fig. 3 présente le mécanisme de rupture du barrage de Ternay tel que prédit par des analyses hydromécaniques avec le modèle de poro-plasticité (Fauchet & *al.*, 1991) et de poro-fracture (Léger & *al.*, 1997). Le niveau d'eau à la rupture correspond à une propagation instable de la fissuration sous un faible incrément de charge, similaire à la seconde rupture du barrage de Bouzey. Il est cependant très difficile d'évaluer l'efficacité résiduelle d'un système de drainage lorsqu'il est atteint par une fissure. En effet le débit d'eau dans un drain est proportionnel à une puissance de l'ouverture hydraulique (d'ordre trois pour un écoulement laminaire). Or la valeur absolue de l'ouverture d'une fissure est très sensible aux hypothèses sur la rigidité locale du contact béton-fondation, et elle dépend non linéairement du niveau d'eau. Il faut être sûr que le drainage reste capable d'évacuer l'eau qui arrive pour éviter toute montée excessive de pression autour des drains. C'est pourquoi on suppose souvent par prudence que le drain devient inefficace dès lors qu'il est atteint par une fissure pendant une crue.

**Exemple 1 :** Au pied des très grands barrages voûtes (300 m et plus), la pression d'eau au voisinage du pied amont est supérieure à la résistance à la traction du béton ; le mécanisme d'endommagement du béton peut dans ce cas être fortement influencé par la fracturation hydraulique, tandis que le phénomène est négligeable dans les petites structures. Les méthodes bien validées pour des barrages voûtes de taille standard ( $H=50-150$  m) sont par conséquent disqualifiées pour des ouvrages aussi exceptionnels. Seuls les modèles réalistes qui travaillent en contraintes effectives sont capables de franchir un tel saut de dimension.

**Exemple 2 :** Dans les remblais de terre ou d'enrochements, les principaux effets hydrostatiques concernent le potentiel de fracturation hydraulique des noyaux, le champ de pression qui affecte la stabilité au glissement, les gradients hydrauliques qui sont source potentielle d'érosion interne de certains sols, et les questions de fragilité qui affectent les recharges amont en enrochements. Tous ne sont pas aussi sensibles à la hauteur du barrage que dans le cas des ouvrages en béton, quoique des doutes sérieux subsistent quant à la faculté d'initiation et de développement de ces phénomènes.



The present section makes reference to a particular aspect of the interaction between hydraulic loads and structure, i.e., the hydro-fracturing in porous media.

Table 3 shows the structural analysis methodology and the corresponding numerical procedures that could be used to establish the safety of concrete dams against hydrostatic overload. The water level is incrementally raised until the critical limit of performance is reached. When non-linear finite element analysis is utilized, stress and crack propagation analyses can be carried out using weakly or strongly coupled hydro-mechanical models. In a weakly coupled hydro-fracture analysis, pore pressures are initially established throughout the dam section for a given reservoir level and crack condition. The fracture analysis is carried out by iterations allowing internal water pressure to increase only in cracked elements as the crack advances in the finite element mesh. In strongly coupled hydro-fracture analysis, a full seepage computation corresponds to a steady-state solution for water flowing through porous media recognizing different material permeabilities, crack locations, and appropriate hydraulic boundary conditions. When an element cracks, permeability along the crack is increased and new magnitudes and distributions of internal water pressures are computed at each iteration, in all finite elements.

Fig. 3 depicts the predicted failure mechanism from coupled hydro-mechanical analysis of Ternay dam using a poro-plasticity model (Fauchet & *al.*, 1991) and a poro-fracture model (Léger & *al.*, 1997). The water level at failure is indicated when a very small increase in water level triggers an unstable crack propagation in a mode similar to the one observed for Bouzey dam. However, it is very difficult to extrapolate the efficiency of a drainage system when a theoretical crack has propagated through it. The water flow in the drainage system is then proportional to a power law of the hydraulic aperture (the cubic law for laminar flow). The absolute value of the crack aperture is very sensitive to concrete-joint-foundation stiffness modeling assumptions and is a non-linear function of the reservoir elevation. One must ensure that the drainage system is able to evacuate the water inflow to avoid the build-up of excessive uplift pressure at drain locations. Therefore, it is often assumed that the drains become ineffective when a crack is going through them during a flood.

**Example 1:** For very high (more than 300 m) arch dams, the water pressure close to the toe is even higher than the concrete tensile strength; in such cases, the damaging mechanism of concrete is highly influenced by possible hydraulic fracture, and it is quite different from small structures where this phenomenon is negligible. This means that all calculation methods well calibrated for arch dams with standard size ( $H=50-150$  m) are disqualified for such exceptional structures. Only realistic models working with effective stresses are able to overcome the dimension difficulty.

**Example 2:** For earth and rockfill dams, main phenomena with regard to hydraulic loads are potential for hydraulic fracture on clay cores, pore pressure distribution affecting shear stability, hydraulic gradients that may govern internal erosion processes on earth materials, and softening issues such as those potentially affecting upstream shells on rockfill dams. Not all of them are as correlated to the height of the dam as in the case of concrete dams, although uncertainties definitely remain on the potential for initiation and progression of these mechanisms.

#### 2.2.4. Charges thermiques

Les charges thermiques s'imposent dans un barrage en béton lorsque la température du béton varie tandis que la déformation correspondante est empêchée, ce qui est le cas courant des voûtes. L'importance de ces charges est fonction du coefficient de dilatation du béton et de la différence entre la température de référence et les températures en service. La température de référence d'un barrage voûte, ou température de clavage, est définie comme la température moyenne du béton au moment où la structure est censée devenir monolithique et où l'effet voûte peut commencer. Si la température du béton n'est pas la même partout lorsque les joints sont injectés, chaque arc aura une température de référence différente. La température de clavage doit donc être soigneusement déterminée par des calculs de structure, et modifiée au besoin pour des raisons pratiques telles que coût du refroidissement, conditions locales ou programme de construction. Ce genre d'analyse est complexe et long car il faut reproduire plusieurs scénarios pour trouver l'optimum. Le recours à des procédures automatisées d'optimisation est intéressant.

À titre d'exemple, le réservoir d'un barrage voûte mince fut laissé vide pendant le premier été qui suivit sa construction, sous un climat relativement chaud. La chaleur résiduelle de construction, à laquelle s'ajoutèrent les effets saisonnier sur les deux parements, engendrèrent un mouvement sur l'amont qui créa des tractions au pied aval des plots centraux, ce qui donna lieu à l'apparition d'une fissure généralisée. Cette situation n'avait pas été envisagée par le concepteur.

On s'intéresse maintenant aux barrages en béton situés dans des environnements thermiques particulièrement sévères.

Les barrages en béton situés dans des régions froides sont soumis à des variations saisonnières de température qui contribuent de façon significative à la détérioration de leurs parements exposés, et à long terme de leur résistance et rigidité. Les modèles numériques sont efficaces pour comparer les diverses méthodes de protection thermique disponibles en vue d'améliorer la durabilité des barrages soumis au gel-dégel. C'est ainsi que le climat canadien, d'après les températures enregistrées, peut produire des températures allant de  $-45^{\circ}\text{C}$  en hiver à  $+35^{\circ}\text{C}$  en été, avec environ 60 à 100 cycles de gel-dégel par an. Le barrage en béton Rapides-Farmers par exemple, construit en 1927, s'est ainsi trouvé fortement détérioré jusqu'à poser récemment des problèmes de sécurité (Lupien, 1994). Plusieurs solutions de réparation et de renforcement ont été étudiées. On a choisi d'équiper le barrage d'une protection thermique sur sa face aval, constituée principalement de débris de béton, qui en plus améliore la stabilité statique du barrage.

L'efficacité de plusieurs systèmes de protection thermique a été comparée avec un modèle aux éléments finis du barrage, haut de 21 mètres (Fig. 4). Les modèles ont été créés pour étudier l'effet d'une isolation synthétique, avec et sans lame d'air; d'une protection en béton avec une lame d'air de 1 mètre; avec enfin recouvrement par matériau granulaire (Léger & al., 1995). La Fig. 5 représente les enveloppes des températures minimales d'hiver dans le béton, fournies par une analyse linéaire transitoire de transfert de chaleur. Si le gel apparaît à  $-2^{\circ}\text{C}$ , sans isolation il atteint à peu près la moitié du barrage. Les résultats des différents systèmes de protection thermique apparaissent clairement sur cette même Fig. 5.

#### 2.2.4. Thermal loads

Temperature loads are imposed on a concrete dam when the concrete undergoes a temperature variation and volumetric change is restrained, as typically occurs in arch dams. The magnitude of the temperature load is a function of the expansion thermal coefficient of concrete and of the difference between the reference temperature and the operating temperatures. The reference temperature of an arch dam is defined as the mean concrete temperature at the time that the structure is assumed to become monolithic and arch action begins. If the concrete temperature is not the same throughout the dam at the time of contraction joint grouting, the individual arches will have different reference temperatures. So, reference temperatures should be accurately determined from results of stress analysis and modified as necessary by practical considerations, such as costs of temperature control measures, site conditions and construction program. Such kind of analyses are in general complex and time demanding, as several scenarios should be analyzed in order to identify the optimal closure temperature which provide the desired internal temperature distribution and FEM analysis with optimization procedures may be of great help in dealing with it.

As an example, a thin arch dam was left with the reservoir empty during the first summer after its completion, in a relatively hot country. Residual construction thermal effects, added to the seasonal ones on both dam faces, generated an upstream movement which resulted in bending of the central cantilevers and generating cracking of their downstream toe under tension. The situation had not been envisioned at the design stage.

In the following, attention is paid to concrete dams built in particularly severe environmental conditions.

Concrete dams located in cold regions are subjected to severe cyclic seasonal temperature variations that significantly contribute to the deterioration of the exposed faces, and long-term degradation of the strength and stiffness properties. Numerical models can be utilized effectively to perform comparative studies of thermal protection methods that might be used to improve the durability of concrete dams subjected to freeze-thaw cycles. As an indication, the Canadian climate can exhibit temperatures as low as  $-45\text{ }^{\circ}\text{C}$  in Winter and as high as  $35\text{ }^{\circ}\text{C}$  in Summer with approximately 60 to 100 freeze-thaw cycles annually from recorded temperatures. For example, the Rapides-Farmers concrete dam built in 1927 has deteriorated significantly and raised safety concerns in recent years (Lupien, 1994). Numerous solutions were considered for repairing and strengthening the dam. The thermal protection that was provided on the downstream face of the dam was comprised mainly of concrete debris. This backfill contributed to an increase of static stability of the dam.

To compare the performance of different thermal protection systems, a finite element model of the 21 m gravity dam is shown in Fig. 4. The models have been developed to study the influence of synthetic insulation, with and without air space, concrete protection with 1 m air space, and the use of granular material (Léger & *al.*, 1995). Fig. 5 shows the envelopes of minimum winter concrete temperatures resulting from a linear transient heat transfer analysis. If freezing occurs at  $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ , frost covers about half of the dam without insulation. The relative efficiencies of the different thermal protection systems can be seen on the same Fig. 5.

### 2.2.5. Charges par explosions

Les charges dues à des explosions peuvent être liées à des travaux de construction ou de modification à proximité ou sur le site des barrages. Dans ce cas des spécifications limitent la vitesse particulière engendrée par les ondes sismiques à différents endroits de la structure. Lorsque de telles spécifications soient suivies, aucune justification par calcul ne s'impose, à moins que le maître d'ouvrage ou l'autorité de sûreté ne l'impose. Un contexte bien plus préoccupant est celui d'un possible sabotage, terrorisme ou autre action malveillante envers un barrage.

La détonation d'un produit explosif est une réaction chimique très rapide qui produit de la chaleur et de fortes variations de pression. Les effets de souffle qui en résultent se caractérisent par une très brève durée (mesurée en millisecondes) par rapport aux mouvements sismiques qui durent des secondes et aux effets du vent qui peuvent agir sur une structure pendant des minutes ou plus. Les dommages potentiels qu'occasionnent les explosions sur les barrages et leurs ouvrages annexes dépendent non seulement du type et des caractéristiques de la structure, mais aussi de l'emplacement et de l'arrangement de la charge.

Lors d'une explosion dans l'air près d'une structure, le champ de pression local initial s'étend rapidement en forme de sphère, produisant une onde de choc (souffle) qui se propage plus vite que le son (Meyers, 1994; Zukas, 1990). La pression derrière l'onde de choc décroît en gros proportionnellement au volume occupé par les gaz de la détonation en chaque point dans le temps. Les calculs d'ondes de choc impliquent une grande théorie des déformations, des équations d'état et des codes aux éléments finis fondés sur des plans d'intégration explicites dans le temps et une viscosité globale artificielle (Meyers, 1994; Belytschko & *al.*, 2000; Von Neumann and Richtmyer, 1950). Lorsqu'un front d'onde atteint une surface solide quelconque, elle engendre une poussée dont l'ampleur dépend de l'angle d'incidence, du pic de pression, et l'impulsion correspondante (produit intégré de la pression et du temps). L'impulsion est le paramètre le plus significatif dans l'analyse de la réponse globale de grandes structures comme les barrages et leurs ouvrages annexes.

Les explosions provoquent des ondes de choc dans les matériaux des structures soit par contact direct avec la charge, soit indirectement par le souffle d'air. L'onde de choc progresse à travers les matériaux comme une onde de contraintes qui s'étend en forme de sphère, (comme l'onde de choc dans l'air), le pic de contrainte décroissant proportionnellement à l'expansion. Les matériaux les plus denses et les plus homogènes transmettent l'onde de choc plus efficacement. La vitesse de propagation et le profil de l'onde de choc dépendent des caractéristiques des matériaux et de la présence de limites ou d'interfaces. Dans les structures avec des sols granulaires saturés, une forte explosion peut produire une liquéfaction induite jusqu'à une distance considérable.

Les détonations dans l'eau produisent des ondes de choc dans l'eau qui sont comparables aux ondes dans les matériaux solides. La quantité d'énergie directement transmise dans l'eau est beaucoup plus forte si la charge est complètement immergée que si elle est placée en surface (par exemple sur un bateau). Le chargement qui résulte d'une détonation dans le réservoir dépend fortement de l'angle d'incidence sur la surface du barrage. Le potentiel

## 2.2.5. Blast loads

Blast loads can be associated with construction or repair work near or at the dam site. In this case, specifications are imposed to limit the velocity of the seismic waves in particular locations of the structure. Generally, if the specifications are observed, this particular situation does not require special computations, except if the owner or the regulatory authority requires detailed technical justifications. A more concerning case involving blast loads is associated with potential sabotage, terrorism, or other malevolent acts against a dam.

The detonation of an explosive material is an extremely rapid chemical reaction that produces heat and large changes in pressure. The resulting blast effects are therefore characterized by extremely short durations (measured in milliseconds) compared for example to seismic ground motions that last for seconds and wind loads that may act on the structure for minutes or longer. The potential blast-induced damage on dams and their appurtenant structures depends not only on the structural type and characteristics, but also on the charge location and/or placement.

When an explosion occurs in the air near a structure, the localized pattern of initial pressure quickly expands spherically, producing a shock wave (air blast) that propagates faster than the speed of sound (Meyers, 1994; Zukas, 1990). The pressure behind the shock wave decreases roughly in proportion to the volume occupied by the detonation gases at any point in time. Shock wave computations typically involve a large deformation theory, equations of state and finite element codes based on explicit time integration schemes and artificial bulk viscosity (Meyers, 1994; Belytschko & *al.*, 2000; Von Neumann and Richtmyer, 1950). When the wave front impacts any solid surface, it induces a pressure load with a magnitude determined by the angle at which the wave hits the surface, the associated peak pressure, and the corresponding impulse (accumulated product of pressure and time). Impulse is the most relevant parameter when analyzing the global behavior of large massive structures such as dams and their appurtenant structures.

Explosions will produce shock waves in structural materials either by direct contact with the charge, or indirectly as a result of an air blast. The shock wave travels through the material as a compressive stress wave that expands spherically (similar to an air blast shock wave), with the peak stress decreasing proportionally to the expansion. Generally, the more dense and homogeneous a material, the more efficiently it will transmit a shock wave. The speed of propagation and profile of the shock wave depends on the material characteristics and the presence of boundaries or interfaces. In saturated granular soils, these effects can produce a shock-induced liquefaction of the soil structure at significant distances from a large explosion.

Detonations in water will produce water shock waves, which behave similarly to waves produced in solid materials. If the charge is fully submerged, the amount of energy directly transmitted into the water is greatly increased with respect to a detonation occurring at the water surface, such as from a charge detonated in a boat. The loading placed on a dam from a detonation in the reservoir is highly dependent on the angle of incidence on the face of the dam. Concrete dams typically have

d'endommagement est plus fort sur les barrages en béton dont le parement est quasi vertical, que pour les remblais dont la surface est en pente relativement douce.

### 2.2.6. Modélisation des chargements sismiques

Comme les chargements hydrauliques, les chargements sismiques varient en intensité, fréquence et durée, selon le site et la période de retour considérée. Le bulletin 72 revisité donne trois définitions pour les séismes :

- Le Séisme d'Évaluation de la Sécurité (SES),
- Le Séisme de Base d'exploitation (SBE),
- Le Séisme induit par la retenue (SIR).

La complexité du modèle et de l'analyse devrait croître en fonction de la sévérité du chargement sismique considéré et du niveau de risque propre à chaque ouvrage. Quand il s'agit par exemple d'évaluer les effets sur un barrage à haut risque d'un séisme extrême (SES, séisme maximum possible, ou séisme très rare, 3 000 à 10 000 ans), il est demandé que l'ouvrage conserve sa capacité de retenue, mais des dommages significatifs sont admis, sans rupture complète toutefois, et la démonstration de la stabilité ultime peut nécessiter le recours à une analyse non linéaire raffinée. À l'opposé, pour évaluer l'effet du séisme de base d'exploitation (SBE) sur un barrage à faible risque, une analyse élastique plus simple peut suffire, en adoptant des marges de sécurité suffisantes.

En raison de la nature oscillatoire des forces d'inertie induites par un séisme, et de la brièveté relative des fortes secousses, il est admis que les barrages en béton fissurés sont capables de conserver leur stabilité dynamique. Il faut, pour identifier le profil de fissuration et les déplacements potentiels le long de ces fissures, faire des hypothèses dont dépendent les résultats des modèles numériques. Pour ne citer que quelques-uns des paramètres clés, il s'agit des caractéristiques du barrage et de sa fondation, des critères de création et propagation des fissures, des résistances à la traction et au cisaillement mobilisables, des hypothèses sur les variations dynamiques des sous-pressions, sur la nature oscillatoire des forces d'inertie, et sur les mécanismes de dissipation d'énergie y compris la radiation d'ondes dans le réservoir et en fondation. Il faut par conséquent garder à l'esprit les limites inhérentes aux modèles mathématiques utilisés lorsqu'on interprète les prédictions de dommages dus à une forte secousse sismique.

Le Tableau 4 présente les différents degrés de sophistication des méthodes d'analyse de la sécurité sismique des barrages poids selon Ghrib & al. (1997). Quatre niveaux sont définis, de complexité croissante en matière de données, méthodes de calcul et résultats.

Les mécanismes de dissipation d'énergie dans le béton de masse, dans les joints et par les interactions entre barrage, réservoir et fondation, sont fonction du type de matériau en jeu (béton ou rocher, intact ou fissuré), et de l'amplitude de la réponse dynamique. La dissipation d'énergie réduit les contraintes et les déplacements, et peut influencer sensiblement sur les résultats en termes de fissuration et de stabilité dynamique. Il faut pourtant très souvent choisir arbitrairement les coefficients d'amortissement qui représentent la viscosité, les frottements, les chocs inélastiques dans les joints et fissures, la radiation et l'absorption dans le réservoir.

near-vertical upstream faces, so the potential for damage is higher than in the case of embankment dams, which exhibit relatively shallow slopes.

## 2.2.6. Modeling for earthquakes actions

Similarly to the hydraulic loads, earthquake loads may vary in intensity, frequency and duration, depending on the site and the return period under consideration. The revised bulletin 72 provides three definitions for earthquakes:

- The Safety Evaluation Earthquake (SEE),
- The Operation Basic Earthquake (OBE),
- The Reservoir Triggered Earthquake (RTE).

The complexity of the model and the analysis should gradually increase according to the severity of the seismic load under examination and to the hazard level of the dam to be constructed. For instance, when the effects of a strong earthquake (SES, maximum credible earthquake or very high return period earthquake, typically in the range of 3000-10000 years) for a high-hazard dam has to be evaluated, its retaining capacity must be assured, implying the dam might suffer significant damages without collapsing so that an accurate non-linear analysis may be needed to assess its stability. On the opposite, the effect of the Operating (or Design) Basis Earthquake (OBE or DBE) for a low-hazard dam can be evaluated with a simpler linear-elastic analysis, by assigning suitable safety margins.

Due to the oscillatory nature of the induced inertia forces during an earthquake and the relatively short duration of strong ground shaking, it is assumed that cracked concrete dams are able to maintain their dynamic stability. To identify the seismic cracking profile and potential displacements along cracked planes, it is necessary to make a number of assumptions that influence the results of the numerical models. These relate to the dam and foundation characteristics, crack initiation and propagation criteria, tensile and shear strength that could be mobilized, seismic variations of uplift pressures and the significance of the oscillatory nature of inertia forces, and energy dissipation mechanisms including radiation of waves into the reservoir and the foundation, just to mention a few of the key parameters. Therefore, predicted damage under strong ground shaking should always be interpreted by considering the inherent limitations of the mathematical models used.

Table 4 shows the different degrees of sophistication for the seismic safety evaluation of gravity dams according to Ghrib & *al.* (1997). Four analysis levels are considered with increasing complexity in the required modeling input data, computational procedures and results.

The energy dissipation mechanisms through mass concrete, joints and dam-foundation-reservoir interactions, are a function of the type of material used (e.g., sound versus cracked or jointed concrete and rock), and the amplitude of the dynamic response. Energy dissipation results in the reduction of stresses or displacements and may have a significant impact on the computed crack profile and dynamic stability. Yet damping coefficients describing viscous, frictional, inelastic impact restitution of closing cracks, foundation radiation, and reservoir bottom absorption effects, are most often selected arbitrarily.



Une comparaison récente entre les enregistrements de petits séismes de trois barrages voûtes suisses et les résultats de modèles élastiques (Proulx and Darbre, 2004) a montré qu'il faut adopter un coefficient d'amortissement équivalent relativement fort pour retrouver les réponses enregistrées en crête. A défaut d'un conservatisme suffisant, la sécurité sismique pourrait dépendre du choix arbitraire de paramètres de modèle qu'il est impossible de vérifier expérimentalement ou au cas par cas. Les hypothèses sur les variations et la répartition des sous-pressions pendant un séisme influent sur la stabilité sismique d'un barrage en béton, et pourtant il n'y a que très peu de données expérimentales sur l'interaction eau-fissures.

Il faut encore développer et valider les méthodes d'évaluation de la sécurité sismique, les critères de performance, et les outils de calcul associés. Les procédures d'évaluation de la sécurité ne peuvent être validées que par comparaison des prédictions numériques avec les comportements observés, et avec des essais en laboratoire (Tinawi & al., 2000) sur des modèles réduits de barrages qu'on peut tester jusqu'à la rupture (voir figure 6). On peut faire plus confiance, pour prédire la réponse sismique de barrages nouveaux ou en service, à ceux des modèles numériques capables de reproduire la réponse observée sur site ou en laboratoire (Léger & al., 2003).

La fissuration du béton sous une forte secousse sismique est admise (voir Tableau 5 & Fig. 7). L'instabilité dynamique est associée à l'apparition de grands déplacements, qui ne peuvent résulter d'un unique cycle de pic sismique. Une fois apparues les fissures par pics excessifs de contraintes, il faut estimer les déplacements en glissement et en basculement le long des sections fissurées pour évaluer la stabilité du barrage. Il faut bien distinguer l'analyse en contraintes, qui vise à définir le profil des fissures, de l'analyse de stabilité dont l'objet est l'estimation de la marge de sécurité vis-à-vis des déplacements de glissement et basculement le long des fissures (Tableau 6).

Une question fondamentale est de déterminer quel déplacement peut être toléré avant qu'advienne un fonctionnement inacceptable (rupture d'étanchéité, défaillance des drains, fortes fuites), ou une perte de stabilité post-sismique de structures en béton. On peut admettre de petits déplacements à la base ou le long de joints horizontaux de la plupart des barrages poids ou à contreforts, comme ceux observés dans le passé sans relâcher l'eau du réservoir (par exemple au barrage à contreforts de Sefid Rud in Iran, lors du séisme de Manjil en 1990); cela vaut aussi pour les voûtes. La plupart des barrages poids et à contreforts ont une résistance de type isostatique, leur capacité de transfert de charges est très limitée. Les voûtes au contraire ont un haut degré de redondance et des schémas résistants alternatifs existent en cas de dommage local ou de variations de rigidité (par exemple la voûte épaisse de Pacoima, lors du séisme de San Fernando en 1971 et celui de Northridge en 1994). Pourtant une voûte peut être amenée à un état inacceptable de fissuration intense par la perte de l'effet d'arc qui pourrait résulter de fortes déformations d'un appui. Penser aussi au mode de rupture par ouverture des joints de contraction et basculement des plots vers l'amont pendant un séisme.

Dans les barrages poids, les fissures à l'interface fondation-barrage tendent à réduire les contraintes induites dans le corps de l'ouvrage. Elles constituent une sorte d'isolateur. Les forces d'inertie capables de fissurer la crête sont beaucoup



Some recent comparisons between linear-elastic models and small earthquake records of three arch dams in Switzerland (Proulx and Darbre, 2004) show that a rather high equivalent damping has to be chosen for the numerical models to fit the dam responses recorded at the crest. If a conservative approach is not adopted, the seismic safety could depend on the use of arbitrary modeling coefficients that are almost impossible to verify experimentally or on a case-by-case basis. The assumptions used for uplift pressure intensity and distributions during the earthquake shaking also have a significant effect on the seismic safety of a concrete dam. However, there are very few experimental data available on water-crack interaction.

Proper seismic safety evaluation methodologies, performance criteria, and related computational tools must be further developed and validated. The validity of safety assessment procedures can only be verified by comparison of numerical predictions with observed seismic performance of actual dams, and laboratory experiments (Tinawi & *al.*, 2000) on small-scale dam models that could be tested to failure (see Fig. 6). Numerical models that can reproduce the observed response, in the field or in the laboratory, can be used with more confidence to predict the response of new or existing dams (Léger & *al.*, 2003).

Concrete cracking is acceptable under strong earthquake ground shaking (see Table 5 and Fig. 7). The loss of dynamic stability will be associated with the development of large displacements, which may not occur in a single cycle of peak earthquake response. After cracking induced by excessive peak stresses, the anticipated rotational and sliding displacements should be estimated along cracked planes to evaluate dam stability. A clear distinction must therefore be made between stress analysis, seeking to define crack profiles, and stability analysis which seeks to estimate the safety margin against detrimental sliding/rocking displacements occurring along the crack profiles (see Table 6).

The basic question is therefore how much displacement is allowed before unacceptable performance (break of water stops and drains, severe leakage), or before the loss of dynamic or post-earthquake stability of cracked concrete components occur. Small sliding displacements can be accepted at the base of most of gravity or buttress dams or along lift joints, similar to those that occurred in the past without release of water from the reservoir (e.g., Sefid Rud buttress dam during the 1990 Manjil earthquake in Iran); this is also true for arch dams. Most gravity and buttress dams have an isostatic mode of resistance. Their stress transfer capacities are very limited. Arch dams have a high degree of redundancy, and different loading paths are possible in the case of local damage or variations in stiffness (e.g., Pacoima dam, a thick arch dam, during the 1971 San Fernando earthquake and the 1994 Northridge one). However, in an arch dam, severe cracking could result from the loss of arch action due to deformations of an arch abutment leading to unacceptable conditions. In addition, the potential failure mode of contraction joint opening, coupled with upstream movement of a cantilever during an earthquake, could lead to failure of cantilevers in the upstream direction.

In gravity dams, cracks at the dam-foundation interface tend to reduce the stresses induced in the body of the dam. The base crack is acting as a kind of base isolation system. The inertia forces could be significantly increased between the

plus fortes que celles qui amorcent la fissure à la base. Une fois amorcées les fissures en partie haute des barrages élancés, celles-ci se propagent sur un mode très fragile pour séparer le haut de la section du reste du barrage. La stabilité dynamique de la partie haute peut par conséquent être vérifiée sur l'hypothèse de grands mouvements en glissement ou basculements engendrés par les mouvements sismiques alternés (Fig. 8).

Pour l'évaluation par calcul de la réponse sismique des voûtes, il faudrait que les accélérations du sol soient spécifiées en tenant compte de leur variation le long de la surface de fondation. C'est difficile en raison du manque de mesures de terrain qui seraient nécessaires pour calibrer les modèles de propagation en fondation. On peut toutefois espérer que l'auscultation dynamique généreuse des voûtes modernes fournira à l'avenir assez de données pour ce faire.

Quel que soit le type de barrage, les forces hydrodynamiques engendrées par l'excitation sismique au fond des réservoirs sont une grande inconnue, non pas tant par manque de moyen analytique fiable que par manque de données d'étalonnage.

On peut conclure des considérations précédentes que le comportement des barrages pendant une secousse sismique sévère est fortement non linéaire, quel que soit leur type. L'informatique et les méthodes d'analyse numérique ont considérablement progressé depuis les années 60. Bien des modèles numériques ont été construits en se référant à des lois de comportement comme l'élasto-plasticité, la mécanique des fractures, la mécanique de l'endommagement. Bien que très prometteurs ces développements souffrent encore de défauts majeurs, si bien qu'il vaut mieux les considérer comme un moyen d'appuyer le jugement de l'ingénieur plutôt qu'un outil directement prédictif.

Les modèles numériques qu'on utilise devraient être assez complets pour prendre en considération tous les aspects importants pour les chargements considérés. On recommande toutefois de systématiser la comparaison de leur réponse inélastique avec ce que donne les modèles élastiques qui eux sont stables et bien validés. On sait peu de choses par exemple sur le comportement sismique des remblais, la seule référence est la prédiction des modèles. Il est pourtant acceptable de faire appel à des modèles relativement simples (l'équivalent linéaire de Seed, les analyses de stabilité avec la double intégration de Newmark) pour obtenir l'ordre de grandeur des déplacements irréversibles, dont on déduit une idée des dommages potentiels.

### **2.3. PRÉCAUTIONS AVEC LES ANALYSES NON LINÉAIRES**

Le recours aux analyses non linéaires dans l'ingénierie des barrages est principalement lié aux aspects suivants (ICOLD 2001) :

- analyse du comportement des matériaux (béton, maçonnerie, sols et roches) lorsque ceux-ci sont sollicités au-delà de leur limite élastique, sous des chargements particulièrement sévères ou pour des raisons cinématiques (mouvement des appuis, tassement en fondation,

magnitude required for the base crack initiation, and the magnitude that will induce cracking in the upper part. For tall dams, once cracking has been initiated in the upper part, the cracks tend to propagate in a very brittle manner to separate the top section from the rest of the dam. The dynamic stability of the separated top section could subsequently be verified considering large rocking motions and potential sliding displacements that could occur under the oscillatory nature of the earthquake (Fig. 8).

In the numerical evaluation of the seismic response of arch dams, ground accelerations should be ideally specified, while recognizing the variation in the spatial distribution along the dam-foundation interface. This is not an easy task due to the lack of proper field data to calibrate foundation wave propagation models. However, intensive instrumentation of recent arch dams should provide in the future, more appropriate input data for the seismic models of arch dams.

In all types of dams, hydrodynamic forces originating from reservoir-bottom seismic excitation constitute a large unknown quantity, not so much for the lack of reliable analytical tools, but for the lack of data regarding the seismic motion input over the large surface area of the reservoir bottom.

Based on the above discussion, it may be concluded that the behavior of dams during strong earthquake ground shaking, whether embankment or concrete dams, is highly non-linear. It is true that computer science, numerical analysis methods, and applied mechanics have experienced tremendous developments since the 1960s. Quite a few numerical models have been developed in the domains of constitutive elasto-plastic models, fracture mechanics or damage mechanics. These developments are very promising, but still contain major shortcomings. They should be considered as a possibility to strengthen engineering judgment rather than the ability to enhance predictive capabilities.

Numerical models, when utilized, should be comprehensive enough to represent all-important aspects under the prevailing loading conditions. However, it is still recommended that a comparison between the inelastic response and one obtained using the stable and well-tried linear elastic models be conducted. For example, since limited information is available regarding the behavior of fill dams under earthquakes, only models can be taken as reference for prediction. However, it is acceptable to refer to relatively simplified models (Seed's linear equivalent, stability analyses and Newmark double integration) to obtain orders of magnitude of irrecoverable displacements, from which an idea of damage can be derived.

### **2.3. PRECAUTIONS WITH NON-LINEAR ANALYSES**

The need to make reference to non-linear analysis in dam engineering is basically linked to the following aspects (ICOLD 2001):

- to analyze the behavior of materials (namely: concrete, masonry, soils, rock) when, due to the particularly severe intensity of the applied loads or to kinematics aspects (e.g. movement of the abutments or settlements in the foundation), these materials are engaged beyond their elastic range,

- analyse de phénomènes atypiques dans les matériaux qui sortent de l'élasticité même sous des chargements usuels (P. ex. réaction alcali-granulats, dissolution dans les sols, etc.),
- étude du comportement structural d'un barrage et son environnement lorsqu'entrent en jeu des discontinuités géométriques (interface barrage-fondation, fissures, joints rocheux, surfaces de glissement, interfaces entre des matériaux très différents).

Il est difficile d'établir une règle générale sur le « quand et comment » il faut recourir au non linéaire. Quelques concepts de base doivent toutefois être gardés en tête. Le jugement d'ingénieur joue alors un rôle crucial à la fois pour définir la meilleure stratégie de modélisation et pour évaluer la pertinence des résultats. Les principales règles à suivre au cours d'une analyse non linéaire sont les suivantes :

- a) il faut toujours attaquer un problème structural par une analyse linéaire, ne serait-ce que pour disposer d'une première référence,
- b) les différentes sources de non linéarités doivent être mises en œuvre séparément pour mettre en lumière les sensibilités à chaque paramètre (s'il y a des discontinuités structurales en même temps que des lois de comportement non linéaires, faire une analyse de sensibilité pour chaque aspect avant de les mettre en œuvre éventuellement ensemble),
- c) bien choisir les chemins de chargement lorsque plusieurs choix sont possibles, car les résultats d'une analyse non linéaire en dépendent,
- d) la solution d'un système non linéaire était en général atteinte de façon incrémentale, il faut aussi contrôler la sensibilité à l'amplitude du pas de chargement (ou du pas de temps, quand on travaille dans le domaine temporel),
- e) dans le cas d'un défaut de convergence d'une analyse, penser qu'il peut s'agir d'un problème numérique et non pas d'une ruine de la structure étudiée,
- f) lorsqu'on étudie un problème relativement complexe en termes de géométrie ou de chargement, il peut être utile de commencer par une version simplifiée de ce problème dont la solution est connue (qualitativement ou quantitativement), pour s'assurer la tactique choisie est la bonne.

## 2.4. MODÉLISATION POUR L'OPTIMISATION DES PROJETS

Une phase importante du projet est celle qui consiste à « optimiser » le dimensionnement et la forme du barrage. Cette question a plus de sens pour les voûtes, étant donné que le projet des barrages poids et des barrages en remblai est encadré par des règles bien établies et très strictes qui conduisent à coup sûr (suivant un processus direct) des spécifications à la forme qui en satisfait les exigences. Les modèles numériques pour ces barrages n'ont donc d'autre but que de

- to analyze some anomalous phenomena of materials whose behavior deviates from an elastic law even with reference to operational loadings (e.g. alkali-aggregate reaction in concrete, dissolution in soils, etc.),
- to investigate the structural behavior of a dam and its surroundings when geometrical discontinuities (e.g. dam-foundation interfaces, cracks, coupling of materials with different mechanical characteristics, rock joints, slip surfaces, etc.) have to be considered.

It is difficult to provide general rules about “when and how” non-linear approaches should be used. However, some basic concepts have to be always kept in mind when the resort to them appears necessary. The engineering judgment in these cases plays a crucial role both to define the best possible modeling strategies and to assess the soundness of the results. Some basic rules to be followed in the non-linear analysis process are here below briefly summarized:

- a) it is compulsory to tackle structural problems with a linear analysis, at least in order to have at hand a solution to be used as a first reference;
- b) different non-linear aspects should be introduced in the analysis separately so that preliminary sensitivity analyses can be carried out (e.g. if the non-linearity refers to structural discontinuities and to the material behavior, it is preferable to perform sensitivity analyses separately for the two aspects and only afterwards they should be considered together);
- c) when the structure is supposed to undergo different loading paths, this aspect has to be properly considered as the results in non-linear analyses are loading path dependent;
- d) the solution of the non-linear system equations is generally obtained according to an incremental approach; the dependence from the loading step or the time step (when the analysis is carried out in the time domain) should be carefully considered;
- e) the possible non-convergence of the analysis has to be carefully examined before attributing it to the actual instability of the structure under investigation; sometimes the non-convergence is just a numerical problem;
- f) sometimes, for instance when rather complex problems have to be analyzed with reference to geometries and/or loading paths, it could be useful to use simplified schemes for which the solution is already known (in qualitative or quantitative terms) in order to ascertain that the chosen strategy for computation is correct.

## **2.4. MODELLING FOR DESIGN OPTIMISATION**

In the design phase, an important aspect to consider is the so-called “optimization” of the dam shape. This issue is usually more significant for arch and arch-gravity dams, given that gravity dams and embankment dams are designed according to well-established, quite rigid rules leading univocally (by a process of “direct design”) from the specifications to the shape satisfying the requirements. For simple gravity structures or embankment dams, numerical models are used just to

vérifier l'état de contraintes et la stabilité locale sous les chargements de projet. Leur optimisation se bornera à modifier quelques aspects mineurs du projet original, à fixer les limites entre les zones de matériaux et à préciser les propriétés requises de ceux-ci.

En l'absence de méthode de conception directe, on a longtemps considéré que l'expérience du concepteur, recourant plus ou moins à une longue suite d'essais et de corrections, suffisait à aboutir à une solution « optimisée ». Mais avec l'accroissement de la taille des barrages modernes, qui rend significatif le coût marginal lié à une modification de forme même légère, il est apparu nécessaire de recourir à des méthodes moins subjectives, ce qui a fait évoluer progressivement les moyens analytiques et numériques correspondants.

L'optimisation est cherchée en termes de coûts et s'obtient en respectant des contraintes. Les coûts dépendent de nombreux facteurs, mais sont en première approche proportionnels au volume de béton mis en place (en réalité il faudrait aussi tenir compte des excavations, du traitement de fondation, et de bien d'autres travaux, mais on les considère un peu abusivement proportionnels au volume de béton). Les contraintes sont liées à de nombreux facteurs dont la définition des chargements à appliquer, les limites qu'imposent les propriétés des matériaux sur les contraintes principales, et d'autres liées à la construction.

Une procédure d'optimisation doit être mathématiquement définie pour avoir un caractère objectif. Il faut d'abord définir une « fonction objective » (c'est le volume du barrage), ainsi que les conditions et contraintes sous lesquelles la minimisation doit être recherchée. Il faut ensuite élaborer un modèle générique de formes, comprenant assez de degrés de définition pour pouvoir explorer un large éventail de géométries. Enfin il faut avoir recours à un modèle structural qui sert à établir la relation entre chaque géométrie et les variables contraintes.

Le processus d'optimisation est généralement traité comme un problème de programmation linéaire, et la mise en œuvre peut devenir très lourde si le nombre de degrés de définition géométriques est grand. Certaines études d'optimisation ont utilisé jusqu'à plusieurs dizaines de paramètres géométriques. Ce n'est pas la seule façon d'attaquer le problème, et on peut obtenir ainsi des formes inhabituelles qu'un concepteur expérimenté ne saurait adopter sans la rendre plus compatible avec son expérience.

Pour cette raison la méthode conventionnelle, par essais et corrections à partir d'une forme déduite de formules empiriques, est encore d'usage commun. La géométrie initiale est améliorée pas à pas par itérations successives. Les contraintes (au sens optimisation) sont le plus souvent les contraintes (au sens mécanique) de traction qu'on limite à une faible valeur limite pour un ou deux cas de charge courants, en général le poids propre seul et l'état à réservoir plein. La forme obtenue est alors vérifiée pour l'ensemble des autres cas de charge de projet. Si la forme est bonne pour les cas de charge de base, il est rarement nécessaire d'apporter d'autres modifications. Des systèmes informatisés d'aide à la conception ont été conçus qui facilitent cette démarche, permettant des changements faciles de géométrie pour recalculer la structure après modification. Ils ont très largement amélioré les méthodes de conception en rendant les projets plus économiques.

check the state of stresses and local stability under design loads. The optimization will only reshape some minor components of the original design, and fix the limits between zones and requirements of the used materials.

In the past, in the absence of “direct design” procedures, the designer’s experience, aided if needed by a slow process of trial-and-error, was deemed sufficient to achieve an “optimal” solution. With the growth of dam dimensions and increase in marginal costs incurred by even slight alterations of the shape, the need for a less subjective procedure was acutely felt, and corresponding analytical / numerical tools gradually evolved.

Optimization is sought in relation to costs, and is achieved under constraints. The costs are related to various factors, but in first approximation are roughly proportional to the volume of concrete to be poured (in reality, the cost of abutment excavations and treatment and others should be included, but they are also supposed more or less realistically proportional to the concrete volume). Constraints are related to many other factors, including the definition of the loads to be sustained, limits imposed by material quality on the various components of the principal stresses, and erection constraints.

An optimization procedure has to be mathematically defined if the procedure is to become objective. First, an “objective function” has to be identified (e.g., dam volume), and the conditions and constraints under which its minimization is to be sought are to be specified. Second, a model for the possible shapes, incorporating a sufficient number of degrees of freedom so that a wide spectrum of different geometries can be generated, has to be built up. Finally, a structural model is usually required so that the dependence of some of the constrained variables (e. g., stresses) can be related to each geometry.

As such, the optimization procedure is usually treated as a linear programming problem, and the numerical strategies to implement it can become computationally quite heavy if the number of geometrical degrees of freedom is high. Several tens of geometric parameters are known to have been used in actual optimization studies. However, this is not the only way to tackle the problem, and can even sometimes lead to unusual shapes that any designer would hesitate to adopt without intervening with his/her experience to modify the shape into something more acceptable.

For this reason, conventional trial and error processes, starting from experience or empirical formula to define the initial geometry, are still widely in use. The initial geometry is improved step-by-step through an iterative process. The constraints are often the tensile stresses that shall be restricted to a low value for one or two standard load cases, generally self-weight alone and full reservoir conditions. The obtained shape is then checked for other design load cases. Generally, little or no change will be required if the shape has been properly designed for the basic design loads. This procedure has led to computer-aided design systems that allow quick geometry changes and restart of the computation for the modified structure. They have greatly improved the design methods, thus leading to a more economical design.



La plupart des modèles utilisés pour l'optimisation de forme sont très simples. Ils sont essentiellement élastiques, car on attend d'une structure bien conçue qu'elle reste dans le domaine réversible pour la plupart des cas de charge. On peut objecter que la réaction de la fondation est parfois loin d'être élastique, et même qu'il ne s'agit pas d'un milieu continu, mais il y a des moyens complémentaires pour vérifier la stabilité et la capacité portante de la fondation, et le rôle principal de la fondation dans un modèle numérique n'est rien d'autre, en général, qu'une bonne condition limite pour le barrage. Les exceptions à tout ceci sont les cas de charge extrêmes (avec en général une charge sismique), pour lesquels les matériaux sont soumis à des contraintes proches de la limite : ils font comme on l'a vu l'objet d'un traitement spécial.

Il est de bonne pratique d'explorer complètement, même pour les cas de charge extrêmes, les réponses élastiques avant de commencer avec un modèle non linéaire. Fanelli a montré (Fanelli & al., 1993) que les outils d'optimisation très simples, avec une seule poignée de paramètres géométriques, pouvaient être employés au moins au niveau préliminaire avec des résultats très convenables (au moins aussi bons que ceux fournis par des outils bien plus sophistiqués), à condition d'intégrer dès le départ quelques-unes des contraintes dans le domaine des géométries acceptables. Il est également apparu que des réseaux de neurones spécialement conçus et « éduqués » peuvent fournir de plutôt bons résultats en accord avec les formes courantes et avec les résultats des outils d'optimisation à plusieurs dizaines de paramètres. Le fait que ces outils simples n'ont été à ce jour utilisés qu'à titre expérimental n'enlève rien à leur valeur, sachant que l'intervention du concepteur expérimenté est pratiquement inévitable pour passer de l'étude d'optimisation à la forme finale. Il faut simplement les employer avec précaution car des difficultés d'ordre numérique peuvent survenir comme une très lente convergence, le blocage sur un minimum local, ou la saturation du réseau, difficultés pas encore complètement surmontées.



In most cases, the models used for shape optimization are very simple. Linear elastic models are commonly used because it is expected that a new well-designed dam will work in the elastic range of stresses for most of the design load cases. It could be objected that the behavior of the foundation is sometime far from elastic; even the continuity of the medium is not guaranteed. However, the bearing capacity and stability of the foundation are checked by other means. The main reason to take an important part of the foundation in a numerical model is to simulate the true stiffness of the abutments. The exception could be the extreme load cases (generally, it is only the earthquake load cases) where the materials are submitted to stresses close to their strength. Such load cases are dealt with particular treatment, as discussed above.

It is good practice, even for extreme load cases, to fully explore the implications of simple linear elastic behavior before initiating a non-linear model. It has been shown (Fanelli & *al.*, 1993) that shape optimization tools of a drastically simplified kind with only a handful of free geometrical parameters can be used, at least at the level of preliminary design, with more than acceptable results (indeed, results are quite often comparable to those obtained by more sophisticated tools), through the device of incorporating from the starting assumptions, into the range of acceptable geometries, some of the constraints. It has also been demonstrated that specially conceived and “trained neural networks” can yield substantially good results in accordance with usual shapes and with the results of optimization codes using tens of free geometrical parameters. Simply because these simplified tools have only been used at the experimental level for preliminary design should not detract from their value, given that the intervention of the experienced designer is practically always required in order to pass from the optimization study to the final design shape. However, they have to be used with caution because some numerical difficulties can occur, such as very slow convergence speed, risk of hitting local minimum values, or possible saturation of the network, which are not yet entirely solved.

---

## 3. PARTICULARITÉS DES MODÈLES POUR LES BARRAGES EXISTANTS

---

### 3.1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Beaucoup de ce qui a été écrit au Chapitre 2 à propos des projets de barrages s'applique aussi bien aux barrages en service, et ne sera par conséquent pas répété dans ce Chapitre 3, consacré aux enjeux que présentent ces ouvrages. Il s'agit principalement de l'interprétation de leur comportement et de la nécessité de réévaluer périodiquement leur sécurité, en s'attachant à bien comprendre la nature, l'origine et la signification des incertitudes inhérentes à ces tâches.

La surveillance des barrages en service est une base essentielle de leur sécurité. Les objectifs de la surveillance diffèrent selon qu'on en est à l'étape de construction, de premier remplissage ou d'exploitation. À chacune de ces étapes, la surveillance et en particulier l'auscultation sont indispensables pour confirmer la validité des hypothèses de projet, pour recalibrer les modèles mathématiques employés pour le projet ou l'analyse en retour, et pour détecter dès leur origine les phénomènes anormaux susceptibles d'affecter ces barrages à long terme (Carrère, 2000).

Pendant la construction, les données de l'auscultation permettent de vérifier les paramètres de projet critiques (par exemple la déformabilité de la fondation, ou les échauffements d'hydratation des bétons) et de réagir au besoin en temps réel sur le projet et les conditions de construction.

Lors du premier remplissage du réservoir, on peut comparer directement certains paramètres de la réponse du barrage, de sa fondation et du réservoir aux charges qu'ils subissent aux valeurs prévues lors du projet. S'il apparaît des différences significatives, il faut en rechercher l'origine et prendre au besoin des mesures correctives. Cette étape, fondamentale pour évaluer la sécurité du barrage, est très utile pour réétalonner les modèles mathématiques au moyen des données fournies par l'auscultation (voir Table 7).

En exploitation courante, l'interprétation des mesures d'auscultation et des observations visuelles périodiques consiste à vérifier leur correspondance avec les prédictions ainsi que leur cohérence. Toute structure est affectée par le vieillissement à long terme. L'auscultation doit donc confirmer en permanence la bonne santé structurale et détecter tout symptôme de changement néfaste significatif du point de vue du comportement. Les modèles mathématiques doivent si nécessaire être modifiés pour intégrer ces modifications physiologiques de vieillissement. Enfin l'auscultation et les inspections visuelles doivent détecter dès leur apparition toute réaction anormale et l'interpréter, au besoin avec l'appui des modèles mathématiques, pour pouvoir prendre à temps les mesures nécessaires vis-à-vis de la sécurité (voir Table 8). En exploitation ce qu'il faut détecter c'est un « changement » dans le comportement du barrage.

Dans les sections qui suivent, seront abordés les aspects suivants : incertitudes sur les données ; modèles numériques prédictifs ; systèmes d'auscultation ; méthodes

---

---

## 3. PARTICULAR ISSUES ON EXISTING DAM MODELING

---

### 3.1. GENERAL CONSIDERATIONS

Many of the considerations examined in chapter 2 can be applied to existing dams as well. Hence, many of them will not be repeated in this chapter that focuses on the challenges of existing dams basically related to the interpretation of the behaviour of the structure and the need of periodic safety assessment, with particular attention on understanding the nature, source and relevance of the uncertainties involved in both tasks.

Making reference to existing dams, surveillance represents a basic aspect related to safety. The objectives of the surveillance are different for dams under construction, during first impounding of the reservoir or during operation. In all the above mentioned stages the surveillance, and especially the monitoring activity, is an indispensable complement to confirm the validity of design assumptions, to calibrate mathematical models used for design or back analysis or to detect from initial stages possible abnormal deviations in the long-term behaviour of dams (Carrère, 2000).

During construction the data supplied by monitoring devices are very important for checking the critical design parameters (e.g. the foundation deformability or hydration heat) with immediate corrections to design and construction management.

During first impounding of the reservoir some monitored parameters concerning the dam-foundation-reservoir response to environmental loads can be directly compared with the relevant predicted values from design stage. If the differences are significant, their origin should be investigated and the corrective measures must be taken if needed. This phase is fundamental in the dam safety assessment; it is also useful to calibrate the mathematical models used in design in compliance with the data provided by monitoring (see Table 7).

During operation, the measurements from the monitoring systems and visual inspections carried out periodically are processed and interpreted checking the correspondence with predicted values and the consistency of the response. During long-term operation any structure suffers an ageing process. The monitoring activity must continuously confirm the structural adequacy and detect symptoms of detrimental change in established behavioural pattern. If required, the mathematical models must be harmonized with physiological ageing changes. Additionally, the monitoring activity and visual inspections should detect from initial stages any possible abnormal behaviour and then interpret it, possibly using mathematical models for back analysis, in order to take in due time the necessary measures for the dam safety (see Table 8). During operation, a key aspect to be detected is a “change” in the behaviour of the dam.

Next sections deal with the following topics: uncertainties related to measurements, forecasting numerical modelling, monitoring systems, structural

numérique d'identification; évaluation de la sécurité enfin, en insistant sur l'interaction entre eux. Deux exemples montreront à quel point les modèles numériques peuvent servir de point d'appui aux études de sécurité approfondies et de réhabilitation.

### 3.2. INCERTITUDES SUR LES DONNÉES

Si les mesures d'auscultation enregistrées sont fondamentales pour interpréter le comportement d'un ouvrage et évaluer sa sécurité, les mesures sont à considérer *a priori* avec suspicion, en raison des incertitudes qui les affectent, liées potentiellement à la nature des instruments, à leur installation et étalonnage, à leur état de conservation et à la façon dont les mesures sont faites. Il existe un risque d'interpréter de travers les mesures, ce qui peut conduire à de mauvaises décisions, et même engendrer la méfiance de certains ingénieurs (Escuder & al., 2005).

Ceci dit, l'analyse des séries de mesures avec les modèles statistiques tout comme l'emploi des modèles déterministes avec les données de l'auscultation sont des moyens très efficaces, s'ils sont bien employés, pour mieux comprendre le comportement d'un barrage.

En résumé, il est très important de bien connaître, entretenir et lire les instruments, de bien gérer la base des mesures et de correctement mettre en œuvre les modèles numériques d'interprétation; toutes ces tâches requièrent beaucoup de soin compte tenu de toutes les incertitudes.

### 3.3. MODÈLES NUMÉRIQUES PRÉDICTIFS

Les barrages ont une très longue durée de vie et ils mobilisent d'importants investissements. Le suivi de leur comportement pendant leur construction, leur mise en service et leur exploitation courante est essentiel pour assurer leur sécurité, et prévenir les incidents voire leur rupture, dont l'expérience montre que pour les grands barrages elle met en jeu des pertes humaines inacceptables et des coûts induits plus de dix fois supérieurs à leur propre coût de construction.

Les méthodes de comparaison des mesures avec les valeurs de référence attendues issues d'un modèle prédictif sont essentielles pour le suivi en temps réel du comportement du barrage, de façon à détecter rapidement les anomalies éventuelles. Les valeurs de référence doivent être immédiatement disponibles ou au moins calculées rapidement après les mesures, pour pouvoir alerter rapidement l'exploitant qu'il se passe peut-être quelque chose et qu'il faut enquêter.

En principe si le barrage était parfaitement élastique, il suffirait de comparer les mesures avec les précédentes réalisées dans des conditions identiques. Malheureusement l'environnement n'est jamais identique et le comportement est rarement élastique.

Les modèles prédictifs ont en général la forme suivante (CSB 2003) :

$$R(t, env) = P_{hr}(t, h) + P_{\theta, r}(t, \theta) + P_l(t, h, \theta) + D(t, h, \theta, env)$$

identification methods, and safety assessments, with particular focus on the interplay among them. Two examples are provided on how numerical models can be an important tool also for further safety investigations and rehabilitation strategies.

### 3.2. UNCERTAINTIES OF MEASUREMENTS

Records obtained from dam instrumentation are crucial in order to interpret the existing dam behaviour and to assess its safety. However, measurements can be under suspicion due to the uncertainties linked to the nature of such instruments, their process of installing and calibrating, their conservation state and the way readings are collected and recorded. In fact, measurements can be misunderstood, can lead to make the wrong decisions and even can make dam engineers develop some degree of skepticism about their importance (Escuder & *al.*, 2005).

In this context, the study of monitoring data series by means of statistical models, as well as the use of deterministic models with instrumentation records are very efficient tools, if they are well used, to get a better understanding of the dam behavior.

In summary, combination of a good knowledge of the instruments, an appropriate conservation and reading procedure, a realistic data management program and the implementation of numerical models are very important tasks that have to be carefully undertaken due to all the involved uncertainties.

### 3.3. FORECASTING NUMERICAL MODELS

Dams are structures of very long life and very important investments are necessary in order to build them. The surveillance of their behavior during construction, first impounding of the reservoir and their operation is essential for their safety and for prevention of incidents or failures. Case histories have shown a failure of a large dam can generate unacceptable loss of human lives and damages exceeding tens of times the cost of the construction.

The methods to compare the measured with the expected values, estimated on the basis of suitable forecasting models, are essential to monitor short-term dam behavior and to quickly detect possible anomalies. It is necessary that the expected values are immediately available, or at least computed soon after measurements, in order to promptly inform the dam operator that an unusual phenomenon is perhaps occurring and investigations are necessary.

Theoretically if the dam behavior were perfectly elastic, it would be sufficient to compare the measured values with the previous ones made under the same conditions. Unfortunately, the environment is never exactly the same and the behavior is rarely entirely elastic.

Generally, forecasting models are of the following form [CSB 2003]:

$$R(t, env) = P_{hr}(t,h) + P_{\theta,r}(t,\theta) + P_t(t,h,\theta) + D(t,h,\theta, env)$$

Où : R est la valeur mesurée d'une grandeur quelconque,  
P représente la prédiction sur cette grandeur,  
Ph, r en est la composante hydrostatique réversible,  
P $\theta$ , r en est la composante thermique réversible,  
Pt en est la composante irréversible,  
D est la différence entre la mesure et la valeur théorique du modèle. C'est la somme des imprécisions du modèle et des erreurs de lecture.

Les variables indépendantes sont :

t, le temps, mesuré à partir d'une origine donnée,  
h, le niveau d'eau dans le réservoir,  
 $\theta$ , le champ thermique dans les matériaux,  
env, les variables d'environnement.

Les modèles mathématiques diffèrent selon la façon dont ils calculent les valeurs de prédictives de référence. On distingue trois groupes de méthodes : (1) déterministes, (2) statistiques, et (3) hybrides.

### 3.3.1. Approches déterministes

Ces méthodes calculent les grandeurs à l'aide de modèles mathématiques de l'ouvrage fondés sur des principes d'ingénierie convenus (Fanelli and Giuseppetti, 1986). La qualité de la prédiction dépend de la capacité du modèle mathématique à représenter la réalité, de la qualité de la méthode de résolution numérique, de la connaissance des paramètres des matériaux, des simplifications adoptées dans le modèle et de la connaissance des variables indépendantes au moment de la mesure. Dans ce type d'approche il n'y a en principe besoin d'aucune mesure préalable pour étalonner le modèle, même s'il est toujours préférable d'effectuer un étalonnage pour prendre de l'avance sur la phase de prédiction. Ces modèles souffrent en général d'une connaissance imparfaite des propriétés des matériaux. Ils sont pourtant la seule méthode accessible lors de la mise en eau et pendant les toute premières années d'exploitation.

### 3.3.2. Approches statistiques

Un modèle statistique suppose une forme analytique *a priori* de la fonction descriptive d'une grandeur qui s'appuie sur l'expérience (Willm and Beaujoint 1967, Bossoney, 1985, Popovici & al., 2001). Une suite de fonctions de forme est choisie, correspondant aux variations attendues d'une grandeur. Chaque terme de chaque fonction est multiplié par un facteur inconnu. Ces facteurs sont calculés au moyen des mesures sur la même grandeur accumulées pendant une phase d'apprentissage antérieure.

Le calcul des facteurs est obtenu en minimisant une certaine norme (souvent la somme quadratique des différences mesures-prédictions). Cette technique est très

Where:  $R$  is the observed value of a given indicator,  
 $P$  represents the forecast of the same indicator,  
 $P_h, r$  is the reversible hydrostatic component,  
 $P_\theta, r$  is the reversible thermal component,  
 $P_t$  is the irreversible component,  
 $D$  is the difference between the measurement and the theoretical model. It represents the sum of all the model inaccuracies and/or measurement errors.

The independent variables are:

$t$ , the time from a given origin,  
 $h$ , the reservoir water level,  
 $\theta$ , the material temperature distribution,  
 $env$ , the environmental variables.

The mathematical models differ in the way they compute the forecasting indicators. The different approaches may be classified into three groups: (1) deterministic, (2) statistical, and (3) hybrid.

### **3.3.1. Deterministic approaches**

These methods compute the indicators with the help of mathematical models of the prototype based on accepted engineering principles (Fanelli and Giuseppetti, 1986). The quality of the forecast depends on the capability of the mathematical model to describe the physical reality, the quality of the numerical solution, the knowledge of the parameters describing the materials, the simplifications introduced in the model and the knowledge of the independent variables at the time of observation. The main characteristic of these types of approaches is that, in principle, they do not need any previous measurements to calibrate the model, even if it is always preferable to anticipate the forecasting phase by a calibration step. In general, models have to rely upon incomplete knowledge of the material parameters. It is, nevertheless, the only possible approach for a first reservoir impounding or to check the behaviour of the dam during the first years after completion.

### **3.3.2. Statistical approaches**

They assume an *a priori* analytical form of the indicators based on experience (Willm and Beaujoint, 1967, Bossoney, 1985, Popovici & *al.*, 2001). A set of influence functions, corresponding to the expected variation of each indicator, is chosen. Each component of each function is multiplied by a parameter or unknown coefficient. The coefficients are defined with the help of the previous measurements of the same indicator.

They are calibrated in such a way as to minimize a given norm (often it is the sum of the squares of the differences between the measurements and the values

flexible et s'adapte à toutes sortes de grandeurs mesurables. Le modèle est d'autant plus flexible et représentatif du comportement de la grandeur que le nombre de degrés de liberté de la formule analytique est élevé, en revanche un nombre élevé de degrés de liberté nécessite plus de mesures et une plus large répartition de leurs valeurs et conditions pour obtenir une représentativité des coefficients inconnus.

### 3.3.3. Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides combinent les deux modèles décrits ci-dessus (Schnitter 1969, Sharma & *al.*, 1994). La forme analytique des indicateurs est obtenue de façon déterministe mais chaque terme des fonctions est affecté d'un coefficient, qui est une inconnue dont l'évaluation est réalisée statistiquement.

Une autre approche hybride (Fanelli and Giuseppetti, 1986) consiste à évaluer de façon déterministe la composante hydrostatique (par exemple avec des éléments finis) tandis que la composante thermique est estimée statistiquement.

Carrère & *al.* (2000) ont proposé une méthode hybride particulière qui consiste à employer un modèle statistique conventionnel, dont la calibration initiale est faite à partir d'un ensemble d'analyses structurales faites dans diverses conditions avec le modèle de projet. Cette première calibration sert de référence pendant la première mise en eau, elle permet la comparaison indirecte avec le modèle de projet. Puis la base de données du modèle statistique est enrichie avec des mesures d'auscultation réelles, si bien qu'au bout de quelques années celles-ci se substituent progressivement à l'étalonnage initial. Cette méthode a l'avantage de répondre de manière continue tant aux besoins du premier remplissage que de l'exploitation à long terme du barrage.

### 3.3.4. Approche par réseaux neuronaux

Une nouvelle méthodologie, inspirée par son homonyme biologique, a donné le jour à une nouvelle façon de penser la perception, la mémorisation, l'apprentissage ainsi que les mécanismes calculatoires de base de traitement de l'information de l'intelligence (Rundhart and McClelland, 1988). Les réseaux de neurones sont constitués de nombreux éléments simples intercommunicants, les neurones, qui travaillent en parallèle pour résoudre un problème donné. L'intérêt du procédé est qu'une fois créé, un réseau a la capacité de s'organiser pour apprendre, d'une façon qui ressemble aux systèmes simples de neurones biologiques. L'intérêt croît quand le réseau apprend, au moyen d'un ensemble de données d'apprentissage fournies par les utilisateurs. Le modèle acquiert donc de la connaissance lors d'une phase d'apprentissage. Une fois enrichi, le modèle est disponible pour attaquer des situations pour lesquelles la réponse à une nouvelle donnée n'est pas connue.

Il existe plusieurs sortes de réseaux neuronaux. L'une d'entre elles, sans doute la mieux adaptée aux analyses en retour, est celle qui utilise un algorithme à couches multiples fonctionnant en rétro-propagation par connexion arrière des fonctions d'entrées. Ce type de réseau donne parfois des résultats très précis, mais des



resulting from the corresponding analytical functions). This technique is very general and can be used to monitor different phenomena. The more degrees of freedom are contained in the analytical formula, the more flexible is the theoretical indicator and the more closely it correlates with the variations of the observed values. On the other hand, if more degrees of freedom are contained in the formula, more observed values are needed to compute the unknown coefficients.

### 3.3.3. Hybrid methods

These methods combine the two models described above (Schnitter 1969, Sharma & *al.*, 1994). The analytical form of the indicators is obtained from the deterministic approach but each single term of the function is multiplied by an unknown coefficient. This coefficient is calibrated in the same way as in the statistical approach.

A different alternative hybrid approach can be used (Fanelli and Giuseppetti, 1986) in which the hydrostatic component is evaluated thanks to a deterministic approach (e.g., by means of a finite element analysis) while thermal components are estimated with a statistical approach.

Carrère & *al.* (2000) proposed a special form of hybrid method, which consists in using a general statistical model, whose initial calibration is made on the basis of a set of numerical structural analyses carried out with the project model, in different loading conditions. This first calibration is used during the first impounding of the reservoir, giving an indirect comparison with the design model. Then the statistical model data base is enriched with real instruments readings, and after some years the amount of readings progressively takes over the initial calibration. Such process has the advantage of meeting in a continuous way requirements both at first impounding and at long-term operation of the dam.

### 3.3.4. Neural Networks approaches

A relatively new type of methodology inspired by its biological namesake, has given rise to a new way of thinking about perception, memory, learning and also basic computational mechanisms for intelligent information processing in general (Rundhart and McClelland, 1988). The neural networks are composed of many simple intercommunicating units, or neurons, working in parallel to solve a given problem. What makes this process interesting is the fact that once a network has been set up, it can learn in a self-organizing way that seems to mimic simple biological neurons systems. It expands as the network learns to operate, based on a set of training data provided by users. Thus the model builds up knowledge, according to a given procedure during a training phase. Once the model has been perfected, it can be used to tackle situations where the answers to a given input are not known.

Several types of neural techniques exist. One type, which is probably the most adapted in the field of back analysis, is the multi-layer feed-forward and back-propagation algorithm. This network provides sometimes very accurate results. However, it seems that in other cases some unexpected phenomena, like saturation

phénomènes inattendus, tels qu'une saturation du réseau, peuvent aussi parfois apparaître (Bossoney, 1995). Il faut continuer à développer ces méthodes prometteuses qui ont déjà fait preuve d'une grande capacité dans le domaine des prédictions.

### **3.4. SYSTÈMES D'AUSCULTATION**

Le contrôle du comportement d'un barrage consiste à réaliser des inspections visuelles par un personnel qualifié, et à exploiter des mesures d'auscultation sur un ensemble de grandeurs représentatives. Il est aujourd'hui communément admis qu'un dispositif d'auscultation, aussi complet et sophistiqué soit-il, doit être complété par des inspections visuelles directes. En effet nombre de phénomènes les plus dangereux tels que des fontis, tassements, fissures, fuites localisée, et autres zones d'humidité ne sont généralement pas détectables par l'auscultation. Par contre, dès qu'une anomalie est visuellement détectée, il est possible d'en surveiller et analyser l'évolution à partir des données collectées par un système d'auscultation adéquat (Dibiagio, 2000).

La pratique veut qu'un système d'auscultation soit installé sur presque tous les barrages. Il est fréquent qu'un barrage insuffisamment instrumenté à l'origine soit équipé d'un nouveau dispositif d'auscultation de base.

Beaucoup de paramètres requis pour les analyses numériques proviennent du système d'auscultation. On les groupe en deux catégories, d'une part les variables d'environnement, de l'autre les grandeurs qui décrivent la réponse du système barrage-réservoir-fondation à cet environnement.

Dans la première catégorie se trouvent le niveau du réservoir, la température de l'air et celle de l'eau à plusieurs profondeurs du lac, l'ensoleillement, les actions sismiques, l'épaisseur de glace, la pluie, etc. Les grandeurs qui caractérisent la réponse du système barrage-réservoir-fondation sont différentes selon le type de barrage.

Pour les barrages en béton, il s'agit des déplacements absolus dans le barrage et en fondation, des déplacements relatifs entre blocs, des variations de température dans le corps du barrage, des contraintes et déformations dans le système, des pressions interstitielles et sous-pressions, et des débits de fuites. Contraintes et déformations sont toutefois difficilement mesurées car les systèmes de mesure courants en affectent la valeur locale.

Pour les remblais, les grandeurs les plus souvent mesurées sont les déplacements et surtout les tassements pendant la construction et après, les débits de fuites, le niveau phréatique dans le remblai et la pression interstitielle dans le noyau étanche, les contraintes totales ou effectives, les écoulements, le niveau phréatique et les déplacements dans les rives, et enfin les déplacements, contraintes et déformations dans les organes annexes (évacuateur, vidange de fond, etc.).

Les dispositifs d'auscultation et les équipements d'enregistrement ont évolué notablement au fil du temps. Des simples appareils mécaniques et électromécaniques

of the neural network, occur (Bossoney, 1995). It is desirable to continue the development of these methods, which are promising tools and have shown great potential for forecasting applications.

### 3.4. MONITORING SYSTEMS

The surveillance of the dam behaviour is performed by visual inspections carried out by qualified personnel and by processing data obtained from monitoring of some relevant parameters with appropriate devices. In the present stage of knowledge, the general opinion holds that a monitoring system, be it the most complete and sophisticated, has to be duly integrated by direct visual inspections. Some of the most dangerous events as sinkholes, settlements, cracks, concentrated seepage, wet spots, generally could not be detected by monitoring devices. But as soon as an abnormal behaviour is detected by visual inspections, its evolution can be surveyed and analyzed on the basis of the data collected by a monitoring system suitably installed (Dibiagio, 2000).

The installation of monitoring systems is a current practice applied for almost all new dams. A basic level of instrumentation is now frequently retrofitted to monitor existing dams where insufficient monitoring was installed.

A lot of parameters used to carry out mathematical analyses of dams are supplied by monitoring systems. They may be grouped in two categories, as follows: actions of the environment and physical-mechanical quantities describing the response of the dam-foundation-reservoir system to the environment actions.

The main quantities of the first group are the followings: reservoir water level, air temperature, water temperatures at different depths in the reservoir, solar radiation, seismic actions, ice thickness, rainfall, etc. The monitored physical quantities, which measure the dam-foundation-reservoir response, are different according to the dam type.

In the case of concrete dams the following quantities can be mentioned: absolute displacements of the dam and foundation, relative displacements between blocks, temperature evolution in the dam body, strain and stress state in the dam-foundation system, interstitial pressures and uplift pressures, seepage. However, it has to be noted that quantities like strains and stresses are much more difficult to measure because each monitoring device tends to modify and disrupt their local value.

In the case of embankment dams, the main monitored parameters are the following: displacements and especially settlements of the dam-foundation system during dam construction and operation, leakages, seepage water table in the dam body, pore pressures in the impermeable core, total and effective stresses, seepage through dam banks, bank displacements, phreatic water table in the dam banks and dam downstream zone, strain and stress state in the concrete works associated to embankment dam (surface spillway, bottom outlets, etc.).

The monitoring devices and recording equipments have evolved significantly over time. From simple mechanical and electromechanical devices at the beginning

du début du XX<sup>e</sup> siècle, on est passé aujourd'hui à des systèmes électroniques digitaux sophistiqués. Les améliorations les plus importantes ont porté sur les moyens de mesure, quand aux cadrans électriques se sont substitués les appareils de lecture digitaux, les écrans à cristaux liquides et les microprocesseurs. Plus récemment l'arrivée des ordinateurs personnels, des moyens stables de sauvegarde des mesures et des logiciels versatiles ont donné aux systèmes automatiques d'acquisition des données une grande efficacité.

La possibilité de transférer en temps réel à l'utilisateur final les mesures réalisées par les systèmes d'acquisition automatique est l'un des avantages majeurs de cette relativement nouvelle technologie. Pour la transmission des données, les lignes de téléphone classiques ont souvent été remplacées par des liaisons radio, des câbles à fibres optiques, des réseaux de téléphonie mobile ou par satellite, ou des liens via Internet.

Il faut toutefois veiller à ce que ces changements de technologie n'entraînent pas de perte de fiabilité et de durabilité notamment des capteurs, afin de ne pas altérer la nécessaire continuité des mesures.

### **3.5. MÉTHODES NUMÉRIQUES D'IDENTIFICATION STRUCTURALE**

L'idée de base de toute identification structurale est de rendre le modèle numérique aussi fidèle que possible vis-à-vis du comportement observé, de telle sorte qu'à la fin du processus on ait une meilleure compréhension de l'état de la structure. Les paramètres physico-mécaniques des modèles numériques sont ainsi ajustés progressivement de façon à réduire les écarts entre les grandeurs mesurées et calculées.

Les méthodes d'identification structurale se basent sur des mesures statiques ou dynamiques.

Les méthodes qui s'appuient sur des mesures statiques sont typiquement celles déjà décrites dans la section 3.3 ci-dessus : l'étalonnage couramment faite des modèles prédictifs peut être considérée comme un processus d'identification permettant de trouver la meilleure estimation des paramètres physico-mécaniques du système barrage-réservoir-fondation.

Les méthodes fondées sur l'excitation dynamique se sont montrées particulièrement efficaces et ont pris de plus en plus d'importance ces dernières décades. Comme on le sait, l'identification structurale dynamique consiste à évaluer les propriétés dynamiques d'une structure (fréquence propre, formes des modes et amortissement) selon l'excitation et la réponse du système. La démarche est organisée autour de campagnes dynamiques, réalisées si possible périodiquement. Elle constitue un puissant instrument d'aide à l'évaluation du degré de sécurité (Fanelli & al., 1992 ; Frigerio & al., 2007).

Lors d'une campagne dynamique, la réponse de la structure peut être mesurée en termes d'accélération, vitesses et déplacements en fonction du temps, selon le type de capteurs, et en termes de gamme de fréquences, amplitude des vibrations, etc.

of the 20th century the monitoring devices have advanced to sophisticated electronic digital systems presently used. Some of the most important improvements have been attained in the equipment used to take readings. As from the reading electrical instruments, the introduction of the electronic-digital reading instruments, liquid crystal displays, microprocessors in the 1970s had a deep impact on the read-out equipment. More recently, the introduction of the personal computers, solid state storage devices and flexible software have offered some high performance automatic data acquisition systems.

The ability to transfer on-line to the end user the data recorded by automatic acquisition systems is one of the major advantages of this relatively new technology. Today, the traditional telephone lines for data transmitting has been frequently replaced with radio links, optic fiber cables, mobile phone networks, satellite links or Internet networks.

One should however make sure that these changes in technology do not lead to a loss in reliability and durability, especially as far as sensors are concerned, so that the necessary continuity of data is preserved.

### **3.5. NUMERICAL METHODS FOR STRUCTURAL IDENTIFICATION**

The basic idea of any structural identification method is to make the numerical model behavior as close as possible to the observed behavior so that, at the end of the process, a better understanding of the current state of the real structure is achieved. The physical/mechanical parameters of numerical models are iteratively modified to reduce the error between experimental features and computed ones.

Structural identification methods can be based on static as well as dynamic monitoring data.

The methods based on static data are basically those already shown in previous section 3.3: the calibration step usually performed to set up forecasting models may be seen as an identification process which allows evaluating the best estimate of physical/mechanical parameters of the dam-foundation system.

Particularly effective are the methods based on dynamic excitation that have taken more and more importance in the last decades. As it is known, the dynamic structural identification consists in the evaluation of the dynamic structural features (natural frequencies, modal shapes, and damping) according to excitation (input) and response (output) of the system. The procedure for analyzing the dynamic structural behavior is based on dynamic campaigns, possibly performed on a periodic basis, and represents a useful tool to support the evaluation of their safety degree (Fanelli & *al.*, 1992; Frigerio & *al.*, 2007).

During any dynamic campaign, the structural response can be measured in terms of acceleration (velocity or displacement) vs. time, depending on the available sensors, the frequency range, the amplitude of vibrations, etc.

On préfère généralement les mesures de vitesse pour les structures à basse fréquence (la première fréquence entre moins de 1 Hz jusqu'à 10-20 Hz), tandis que les mesures des accélérations sont mieux adaptées aux plus hautes bandes de fréquences (au-delà de 20-30 Hz). On utilise en général des capteurs de déplacements relatifs sur des joints ou fissures.

L'excitation d'une structure peut être assurée par différentes méthodes selon sa taille, selon les possibilités pratiques et selon le but de l'essai.

La méthode la plus efficace mais aussi la plus coûteuse consiste à placer un ou plusieurs excitateurs sur la structure (masse tournante déséquilibrée, piston hydraulique, etc.). L'amplitude et la fréquence de leur excitation peuvent être ajustées à volonté. On active ainsi toutes les résonances accessibles dans la gamme des fréquences accessibles à l'excitateur. C'est la méthode qu'il faut privilégier dans le cas de structures massives comme les barrages.

L'utilisation des vibrations naturelles comme excitation est moins coûteuse, mais les signaux sont fréquemment altérés si bien qu'il faut poursuivre les enregistrements assez longtemps pour pouvoir éliminer le bruit.

Deux autres méthodes sont celle du « tire et relâche » et celle de l'impact. La première engendre des transitoires d'amortissement libre utiles pour évaluer l'amortissement. Les signaux obtenus sont en général bons mais brefs. Il faut faire attention au danger que représente le relâchement du câble de traction. La seconde est mieux adaptée aux structures peu massives (pièces de génie civil ou mécaniques, structures en acier, etc.) ou pour tester des détails structuraux (dalles de béton, jonctions, etc.). Si l'excitation provient d'un marteau instrumenté la force appliquée est connue. On peut répéter l'essai en faisant varier l'amplitude et le point d'application.

Dans tous les cas il faut veiller à ne pas endommager la structure. A cette fin il est recommandé d'évaluer les amplitudes de vibrations attendues (et acceptables) par calcul sur un modèle, afin de piloter l'essai sur la structure réelle. Il faut aussi s'assurer en temps réel de la qualité des enregistrements pour éviter la nullité, la saturation ou la pollution des signaux).

Il est très important de réaliser l'identification au moyen d'un algorithme mathématique adéquat, en tenant compte des aspects suivants (Iwan, 1992) :

- plus il y a de caractéristiques physiques prises en compte par le modèle mathématique, plus précis est le processus d'identification et plus facile est l'interprétation des résultats en termes d'évaluation des dommages (à condition toutefois que les mesures soient assez efficaces) ;
- une fois l'identification réalisée, il convient de vérifier que le modèle mathématique ajusté est bien capable de révéler les véritables aspects physiques du système.

L'identification dans le domaine des fréquences est particulièrement utile pour les systèmes faiblement amortis qui présentent des pics de résonance clairs. La fréquence et les formes modales sont directement utilisables pour l'ajustement et la minimisation de l'erreur, tout comme pour l'identification dans le domaine temporel. Cette méthode s'applique efficacement aux systèmes linéaires à plusieurs degrés de liberté.

In general, velocity measurements have to be preferred for low frequency structures (first frequency below 1Hz up to 10-20Hz), whereas accelerometer can be more convenient for higher frequency bands (more than 20-30Hz). Relative displacements transducers are generally used across cracks and joints.

Excitation of the structure can be obtained in some alternative ways, depending on the available resources, the importance of the structure and the testing purpose.

The most expensive and reliable solution is to apply one (or more) exciters on the structure (unbalanced rotating mass, hydraulic piston, etc.). The exciters can be conveniently controlled in terms of frequencies and amplitudes. All the structural resonances within the available exciters frequency working range will be clearly activated. This approach is strongly recommended for massive structures like dams.

A cheaper excitation source is represented by environmental vibrations. In this case signals could be corrupted and long acquisition times must be planned in order to remove noise.

Two more alternatives are the “pull & release” test and the impact test. The former is suitable to induce free decay transients which are useful to measure damping behaviors. Signals are generally good, even if short in time. Special care has to be paid in order to avoid any safety problem when the steel wire is released. The latter is used in the case of non massive structures (civil and mechanical components, steel members, etc.) and also to test structural details (concrete slabs, junctions, etc.). If it is performed using an instrumented hammer, the input force is known. The test is easily repeatable varying the force amplitude and location.

All of the above tests must be properly selected and performed so that no damages are induced on the structure. To this aim, it is recommended to preliminary evaluate the expected (and acceptable) amplitudes of vibration as computed on the model in order to drive the dynamic test on the real structure. Also, a real time control on the data quality must be carried out (null or saturated signals must be avoided, etc.).

It is very important to select an adequate mathematical algorithm for identification, taking into account the following aspects (Iwan, 1992):

- the more physical characteristics are included into mathematical models, the more accurate will be the identification process and the easier will be the interpretation of the results in terms of damage evaluation (provided that the quality of data is sufficiently accurate);
- at the end of the identification process it must be assessed that the mathematical model is able to properly capture the true physical aspects of the system.

Frequency domain identification is particularly useful for lightly damped systems with clear “resonance” peaks. Frequency and/or modal shapes may be used directly for matching and error minimization, as already was mentioned before for time domain identification. This approach is efficiently applied for linear multi-degree of freedom systems.



Les deux approches, dans le domaine temporel ou fréquentiel, sont utiles pour l'identification structurale dynamique. Pour l'application au domaine non linéaire, il faut souligner que les systèmes fortement non linéaires font apparaître des réponses sous- ou ultra-harmoniques, ainsi que des pertes de fréquences. Il faut donc faire très attention en filtrant les excitations et réponses quand on travaille dans le domaine fréquentiel avec de tels systèmes.

L'analyse modale des structures potentiellement non linéaires est possible pour ceux qui présentent des pics de résonance bien marqués, comme pour les fonctions de transfert. On doit cependant souligner certaines différences, en identification structurale, entre les réponses modales linéaires et les réponses pseudo-modales non linéaires :

- à l'opposé des systèmes linéaires, les fréquences naturelles et les formes modales d'un système non linéaire dépendent de l'amplitude de la réponse ;
- cette dépendance des fréquences naturelles et des formes modales à l'amplitude peut servir à raffiner les estimations de l'identification, aidant notamment à localiser les effets non linéaires et dommages associés ; il faut pour cela mesurer la réponse en autant d'endroits qu'il est possible ;
- il est possible de « découpler » certains systèmes non linéaires approximativement pour faciliter l'identification et leur analyse.

En conclusion, l'identification structurale est non seulement un outil de diagnostic puissant, mais aussi un moyen raffiné pour bien comprendre le comportement des barrages.

### **3.6. RÉÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ DES BARRAGES – COMPOTEMENTS INEXPLIQUÉS – MODÉLISATION POUR INVESTIGATIONS POUSSÉES ET RÉHABILITATION**

La réévaluation de la sécurité des barrages en service et leur réhabilitation nécessitent en général la suite d'actions suivante :

- Une étude détaillée de l'histoire structurale et du comportement du barrage et de sa fondation, en mettant l'accent sur l'interprétation des résultats de l'auscultation et sur son état réel : fissuration, mouvements des joints, champs de sous-pression, etc. ;
- La mise en œuvre d'un programme de reconnaissances complet afin de préciser les paramètres de charges et de résistance ;
- La préparation d'un modèle numérique propre à reproduire et expliquer le comportement structural observé ;
- La réévaluation de la stabilité structurale (identification des modes de rupture et évaluation des marges de sécurité) au moyen des modèles numériques, pour des chargements courants ou inhabituels ;
- Le projet de mesures correctives, le cas échéant, pour augmenter la sécurité, la durabilité et la disponibilité de l'ouvrage.

La réévaluation périodique de la sécurité des barrages doit tenir compte du fait que la plupart des plus anciens d'entre eux ont été conçus sans trop se soucier des



Both approaches, time domain and frequency domain identifications, are useful tools in dynamic structural identification. To extend this problem to non-linear field it may be remarked that strongly non-linear systems often exhibit sub and ultra harmonic response as well as “frequency leakage”; caution is therefore necessary when filtering the input and output of such systems to perform frequency domain analysis.

The use of modal analysis for structures which may exhibit a non-linear behavior can be considered for systems with well-defined peaks in the frequency domain as seen from the system transfer functions. However, in the structural identification, a number of differences between linear modes and non-linear mode-like response must be considered, as follows:

- unlike linear systems, the natural frequencies and modal shapes of a non-linear systems are dependent on the amplitude of response;
- the dependence of the natural frequencies and modal shapes of a non-linear structure on amplitude can be used to refine identification estimates and to help localizing non-linear effects and corresponding damages; to this aim, the response needs to be measured at as many different locations as possible;
- some non-linear systems may be “uncoupled” approximately in order to make easier identification and analysis.

In conclusion, structural identification constitutes not only a powerful diagnostic tool but also a refined system to support a deep understanding of the dam behavior.

### **3.6. DAM SAFETY REASSESSMENT ISSUES – UNEXPLAINED BEHAVIOUR – MODELING FOR IN-DEPTH INVESTIGATIONS AND/OR REHABILITATION STRATEGIES**

Safety reassessment and rehabilitation of existing dams usually require the following actions:

- a detailed study of the structural history and behavior of the dam and its foundation with emphasis on the interpretation of instrumental data and related actual structural conditions, such as cracks, joint opening, pore pressure distribution etc.;
- an implementation of a comprehensive field investigation program to determine more precisely loading and strength parameters;
- the preparation of a suitable numerical model to simulate and explain the observed structural behavior;
- the reassessment of the structural stability (failure mechanisms and safety margins) using proper numerical models, under usual and unusual loads;
- the design of remedial works to improve durability, serviceability and safety, if necessary.

Being more specific on dam safety periodic reassessments, many old dams were designed with a minimal consideration concerning extreme loading conditions such

chargements extrêmes tels que la crue maximum possible ou le séisme maximum possible. À ceci s'ajoute leur vieillissement qui s'accompagne de modifications des propriétés physiques, mécaniques, hydrauliques, thermiques et autres, susceptible de mettre en jeu, à court ou long terme, leur sécurité sous l'effet de chargements courants ou inhabituels.

Les modèles numériques de simulation sont en général employés par étapes progressives, allant du plus simple aux plus complexes modèles tridimensionnels non linéaires. Il ne faut en effet pas mettre en œuvre un modèle sophistiqué pour un barrage sans avoir préalablement bien compris le phénomène physique à représenter et les paramètres des mécanismes dont dépend le comportement structural. D'où la nécessité de hiérarchiser les modèles et d'aller du simple au complexe, de l'élastique au non linéaire. Un ingénieur expérimenté répugnera à commencer avec un modèle sophistiqué.

La collection hiérarchisée des méthodes numériques de modélisation pour les événements rares (crues et séismes) est présentée au chapitre 2. Elles s'appliquent aussi bien aux barrages en service qu'aux ouvrages neufs.

Un point à souligner est que le comportement des structures soumises à des chargements sévères comme les forts séismes est principalement non linéaire. L'approche rationnelle dans ce cadre consiste à procéder d'abord à une analyse élastique linéaire pour avoir une première image du comportement du système. Faisant suite à l'évaluation de ces résultats par l'ingénieur expérimenté, un approfondissement pourrait être engagé, en principe, au moyen d'un modèle non linéaire. Mais les deux types d'analyse exigent une grande expérience pratique et une grande capacité d'interprétation des résultats : dans le premier cas à cause des limites liées à l'usage abusif de la méthode au-delà de la limite élastique ; et dans le second en raison de la difficulté à obtenir des résultats fiables et ensuite à maîtriser la complexité des modèles non linéaires (problèmes de convergence, instabilités numériques, etc.).

Le recours aux modèles non linéaires est parfois nécessaire :

- pour définir les limites des déformations non linéaires compatibles avec la sécurité ;
- pour détecter la source des non-linéarités dans les matériaux ; en effet la conclusion sur la sécurité de la structure sera différente selon qu'elles proviennent du fluage ou de la plastification du matériau ;
- pour bien représenter les non-linéarités liées à la présence de discontinuités ou d'interfaces (joints de construction dans les barrages en béton, contacts barrage-fondation, interfaces entre matériaux différents dans les remblais) ;
- pour bien s'accommoder des concentrations et singularités de contraintes ;
- pour évaluer de manière rationnelle le niveau de sécurité local ou global et les mécanismes de rupture associés ;
- pour évaluer le comportement structural sous chargements extrêmes pour lesquels les critères de projet admettent un dommage limité et contrôlé.

La réalisation des modèles numériques et des procédures d'évaluation de la sécurité est compliquée par les incertitudes sur la répartition spatiale et temporelle

as Probable Maximum Flood and Maximum Credible Earthquake. Moreover, with the passing of time the ageing of the dams implies changes in physical, mechanical, hydraulic, thermal and other properties both under operation and unusual events that might affect, in the long as well as in the short term, the safety of the dam.

Numerical simulation models are generally used in progressive stages from the simplest to the most complex non-linear 3D models. Before developing sophisticated models for existing dam-foundation-reservoir systems, the physical process to be modeled and the parameters of the mechanisms controlling the structural behavior must be clearly understood. Hence a hierarchy of models must be provided from the simplest to the most complex and from linear to non-linear analyses. Rarely an experienced engineer will use or develop sophisticated tools to start with.

Hierarchical procedures in numerical modeling are detailed in Chapter 2 for extreme loads (floods and earthquakes). These procedures are applicable to existing as well as new dams.

In particular, with reference to severe loadings (like strong earthquakes), it must be pointed out that the behavior of the structures is basically non-linear. In this case, the most rational approach should start making reference to a linear-elastic analysis in order to get a preliminary approximation of the system behavior. Starting from the engineering judgment of these results, a possible thorough investigation could be carried out, in principle, by means of non-linear models. However, both analyses demand a high level of engineering experience and capability to interpret the results: in the former case owing to the shortcomings related to the inappropriateness of the method applied beyond the elastic limit; in the latter due to the difficulty to get reliable data as well as the intrinsic complexity of non-linear methods (e.g., convergence problems, numerical instabilities, etc.).

The resort to non-linear constitutive models is sometimes necessary:

- to establish limits of acceptable non-linear deformations to ensure safety;
- to assess the origin of the non-linearities in the material behavior (e.g., if they derive either from creep or from plastic deformation of the material, the conclusion about the safety of the structure can be quite different);
- to properly simulate non-linearities arising from the presence of discontinuities or interfaces (e.g., horizontal and vertical joints in gravity and arch dams, interface between dam and its foundation, discontinuities between different materials in embankment dams);
- to deal effectively with stress concentrations and stress singularities;
- to evaluate the global and local safety levels and associated failure mechanisms on a rational basis;
- to study the structural behaviour under extreme flood and seismic loads where controlled limited damage is an acceptable performance criterion.

The development of numerical models and safety evaluation procedures is complicated by the uncertainties related to the spatial and temporal distribution of

des charges telles que la température, les réactions chimiques (alcali-réaction ou autres), le gel, les crues, les séismes, la présence de fissures dans l'ouvrage, sans parler des effets du vieillissement. Des scénarios de chargement particulièrement complexes (p.ex. cycliques), des niveaux élevés de contraintes qui créent des non linéarités, ou des chargements dynamiques nécessitent des recherches approfondies. La capacité limitée des modèles à répondre de façon précise à de tels chargements extrêmes ajoute aux incertitudes. Une limite fondamentale des analyses non linéaires et des modèles associés réside dans la difficulté à déterminer les données d'entrée à partir de mesures de terrain ou de laboratoire, pourtant absolument nécessaires pour bien représenter les propriétés des matériaux et discontinuités structurales.

Il ne faut pas oublier que l'évaluation de la sécurité par les analyses numériques dépend des conditions initiales, des propriétés des matériaux, des conditions limites et des procédures de modélisation. Le Tableau 9 montre comment les modèles numériques s'utilisent avec les mesures de terrain, l'expérience et le jugement des ingénieurs chargés de l'évaluation de la sécurité et des mesures correctives éventuellement nécessaires. Enfin presque tous les barrages sont soumis à une révision périodique de leur sécurité, plus fréquemment que pour les autres types de structures. Les événements les plus sévères en service (crues et séismes), contribuent à l'évaluation de leur sécurité dans la mesure où ils fournissent une information utile pour l'étalonnage des modèles, avant le renforcement éventuellement nécessaire.

D'un point de vue pratique il y a deux façons possibles de réévaluer la sécurité des barrages :

- **Approche 1** : analyser la structure comme s'il s'agissait d'un projet nouveau, avec les données connues; on obtient ainsi par exemple un coefficient de sécurité, d'autant plus crédible que l'analyse reproduit bien le comportement observé. Ceci est utile si les calculs de justification du projet initial ont été perdus ou sont devenus obsolètes. Les barrages poids en maçonnerie du XIX<sup>e</sup> siècle ont été calculés sans tenir compte de la sous-pression, il faut donc faire une nouvelle analyse, qui conduit souvent à devoir renforcer l'ouvrage avec des ancrages, un drainage interne et ou en remblai aval stabilisateur.
- **Approche 2** : construire un modèle numérique « réaliste » qui reproduit les aspects physiques fondamentaux (déplacements, sous-pressions, déformations plastiques, fissuration, etc.) et le calibrer en cherchant à reproduire avec lui le comportement passé du barrage. Ceci fait le modèle permet l'évaluation de l'état [NDT de sécurité] du barrage et prédire son comportement futur sous différents scénarios de chargement. Ce n'est possible qu'à condition de disposer de bonnes mesures des propriétés des matériaux et autres paramètres, et de bonnes mesures d'auscultation. Cette approche est recommandable pour les barrages qui font apparaître un comportement pathologique quelconque tel que des dérives ou indices d'instabilité temporaires.

Les modèles numériques sont parmi les outils les plus puissants pour aider les ingénieurs à établir le diagnostic d'une structure à comportement pathologique. Ils n'apportent toutefois pas la réponse à eux seuls, ils n'évitent pas de devoir réfléchir.

loadings such as temperature, chemical reactions (such as alkali-aggregate or others), icing, floods, earthquakes, possible presence of faults crossing the dam, and the material strength reduction with time. Especially complex load histories (e.g., cyclic loadings), high stress rates (implying a non-linear behavior), or dynamic loadings need in-depth investigations. Additional uncertainties are introduced by the limited capability of models to predict accurately the non-linear behavior of dams under these loadings or some extreme conditions. A basic limitation of non-linear analyses and related constitutive models consists in the difficulty to define input parameters from field and laboratory tests. A proper definition of input parameters is essential to represent in-situ material properties and structural discontinuities in a reliable way.

It must be remembered that safety indices obtained from numerical analyses are sensitive to initial conditions of the dam, material parameters, boundary conditions and modeling procedures. As shown in Table 9, numerical models must be used in conjunction with field measurements, past experience and judgment of the engineers responsible for the structural safety and the remedial actions, if required. Finally, most dams are subjected to a periodic safety review process. Rarely other types of civil engineering structures are subjected to periodical reviews as frequent as in the case of dams. Critical events occurring during operation (such as severe floods or earthquakes), do influence the safety assessment procedure of the structure providing additional information for calibration of the models before strengthening, if necessary.

From a practical point of view two approaches are usually adopted to carry out the dam safety reassessment:

- **Approach 1:** carry out analyses of the structure as if it were a new one, but with the data presently known; this leads for example to the determination of a safety factor, which is likely to be more accurate if the analysis reproduces the observed behavior. This process is useful if the project calculations have been lost, or if the calculation methods and criteria have changed since the dam was designed. For instance, all masonry gravity dams from the 19th century have been sized without checking the uplift effect. In such cases an updated analysis has to be carried out, which often leads to reinforce the dam with anchors, to provide the dam with an internal drainage system, and/or to add a downstream stabilizing concrete block or rockfill shell.
- **Approach 2:** build a “realistic” numerical model of the structure where major physical aspects (displacements, uplifts, plastic strains, cracking, etc.) are reproduced, and use it to simulate the past dam behavior to calibrate the model. The model is then adopted to assess the dam state and to forecast its future behavior with reference to different possible loading scenarios. This is possible only if good data have been collected on the material properties and other parameters of the structure; it also requires substantial monitoring data on the system behavior. Such practice is particularly useful with dams showing some pathologic behavior, e.g. movement drift or other indices of instability at certain periods.

Numerical models are among the most powerful tools which help dam engineers in the diagnostic activities when a structure shows traces of pathologic

Ils ne font qu'aider à vérifier si une hypothèse adoptée a priori est crédible ou non, et si les mesures d'auscultation sont cohérentes entre elles dans un tel cadre. C'est à l'ingénieur barragiste d'évaluer la crédibilité des différents scénarios envisagés, d'adopter le plus probable, de choisir le modèle le plus pertinent et de vérifier toutes les étapes de la démarche par tous les recouvrements possibles.

### **3.7. EXEMPLES**

On trouve dans la littérature de nombreux exemples d'analyses numériques de barrages existants qui font appel systématiquement aux modèles non linéaires. Il y a plus de vingt ans, Carrere & al. (1989) ont présenté une revue de plusieurs artifices non linéaires avec leur application à l'évaluation de la sécurité de plusieurs barrages en béton français. A la même époque, des analyses très complètes du barrage à voûtes multiples Daniel Johnson au Canada ont été réalisées, bien calibrées par les lectures de milliers d'instruments d'auscultation du barrage (Tahmazian & al., 1989; Veltrop & al., 1990).

Les deux exemples plus récents évoqués maintenant montrent comment employer des modèles numériques en appui du jugement d'ingénieur pour déterminer, dans le premier cas une étude de sécurité approfondie, et dans le second une solution de confortement.

#### **3.7.1. Exemple 1. Préparation d'un complément de reconnaissances d'après l'analyse du comportement élastique d'un barrage voûte**

L'étude du comportement d'un barrage poids-voûte a été réalisée par sept équipes indépendantes d'ingénierie : l'Université Polytechnique de Valence (Espagne), CESI RICERCA (Italie), Coyne et Bellier (France), la Tokyo Electric Power Service Company (Japon) associée avec l'Université du Colorado (USA), TNO DIANA BV (Hollande), l'Ecole de Génie Civil de Skopje (Ancienne République yougoslave de Macédoine), et l'Université Technique de Génie Civil de Bucarest (Roumanie). Il s'agissait d'un des problèmes proposés dans le cadre du 9<sup>ème</sup> Atelier de comparaison des méthodes de calcul pour les barrages, qui s'est tenu à Saint Pétersbourg (Russie) en juin 2007.

Le barrage de La Aceña (Escuder and Blazquez, 2007) est un barrage poids-voûte symétrique de 66 m de hauteur, dont le parement amont est un cylindre vertical de 150 m de rayon et 90° d'ouverture. La longueur en crête, hors appuis, est de 235,6 m. L'épaisseur des consoles varie selon la cote de 4 m en crête à 28,8 m à la base. La structure du barrage est divisée en 19 blocs séparés par des joints verticaux.

Les mouvements enregistrés à la fin de la mise en eau par quatre pendules se situaient, de façon cohérente, dans un ordre de grandeur de 40 mm. L'exercice proposé dans le cadre de l'atelier de comparaison consistait à calculer le

behavior. Numerical models do not provide the answer by themselves. They do not replace thinking. They just help checking if a hypothesis made a priori is credible or not, if different monitoring results are consistent among themselves in the frame of such hypothesis. It is the responsibility of the dam engineer to weigh the different scenarios envisaged, to select the most probable one, to select the relevant models and to still check the whole appraisal process as much as possible with redundant information.

### **3.7. EXAMPLES**

Many examples can be found in the literature on numerical analyses of existing dams, which required the systematic use of non-linear models. More than 20 years ago, Carrere & *al.* (1989) presented an overview of several non-linear features and their application to the safety re-assessment of several French concrete dams. Extensive analyses of the Daniel Johnson multiple arch dam in Canada were also carried out in the same period, which were calibrated to thousands of instruments installed in the dam (Tahmazian & *al.*, 1989; Veltrop & *al.*, 1990).

Two more recent examples are presented on how numerical modeling can be used, in combination with engineering judgment, to define in-depth safety investigations in one case and rehabilitation strategy in the second one.

#### **3.7.1. Example 1. Planning further investigations after the analysis of the elastic behavior of an arch-gravity dam**

The analysis of the behavior of an arch-gravity dam was performed by seven independent engineering teams: Universidad Politecnica de Valencia (Spain), CESI RICERCA (Italy), Coyne-et-Bellier (France), Tokyo Electric Power Service Company (Japan) in cooperation with the University of Colorado (USA), TNO DIANA BV (The Netherlands), Civil Engineering School of Skopje (Republic of Macedonia), and Technical University of Civil Engineering of Bucharest (Rumania). The case has been assumed as the “Theme A” in the frame of the 9th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, held in St. Petersburg (Russia) in June 2007.

La Aceña Dam (Escuder and Blazquez, 2007) is a symmetrical arch-gravity structure defined by a circular arch with a radius of 150 m for the upstream face and an aperture equal to 90°. The crest arch (without right and left abutments) has a development of 235.6 m and a maximum height of 66 m. The upstream face is defined by a cylindrical surface, and the cantilevers have variable thickness with height. The thickness of the crown cantilever ranges from 4 m on the top to 28.8 m on the bottom. The dam (arch and abutments) is divided into 19 cantilevers separated by joints.

Movements recorded after first impounding by means of four plumbines have consistently shown a range of radial displacement of approximately 40 mm. The



comportement du barrage en contraintes et déformations, et à interpréter les déplacements enregistrés entre 1999 et 2001 en relation avec l'évolution du niveau d'eau et des températures. La Fig. 9 est un exemple de comparaison des résultats fournis par les différentes équipes à partir des paramètres fournis, et des mesures d'auscultation correspondantes.

Du travail de toutes les équipes participantes, il est ressorti que :

- le barrage et/ou la fondation ont probablement une rigidité moins importante que supposé au départ ;
- les effets thermiques ne peuvent pas être correctement simulés avec les données disponibles ;
- le comportement du barrage est peut-être affecté par des effets non linéaires, en particulier des glissements sur des joints ;
- on n'a pas identifié de mouvements irréversibles.

Au final, l'atelier de comparaison a montré le grand intérêt des modèles numériques, en ce que les incertitudes sur le comportement identifiées par le formulateur et par les participants ont incité le propriétaire du barrage à améliorer la connaissance de la sécurité du barrage en réalisant des mesures topographiques et en réalisant des sondages de reconnaissance pour mieux connaître les propriétés mécaniques des matériaux.

### **3.7.2. Exemple 2. Evaluation du projet de réhabilitation d'un barrage à voûtes multiples**

Il est rare que le choix de la « bonne » méthode de réhabilitation soit évident dans la gamme de toutes les possibilités; autrement dit, il n'y a en général pas moyen de concevoir directement la solution de réhabilitation à partir de la définition du problème à résoudre (détérioration des matériaux, fuites diffuses ou concentrées, etc.). Il est par conséquent inévitable d'avancer par essais et corrections, avec au départ une idée globale des différentes possibilités suggérées par l'expérience et compatibles avec les conditions locales (matériaux ou moyens techniques disponibles, etc.). Une évaluation rapide en éliminera la majorité, n'en laissant en piste que quelques-unes, qui peuvent alors être améliorées, voire complétées par d'autres idées. Des analyses successives plus raffinées de ces solutions de réhabilitation restantes en feront émerger une ou plusieurs, dont la faisabilité et l'efficacité vis-à-vis du problème pourront être démontrées. Cette démarche devra s'inscrire dans une analyse économique coûts/bénéfices. L'exemple qui suit illustre ces concepts.

Le barrage de **Molato** (Marcello and Mazzà, 2003) est une structure multi-voûte en béton avec une culée poids à chaque extrémité. Construit dans les années 20, il est constitué de 17 voûtes en béton armé en appui sur des contreforts intermédiaires, et sa hauteur est de 55 m environ. Le réservoir sert à stocker l'eau et régulariser la rivière Tidone pour l'irrigation à l'aval; une usine de pied produit aussi de l'électricité. Un programme complet de révision fut mis en œuvre dans le but de retrouver la totalité des capacités d'exploitation (le niveau maximum



exercise proposed at the ICOLD Benchmark Workshop aimed at analyzing the stress-strain behavior of the dam, and interpreting the recorded displacements from 1999 to 2001 in relation to water level and temperature time histories. A comparison of the different numerical results obtained by the teams using the set of given parameters is given in Fig. 9.

From the work presented by the participants, a series of conclusions arose:

- Both/either dam body and/or foundation rock may be less stiff than expected;
- Temperatures can not be properly modeled with the available data;
- Non-linear effects, particularly sliding in the joints, may be influencing the dam behavior;
- Irrecoverable movements have not been identified.

In summary, the results of the Benchmark strongly supported the usefulness of performing numerical models. In fact, the uncertainties in the behavior identified by the formulators and participants helped the owner in planning an improvement of the safety investigations by providing topographical control of the movements and by drilling the dam body and the foundation in order to gain information on the mechanical material parameters.

### **3.7.2. Example 2. Evaluation of the rehabilitation strategy for a multiple arch dam**

Usually the “best” direction to be taken by rehabilitation strategies is not immediately apparent; in other words, “direct design methods” allowing to directly derive the rehabilitation solution from the definition of the problem to be solved (deterioration of materials, diffuse or concentrated seepage, etc.) are not usually available. Therefore, the only possible option is to proceed by “trial and error”, beginning with a rough preliminary idea about the various possibilities suggested by past experience and by the local circumstances (availability of particular materials, of particular technical means, etc.). A quick evaluation of the several options thus at first envisaged will usually allow to discard most of them, leaving in the context only a few and often suggesting possible avenues of improvement of the more acceptable schemes, or even inspiring new ones. By successive, more refined analysis of the solutions that are left standing by this step-by-step process, one or more rehabilitation solutions can emerge whose technical feasibility and effectiveness vis-à-vis the problem to be solved can be demonstrated in a convincing way. All that has to be done is an economic, cost/benefits analysis. The example below explains the concepts just presented.

**Molato dam** (Marcello and Mazzà, 2003) is a reinforced concrete multiple arch structure, with two solid gravity shoulders, built in the 1920s. The dam, with a height of about 55 m, consists of 17 reinforced concrete arches which rest upon intermediate buttresses. The dam is used for storage and regulates the flows of the Tidone River for the irrigation of the downstream valley and for generation of electric power in the station built within the central dam buttresses. A complete

d'exploitation avait été abaissé en 1990 par l'Autorité nationale de sûreté) prenant en considération la capacité de décharge par rapport à l'hydrologie révisée, le vieillissement des matériaux et la sismicité du site. La démarche a compris a) des essais de terrain et laboratoire ; b) des études hydrologiques et hydrauliques ; c) des analyses numériques statiques, et d) thermiques ; e) des analyses numériques sismiques, se référant à la fois à la situation présente et après application de plusieurs méthodes de renforcement, jusqu'à choisir et optimiser la meilleure d'entre elles.

La solution choisie pour la réhabilitation de la structure consiste essentiellement en a) un voile d'injection dans la fondation associé à un système de drainage au pied du barrage et en fondation, destiné à réduire les sous-pressions et les fuites ; b) le remplissage en béton des cavités entre les plus grands contreforts pour améliorer la stabilité au glissement, en portant soin au contact entre anciens et nouveaux bétons ; c) construction d'un évacuateur de crues auxiliaire portant la capacité d'évacuation totale de 500 à 930 m<sup>3</sup>/sec (périodicité évaluée à 1 000 ans) ; d) renforcement des butons entre contreforts avec des barres diwydag en vue d'améliorer le comportement sismique du barrage selon son axe ; e) traitement superficiel des surfaces détériorées de béton ; f) rajeunissement des organes électromécaniques, et g) mise en place d'un nouveau système d'auscultation. Quelques innovations ont permis de réduire le coût de l'ensemble.

reassessment activity aimed at the recovery of the full operation of the dam (the reservoir was partially emptied in 1990 by a decree of the National Authorities for dam safety) has been performed keeping into account the actual hydraulic discharge outlet capacity compared with the updated hydrological data, the ageing of materials, and the seismicity of the site. The reassessment activities were carried out taking into account: a) on site and laboratory investigations; b) hydrological and hydraulic studies; c) static numerical analyses; d) thermal numerical analyses; e) seismic numerical analyses making reference both to the present situation and to different reinforcing schemes in order to optimize the chosen solution.

The interventions chosen for the rehabilitation of the structure are here briefly summarized: a) grout curtain in the foundation coupled with a drainage system in the lower part of the dam and in the foundation to reduce uplift pressures and leakages; b) concreting to fill the cavities between the highest buttresses to improve the safety against sliding, taking care about the connection between old and new concrete elements; c) construction of an auxiliary spillway with a discharge capacity of 430 m<sup>3</sup>/sec (the total discharge capacity is 930 m<sup>3</sup>/sec evaluated on a return period of 1000 years); d) reinforcement of the struts with diwydag rods in order to improve the seismic behavior along the dam axis direction; e) superficial treatments of the deteriorated concrete faces; f) additional works for the substitution of electro-mechanical parts (gates, pipes, valves, etc.); g) installation of a new monitoring system. Some innovative technical solutions have allowed reducing the costs of the interventions.

---

## 4. LEÇONS DE L'EXPÉRIENCE - CAS D'ÉCOLE

---

### 4.1. INTRODUCTION

Le Comité Technique des Méthodes de Calcul pour Barrages a promu un programme d'évaluations au cours desquelles seraient clairement définies les solutions de référence d'un certain nombre de problèmes d'ingénierie des barrages. Rappelons-nous que jusque dans les années 80 du siècle passé, les logiciels pour le calcul des barrages ont été surtout développés en interne dans les Universités, organismes de recherche, et bureaux d'ingénierie. À ce moment-là il était évidemment nécessaire de vérifier la justesse de ces logiciels. Le comité a jugé utile de reprendre le concept d'évaluation, déjà adopté par quelques associations scientifiques internationales, pour assurer la validation desdits codes (en première phase le besoin de justification fut considéré moins urgent).

Jusqu'à la fin des années 90 le comité organisa une première série d'ateliers de comparaison des méthodes de calcul au cours desquels différents problèmes « typiques » d'intérêt pour les ingénieurs praticiens furent formulés, en termes de conditions initiales et limites, géométrie, propriétés physico-mécaniques des matériaux, et chargements. Les participants devaient fournir la solution obtenue avec le logiciel de leur choix, en vue d'en faire la comparaison. Les différences entre les résultats étaient ensuite discutées, ainsi que les écarts avec les données expérimentales (auscultation ou modèles physiques), chaque fois que possible. On aboutit ainsi à définir une solution de référence pour les problèmes proposés, et à établir la « correctitude » des logiciels. L'idée était de constituer une collection de solutions de référence pour les problèmes typiques de l'ingénierie des barrages, à la disposition des ingénieurs pour évaluer d'autres logiciels pas encore validés.

Dans une seconde phase à partir de la fin des années 90, le Comité a réorienté ses ateliers de comparaison en privilégiant la justification. En effet depuis cette époque plusieurs éditeurs de logiciels scientifiques ont commencé à proposer des codes de calcul généraux très sophistiqués; le besoin de valider les logiciels « propriétaires » devint moins urgent de même que le besoin des solutions de référence, par contre la question la plus importante devient celle de savoir comment se servir de ces codes de calcul pour résoudre les problèmes d'ingénierie.

À ce jour 10 ateliers de comparaison des méthodes de calcul ont été organisés un peu partout dans le monde : Bergame (Italie), 1991 and 1992; Paris (France), 1994; Madrid (Espagne), 1996; Denver (Colorado, USA), 1999; Salzbourg (Autriche), 2001; Bucarest (Roumanie), 2003; Wuhan (Chine), 2005; St. Pétersbourg (Russie), 2007; et Paris (France), 2009.

L'évaluation des méthodes de calcul s'est intéressée aussi bien aux barrages en béton qu'aux remblais et fournit une référence pour la communauté des barragistes, en particulier pour les jeunes ingénieurs qui œuvrent dans l'activité stimulante qu'est l'évaluation de la sécurité des barrages.

---

## 4. LESSONS FROM PAST EXPERIENCE CASE HISTORIES

---

### 4.1. INTRODUCTION

The Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams has promoted a program of benchmarking in which topics on specific problems of dam engineering should have reference solutions clearly defined. It is worthwhile reminding that since the seventies and more widely in the eighties of the past century, the software to perform dam analysis was prevalently developed “in-house” by Universities, Research Centers and engineering firms. In the very first phase, the need to check the correctness of the computer codes under examination or development appeared extremely evident. The concept of benchmarking, already customary adopted in some international scientific associations, was considered by the Committee as a useful tool for code Validation (in the first phase the need to accomplish with Justification was considered less urgent).

The Committee, in the first stage ranging from the end of eighties to the end of nineties, organized several Benchmark-Workshops in which different “typical” problems of interest to practicing dam engineers were formulated in terms of initial and boundary conditions, geometry, physical-mechanical parameters of materials, loadings. Each participant would have produced the solution obtained from the software of his own choice with the main aim to make a comparison of the different solutions. Differences and discrepancies in the results would have been discussed and, where possible, compared with available experimental data (from physical models or from in-service dam monitoring) in order to assess the correctness of the code and to define a “reference solution” for the proposed problem. The idea was to collect a set of reference solutions for typical dam engineering problems and to make them available to dam engineers for educational purposes to be used as yardsticks against which to assess software not yet validated.

The second phase of the Committee’s activity on Benchmark-Workshops, which dates back to the second half of nineties till today, moved resolutely towards Justification. As a matter of fact, in the nineties quite a number of software houses started to develop very advanced “general purpose” computer codes; hence, the need to validate the so-called “in-house” software became less and less prominent. The idea to have “reference solutions” became less urgent, while the importance to define the proper use of computer codes to solve engineering problems became the most important issue.

So far, ten Benchmark-Workshops have been organized in different geographical world areas: Bergamo (Italy), 1991 and 1992; Paris (France), 1994; Madrid (Spain), 1996; Denver (Colorado, USA), 1999; Salzburg (Austria), 2001; Bucharest (Romania), 2003; Wuhan (China), 2005; St. Petersburg (Russia), 2007; Paris (France), 2009.

The benchmarking activities have been related to concrete as well as embankment dams and represent a reference for the whole dam community, and in particular for young engineers, engaged in the challenging task of dam safety assessment.

## **4.2. LISTE DES PROBLÈMES PROPOSÉS LORS DES ATELIERS DE COMPARAISON**

Comme déjà dit le comité technique a promu un large programme d'évaluation afin d'aider les ingénieurs barragistes désireux de bien utiliser les programmes de calcul du commerce ou de créer le leur propre. La liste des ateliers de comparaison tenus à ce jour est précisée ci-dessous avec les lieux, dates et sujets.

### **Bergame, Italie (ENEL-ISMES, 1991)**

- 1A Calcul élastique d'un barrage voûte à double courbure sous charges de poids propre, hydrostatique et thermique.
- 1B Réponse sismique d'un barrage en remblai sous sollicitations sismiques faibles et modérées.

### **Bergame, Italie (ENEL-ISMES, 1992)**

- 2A Analyse sismique du barrage voûte de Talvacchia.
- 2B Analyse statique et réponse dynamique du barrage en remblai El Infiernillo.

### **Paris, Gennevilliers, France (CFGB et Coyne et Bellier, 1994)**

- 3A1 Analyse non linéaire de comportement d'un joint de barrage voûte sous charges hydrostatiques et thermiques.
- 3A2 Évaluation du refroidissement uniforme critique dans un barrage à contreforts fissuré (étude bidimensionnelle).
- 3B1 Évaluation de la pression interstitielle et des tassements dans un barrage en remblai sous chargement statique.
- 3B2 Analyse dynamique d'un barrage en remblai sous l'action d'un séisme fort.

### **Madrid, Espagne (SPANCOLD, 1996)**

- 4A1 Réponse sismique d'un barrage voûte avec considération de l'ouverture des joints de contraction verticaux.
- 4A2 Évaluation du facteur d'intensité de contrainte K1 à la pointe d'une fissure dans un barrage à contreforts sous l'effet de gradients thermiques (analyse tridimensionnelle).
- 4B1 Étude bidimensionnelle d'écoulement libre permanent et transitoire pour différents types de barrages en remblai.
- 4B2 Effet d'un fort tassement en fondation sur un barrage en remblai.

### **Denver, Colorado USA (USCOLD, 1999)**

- 5A1 Analyse en contraintes et sous-pressions dans un barrage voûte et sa fondation.
- 5A2 Niveau d'eau critique en crue à l'interface fondation-barrage (rocher-béton) pour un barrage poids, avec ajustement des sous-pressions.

## **4.2. LIST OF PROBLEMS PROPOSED DURING BENCHMARK WORKSHOPS**

As explained above, in its intent to guide and help dam engineers wishing to make a correct use of commercially produced software or who wishes to develop their own, the Committee has promoted a wide benchmarking program. Dates, venues and titles of the exercises proposed for the Benchmark-Workshops are listed here below:

### **Bergamo, Italy (ENEL-ISMES, 1991)**

- 1A the linear-elastic computation of a double curvature arch dam with its foundation under self weight, hydrostatic load, thermal load.
- 1B the seismic response of an embankment dam under conditions of both low and medium levels of seismic loadings.

### **Bergamo, Italy (ENEL-ISMES, 1992)**

- 2A Seismic analysis of the Talvacchia dam.
- 2B Static analysis and dynamic response of El Infiernillo embankment dam.

### **Paris, Gennevilliers, France (CFGB and Coyne et Bellier, 1994)**

- 3A1 Non-linear analysis of joint behaviour under thermal and hydrostatic loads for an arch dam.
- 3A2 Evaluation of critical uniform temperature decrease for a cracked buttress dam (2D analysis).
- 3B1 Evaluation of pore pressure and settlements of an embankment dam under static loadings.
- 3B2 Dynamic analysis of an embankment dam under a strong earthquake.

### **Madrid, Spain (SPANCOLD, 1996)**

- 4A1 Earthquake response of an arch dam including the non-linear effects of contraction joint opening.
- 4A2 Evaluation of stress intensity factor  $K_I$  along the tip of the crack in a buttress dam under thermal gradient effects (3D analysis).
- 4B1 Steady-state and transient 2D unconfined seepage analysis for different typologies of earthfill dams.
- 4B2 Effect of large foundation settlement on an embankment dam.

### **Denver, Colorado USA (USCOLD, 1999)**

- 5A1 Uplift pressure and stress analysis of an arch dam and foundation.
- 5A2 Imminent failure flood level evaluation for a gravity dam with interface crack (rock/concrete) and varying uplift pressures.

- 5B1 Coefficient de sécurité global au glissement d'un barrage en remblai.
- 5B2 Cas d'école du comportement d'un barrage en enrochement lors de sa première mise en eau.

### **Salzbourg, Autriche (ATCOLD et VERBUND, 2001)**

- 6A Évaluation des effets de la réaction alcali-granulats sur le comportement structural d'un barrage voûte : interprétation des mesures et prédiction des tendances futures.
- 6B Prédiction de la déformation du masque amont en béton d'un barrage en enrochement lors de sa première mise en eau.
- 6C Interprétation des mesures des déplacements radiaux de la crête du barrage voûte de Schlegeis.

### **Bucarest, Roumanie (ROCOLD, 2003)**

- 7A Évaluation de la résistance ultime au glissement des barrages poids avec une crête courbe.
- 7B Analyse thermique d'un barrage poids en BCR (béton compacté au rouleau).
- 7C Percolations et variations piézométriques à travers un barrage en terre et sa fondation.

### **Wuhan, Chine (Université de Wuhan, 2005)**

- 8A Évaluation des effets de la réaction alcali-granulats sur le comportement d'un barrage poids évidé italien.
- 8B Simulation du champ thermique et de la fissuration d'un barrage voûte en BCR.
- 8C Évaluation du comportement et de la stabilité (statique et dynamique) d'un barrage en enrochement.

### **St. Pétersbourg, Russie (VNIIG, 2007)**

- 9A Analyse du comportement élastique d'un barrage poids-voûte.
- 9B Champ de contraintes-déformations d'un grand barrage en enrochements à noyau central, soumis à de fortes variations du niveau d'eau à l'amont.
- 9C Méthodes avancées d'analyse numérique pour les barrages.

### **Paris Gennevilliers, France (Coyne et Bellier, 2009)**

- 10A Développement des contraintes et déplacements initiaux dans un barrage voûte mince, avec considération de l'histoire réelle de construction.
- 10B Analyse du chargement et des déformations du masque amont en béton d'un barrage en enrochement.
- 10C Stabilité d'un appui de barrage sous chargement sismique.



- 5B1 Evaluation of the global factor of safety against failure of an embankment dam.
- 5B2 First filling of a rockfill dam: a case study.

#### **Salzbourg, Autriche (ATCOLD et VERBUND, 2001)**

- 6A Evaluation des effets de la réaction alcali-granulats sur le comportement structural d'un barrage voûte : interprétation des mesures et prédiction des tendances futures.
- 6B Prédiction de la déformation du masque amont en béton d'un barrage en enrochement lors de sa première mise en eau.
- 6C Interprétation des mesures des déplacements radiaux de la crête du barrage voûte de Schlegeis.

#### **Bucharest, Romania (ROCOLD, 2003)**

- 7A Evaluation of ultimate strength of gravity dams with curved shape against sliding.
- 7B Thermal analysis of RCC (rolled compacted concrete) gravity dam.
- 7C Seepage through an earthfill dam-foundation system and piezometric level variation.

#### **Wuhan, China (Wuhan University, 2005)**

- 8A Evaluation of alkali-aggregate reaction effects on the behavior of an Italian hollow gravity dam.
- 8B Temperature field simulation and crack analysis of a RCC arch dam.
- 8C Evaluation of the behavior and safety (static and dynamic) of a rockfill dam.

#### **St. Petersburg, Russia (VNIIG, 2007)**

- 9A Analysis of the elastic behavior of an arch-gravity dam..
- 9B Stress-strain state of high rock-fill dam with a central earth core at large amplitude of operation water level changes in the upstream.
- 9B Stress-strain state of high rock-fill dam with a central earth core at large amplitude of operation water level changes in the upstream.

#### **Paris Gennevilliers, France (Coyne et Bellier, 2009)**

- 10A Initial strain and stress development in a thin arch dam considering realistic construction sequence.
- 10B Analysis of a concrete faced rockfill dam including concrete face loading and deformation.
- 10C Stability of a dam abutment including seismic loading.

### 4.3. PRINCIPALES LEÇONS

Ces 10 ateliers de comparaison ont donné lieu à pas moins de 30 problèmes différents proposés à la communauté des chercheurs et ingénieurs, auxquels ont répondu 148 solutions. Le tableau 10 en donne les principales caractéristiques. Un tel volume de travail mérite d'être analysé pour en tirer des leçons.

#### 4.3.1. Barrages voûtes

Il ressort du tableau 10 que les barrages voûtes semblent avoir été les sujets préférés des analyses numériques proposées lors des ateliers de comparaison passés. En fait les barrages voûtes ont la faveur des analystes auxquels ils apportent beaucoup de satisfaction, leur réponse aux sollicitations de leur environnement étant franche, du moins au premier abord; leurs déformations se déduisent facilement de leur chargement hydrostatique sans effet différé, et assez facilement de leur environnement thermique. La question se complique quand apparaît un écart significatif par rapport à ces simples lois, les analyses et les diagnostics correspondants deviennent alors plus compliqués. Les problèmes peuvent être dus aux charges initiales liées à l'histoire compliquée de la construction, à la présence de joints verticaux dans le corps du barrage, au vieillissement particulier du béton (retrait ou gonflement). La liaison avec la fondation est encore plus problématique, caractérisée par des aspects non linéaires et multiphasiques. La Fig. 10 donne l'exemple d'un maillage de voûte et sa fondation (la moitié seulement est dessinée par souci de visibilité), qui permet d'appliquer un chargement hydrostatique bien complet, avec les sous-pressions et gradients hydrauliques en fondation.

Les 11 problèmes proposés au cours des ateliers couvrent tous les niveaux de complexité. Les premiers représentaient les analyses les plus courantes, les derniers furent plus spécifiques. L'ensemble représente bien ce qui est nécessaire et existe en matière d'analyse de voûtes.

Le problème 1A, le tout premier proposé par le comité, consistait en l'analyse structurale du barrage de Talvacchia, une voûte à double courbure européenne typique, sous chargement statique c'est-à-dire le poids propre, la charge hydrostatique sur le parement amont, et les effets thermiques. Il proposait aussi l'analyse dynamique sous chargement sismique. Cet exercice peut être considéré comme l'état de l'art à cette époque, il représente aujourd'hui la base des analyses à réaliser en première approche en conception ou en études de sécurité.

Les résultats donnés par les 17 participants convergent plutôt bien. Ils ont mis en évidence que :

- Les résultats en contraintes dépendent du type d'élément dans le corps du barrage (linéaires ou isoparamétriques quadratiques) et du point de calcul (points d'intégration ou nœuds avec ou sans inter/extrapolation, centre des éléments). Les différences s'accroissent aux points singuliers (contact barrage-fondation, pied des parements) où les gradients de contraintes sont maximums.
- Les conditions de fondation influencent les déplacements et les contraintes locales : un participant utilisa en fondation les « éléments infinis de Vogt »,

### 4.3. MAIN LESSONS

During these 10 benchmark workshops, it is not less than 30 different problems that have been proposed to the community of engineers and researchers. They have been answered by 148 solutions. Their main characteristics are described in Table 10. This huge amount of work deserves analysis on lessons that can be derived.

#### 4.3.1. Arch dams

As can be seen from Table 10, arch dams seem to have been the preferred subjects of numerical analyses proposed during the past workshops. In fact, arch dams are considered as very “analysis friendly”, and they generally bring lots of satisfaction to analysts: their answer to their environment is straightforward, at least at first glance, and their deformations can be linked easily to the hydrostatic load without any delay, and more or less easily to their thermal environment. However problems start being more difficult when a noticeable deviation from such simple laws is observed, and the corresponding diagnosis and relevant analyses become much more complex. Problems may come from the initial loads initiated by the complex construction sequence, from the division of the dam body into blocks separated by vertical contraction joints, by special features of concrete ageing (shrinkage or swelling). Much more complex is the link with the dam foundation, which has proved to be the subject of non-linear and multi-phasic aspects. Figure 10 presents the design of an arch dam with its foundation (only half of the model is shown for better visibility), where a quite complete hydrostatic loading is applied, including uplift and hydraulic gradients through the foundation.

The 11 different problems which have been proposed during the workshops cover all levels of skill and difficulty. The first ones naturally addressed the most standard types of analyses, while more specific problems were dealt with during the latest sessions. The whole constitutes a quite representative collection of reference examples of what is available and needed to analyze arch dams.

Problem 1A, which was the very first problem proposed by the Committee, proposed the structural analyze of Talvacchia dam, a typical European double curvature arch dam under static loads, i.e. the dead weight, hydrostatic loading on the dam upstream face, and thermal effects. It also proposed a dynamic analysis under earthquake loading. One may consider this exercise as the state of the art in arch dam analysis at that time. This is still today the base of analyses which are to be carried out as a first approach either in design or in check engineering activities.

Results given by 17 participants generally show a quite good convergence. Several features have been clearly put in evidence during this exercise, which deserve the following comments:

- Stress results differ depending on the type of element used to represent the dam body (linear, or isoparametric quadratic elements), and depending also on where they are calculated (at integration points, at nodes after inter/extrapolation, at element centers). Differences are especially significant at singular points (dam/foundation contact, base of dam faces) where stress gradients are higher.
- Foundation conditions affect displacements as well as local stresses: one participant actually used spring “Vogt” elements, conforming to the “Trial

en parfaite conformité avec la méthode de la « trial load » (TLM) qui était autrefois la référence en calcul de voûtes. Tous les autres participants représentèrent la fondation avec des éléments de volume jusqu'à une profondeur de 60 % de la hauteur du barrage. Les déplacements obtenus par ceux-ci sont plus faibles et les contraintes à proximité des appuis sont plus fortes.

- L'exercice stipulait de calculer le poids propre comme s'il était appliqué en une seule étape sur le barrage considéré monolithique. C'est une simplification drastique puisqu'elle néglige l'effet des variations thermiques précoces et des joints verticaux de contraction. On doit préférer la méthode des consoles indépendantes chaque fois que possible, ce que ne permettent pas les barrages coques à très forte cambrure dans lesquels les consoles ne sont pas réellement indépendantes. Dans ce cas la méthode des couches horizontales est la meilleure approximation.

Des analyses dynamiques élastiques de voûtes ont été proposées d'abord dans le problème 1A, puis plus précisément dans le problème 2A. Dans ce dernier il fallait considérer le couplage avec le réservoir ; 4 niveaux étaient proposés, avec ou sans modélisation de la fondation, avec ou sans compressibilité de l'eau. Il n'y avait malheureusement pas de référence physique (enregistrements de mouvements). En tout 18 solutions ont été proposées. Les résultats des modèles ont montré en général une bonne cohérence au sein de chacun des 4 groupes, mais l'analyse de l'influence des différences d'hypothèses n'a pas été faite. Il est connu que la compressibilité de l'eau n'a qu'un effet limité tant que la hauteur du réservoir ne dépasse pas 100 mètres. L'amortissement en fondation a eu un effet significatif sur les modes de vibration du barrage.

Les problèmes proposés ultérieurement ont intéressé des questions plus spécifiques, visant à approfondir la compréhension de tel ou tel aspect particulier de l'analyse des barrages voûtes.

- Dans le problème 3A1, l'effet des joints verticaux de contraction sur l'équilibre du barrage sous différents chargements statiques a été étudié. Le modèle devait incorporer 4 joints, libres de s'ouvrir et à résistance au frottement limitée. C'est sur le poids propre que l'effet positif des joints est surtout apparu, et finalement la plupart des 10 solutions se sont révélées proches les unes des autres. L'incorporation de joints unilatéraux glissants est donc une technique fiable, quel que soit le type d'élément joint utilisé.
- Le problème 4A1 appelait à l'analyse dynamique d'une voûte mince sous charge sismique en considérant l'ouverture, le glissement et la refermeture de joints de contraction verticaux. Les résultats apparurent très dispersés, alors qu'on n'avait pas de référence physique. À la fin de l'atelier, il fut conclu que « la simulation numérique du comportement sismique des voûtes, lorsqu'on tient compte des non linéarités dues à l'ouverture et à la fermeture des joints, présente de grandes difficultés en raison des variations brusques de rigidité qui apparaissent quand les surfaces des joints reviennent au contact. Le choix aléatoire des paramètres de raideur qui définissent les fonctions de pénalisation, et les différentes méthodes d'élimination des hautes fréquences, contribuent à disperser les résultats. Dès lors il faudrait approfondir les recherches en vue de mieux évaluer les performances non linéaires réelles des éléments joints ». Les incertitudes

Load method” (TLM) which has been long the reference for arch dam analysis. While all other participants used volume elements to represent a rock mass whose depth was only 60 percent of the dam height. In the second case displacements are systematically smaller, and stresses close to the rock-concrete interface are higher.

- In the exercise, the dead weight was to be applied in only one step on the dam considered as a monolith. This was acknowledged to be a drastic simplification, since omitting the early effects of concrete thermal variations and the action of vertical contraction joints. It is recalled that preference should be given wherever practicable to the independent cantilevers method, with consideration of contraction joints. In the case of strongly curved cantilevers, cantilevers are not really independent and the horizontal layers method is the best simple approximation.

Dynamic elastic analyses of arch dams have been proposed first in Problem 1A and more especially in Problem 2A. In this latter, the coupling with the reservoir was to be considered. 4 different cases were proposed, with or without the modelization of the foundation, with compressible or incompressible water. Altogether 18 solutions were proposed. Unfortunately no reference solution (strong motion records) was available. Among each of the 4 results families the response of the models were found rather close, but no analysis has been done on the effect of each assumption. It is known that the water compressibility effect is quite limited as long as the dam height is less than 100 meters. The damping of the foundation has also played a significant role in the dam vibration modes.

Subsequent problems have been investigating more specific questions, corresponding to a deepening of the understanding of such or such particular aspect of arch dam analysis.

- Problem 3A1 considered the effect of vertical contraction joints on the equilibrium of the dam under different static loadings. 4 joints were to be incorporated into the model, free to open under tension and with limited sliding resistance. The major benefit of joints appeared for dead weight loading, and at the end most of the 10 solutions appeared very close to one another. Incorporation of unilateral sliding joint elements is therefore a reliable feature, whatever the type of joint elements used.
- Problem 4A1 requested to carry out the dynamic analysis of a thin arch dam under seismic action, taking into consideration the opening, sliding and re-closing of vertical contraction joints. Results were very scattered, with again no reference. The conclusion given at the end of the workshop was: “The numerical simulation of the earthquake behavior of arch dams, taking into account the non-linearities introduced by the contraction joints opening and closure, presents remarkable difficulties due to the sudden variation of the stiffness which occurs when faced surfaces attain the contact condition. The freedom in the choice of stiffness parameters which define the ‘penalty’ and the different approaches for cutting off the high spurious frequencies contained in the response have determined a wide spread of results. In so far it might be suitable to pursue a deeper investigation aimed to the assessment of the actual non-linear joint elements capabilities and performances”. In

proviennent en fait plus des paramètres qui représentent la physique des chocs, que des capacités des éléments joints.

- Le problème 5A1 a pour la première fois considéré la question du chargement hydrostatique au sein de la fondation, sous la forme simplifiée d'une sous-pression totale appliquée le long du tiers amont de la surface de contact fondation-béton. On demandait de simuler l'ouverture, et éventuellement le glissement sous l'effet d'incidences excessives, de ce contact au moyen d'éléments joints. Trois des 5 résultats montrèrent des ouvertures avec des écarts du simple au double, et des glissements du bloc central dans une gamme bien plus large (de 1 à 5).
- Le problème 6A proposait de calculer la dérive des déplacements du barrage de Pian Tasseio, une voûte italienne quadragénaire affectée par le gonflement de son béton provoqué par la réaction alcali-granulats. Les mesures d'auscultation étaient fournies pour calibrer les modèles numériques des participants, en vue d'évaluer le champ réel de contraintes et déformations, et de prédire la tendance future de façon relativement fiable. Le phénomène physico-chimique était représenté par une dilatation thermique isotrope équivalente, qui a été trouvée proche de  $10 \cdot 10^{-6}$  année<sup>-1</sup> par 2 des participants.
- Le problème 6C n'était pas à proprement parler une simple analyse structurale, mais visait à comparer différentes méthodes d'interprétation des résultats de l'auscultation du barrage voûte de Schlegeis en Autriche. Les participants ont proposé différentes combinaisons de méthodes structurales, statistiques et même de réseaux de neurones.
- Le problème 8B (Wuhan 2005), préparé par le « State Key Lab of Water Resources and Hydropower Engineering Science » de l'Université de Wuhan, avait pour sujet la simulation du champ de température et fissuration d'un barrage voûte en BCR. Il reposait sur l'expérience de la construction et début d'exploitation de la voûte BCR de Puding. La méthode construction du BCR se prête mal à l'incorporation de joints verticaux de contraction tels qu'on les fait couramment en bétonnage conventionnel de voûtes, si bien qu'on a cherché à se passer de ces joints. On demandait aux participants de simuler les variations du champ thermique et d'évaluer leurs conséquences structurales à court et moyen terme. Deux contributions ont traité la partie thermique du problème, mais aucune ne produisit l'analyse mécanique complète.
- Le problème 9A proposait d'ajuster les propriétés mécaniques des matériaux en vue de reproduire au mieux, avec un modèle purement élastique, les déplacements observés pendant les deux premières années d'exploitation d'un barrage poids-voûte. La dispersion des jeux de paramètres proposés par les neuf solutions démontre la difficulté de choisir les valeurs les plus adéquates. Les meilleurs ajustements ont obligé à adopter de faibles valeurs des modules de déformation, ce qui conduit à suspecter la présence d'effets non linéaires dans le béton (joints) ou dans la fondation.
- Le problème 10A consistait à essayer de déterminer de façon réaliste le champ de contraintes d'une voûte mince à double courbure en fin de

fact, the uncertainty does not come from the joint element capabilities, but more from the true values of parameters which govern the physics of shocks.

- Problem 5A1 addressed for the first time the question of hydrostatic loading inside the foundation, under the simplified scheme of full uplift pressure being applied on the upstream third of the rock-concrete contact. Opening of the contact was to be simulated through joint elements, as well as the possible sliding under excessive incident stresses. Three results out of the total five showed opening of the interface with differences from 1 to 2, and sliding of the central block in a much wider range (1 to 5).
- Problem 6A proposed to calculate the drift of displacements observed on the Pian Tasseio dam, a 40 years old Italian arch dam affected by concrete swelling originating from AAR (alkali-aggregate reaction). The dam monitoring data were provided in order to calibrate the numerical models adopted by participants so that the evaluation of the actual stress-strain pattern of the dam as well as the forecasting of its future trend could be performed with a good degree of reliability. The physico-chemical phenomenon was simulated through an isotropic thermal equivalent expansion, which was found to be close to  $10 \cdot 10^{-6} \text{ year}^{-1}$  by the 2 participants.
- Problem 6C was not only a structural analysis in itself, but proposed to compare different methods to interpret the monitoring results of the Austrian Schlegeis arch dam. Different combinations of structural and statistical methods (including neural networks) have been applied.
- Problem 8B (Wuhan 2005) was prepared by the State Key Lab of Water Resources and Hydropower Engineering Science of the Wuhan University and its subject was “Temperature field simulation and crack analysis of a RCC arch dam”. It was based on the construction and early operation of the Puding RCC arch dam. The RCC construction techniques make it difficult to incorporate preformed vertical contraction joints into RCC layers, which are standard practice in conventional arch dam construction to accommodate temperature variations during construction, and this leads to consider any possibility of omitting such joints. The problem posed to participants was the simulation of temperature field variations and their structural consequences at short and long term. Two contributions addressed the question of temperature field but none of them extended the solution to the mechanical analysis.
- Problem 9A proposed to adjust materials mechanical properties in order to best reproduce, with a purely elastic model, the displacements observed on an arch-gravity dam during its first two years of operation. Nine solutions proposed quite different sets of parameters, which shows the difficulty in selecting the most adequate values. The best fits have obliged to adopt quite low values of material moduli, which led to suspect the occurrence of non-linear effects in concrete (joints) or foundation.
- Problem 10A consisted in trying to realistically determine the stress field of a thin double-curvature arch dam at the end of its construction. This problem (as outlined above with Problem 1A) is not straightforward, all the more as



construction. Ce n'est pas un problème simple, comme déjà souligné (problème 1A), d'autant plus que la forme de l'objet est fortement inclinée sur l'aval ce qui disqualifie l'hypothèse de consoles indépendantes. L'autre solution, celle de construction par couches horizontales, est à peine plus réaliste. C'est pourquoi le problème fournit aux participants le détail du programme de construction ainsi que toutes les conditions thermiques. Quatre réponses donnèrent des résultats en bon accord général et l'effet des joints verticaux de contraction, en empêchant le développement de tractions, a été mis en évidence. Les meilleurs résultats sont parvenus à bien reproduire le réseau de fissures observé sur les parements du barrage.

- Le problème 10C, très complet et ambitieux, visait à analyser la stabilité d'un barrage voûte suisse et de son appui droit pendant un séisme. Il s'agissait donc d'un problème tridimensionnel, non linéaire et dynamique très complexe. Trois participants ont essayé de le résoudre avec d'inévitables simplifications. L'évidente absence de référence physique (car aucun séisme n'a encore affecté ce site) a empêché de juger du bien-fondé des différentes hypothèses adoptées.

#### **4.3.2. Barrages poids**

Les barrages poids ont été l'objet d'analyses de tout temps. L'approche historique était celle de l'équilibre des forces sur un corps rigide, qui s'est trouvée quelque peu compliquée lorsque l'effet des sous-pressions fut mis en évidence par M. Lévy (1895) et conduisit à la détermination de la fissuration par hydrofracturation, avec des effets non linéaires. L'analyse structurale des barrages poids, au sens des analyses en déformations et contraintes, ne vint que beaucoup plus tard, et n'est en fait qu'à peine entrée dans la pratique courante de l'ingénierie des barrages. De telles analyses ont été réalisées pour essayer d'évaluer l'effet stabilisateur tridimensionnel lié à la courbure des barrages poids courbes, mais est resté malaisé tant que les possibilités non linéaires des logiciels restaient limitées.

Les choses ont cependant changé au cours des vingt dernières années avec l'apparition du BCR en relai des maçonneries et du béton, et la nécessité d'évaluer le risque de fissuration. On a maintenant recours à des modèles tridimensionnels avec couplage thermomécanique pour optimiser les joints de contraction verticaux.

Les trois problèmes liés relatifs aux barrages poids qui ont été proposés au cours des ateliers de comparaison passés ont tenté de couvrir les principaux problèmes structuraux posés par ce type d'ouvrage.

- Le problème 5A2 (Denver 1999) « Niveau d'eau critique en crue à l'interface fondation-barrage (rocher-béton) pour un barrage poids, avec ajustement des sous-pressions », a tenté d'établir le lien entre les analyses conventionnelles de stabilité de corps rigide avec les analyses structurales bidimensionnelles, en se concentrant sur le comportement de l'interface barrage- fondation, considérant le développement de fissures avec baisse de résistance et le couplage de la sous-pression.
- Le problème 7A (Bucarest 2003) « Évaluation de la résistance ultime au glissement des barrages poids avec une crête courbe » a proposé d'étudier l'effet de la 3<sup>e</sup> dimension (effet voûte). Il est apparu que l'effet bidimensionnel



the shape of the prototype dam is strongly inclined towards downstream. This feature makes the standard ‘independent cantilevers’ method unrealistic, and the alternative one, with progressive horizontal layers construction, leads to hardly better results. The exercise therefore provided participants with the sequence of construction and all temperature parameters required. The 4 solutions proposed are in a general good agreement; the effect of vertical contraction joints, which prevent horizontal tensile stresses to develop, has been outlined. The best results are partly validated by having adequately reproduced the crack pattern observed on the dam faces.

- Problem 10C was a quite complete and ambitious exercise, which consisted in analyzing the stability of a Swiss arch dam together with its right abutment during an earthquake. This was indeed a Complex 3-D, non-linear, dynamic problem. Three participants tried to elaborate a solution, with necessary simplifications. The obvious lack of reference solution (no earthquake has occurred at the dam site) did not allow any judgment on the adequacy of these proposals.

#### **4.3.2. Gravity dams**

Gravity dams have been subjects of analysis from very long time. The historical approach was that of a rigid body with simple analysis of forces equilibrium, which became somewhat more complex when the effect of uplift was acknowledged by M. Lévy (1895) and lead to the determination of crack openings (hydrofracturation) with non-linear aspects. The structural analysis of gravity dams, in the sense of strain-stress relationships, came therefore much later and, in fact, has hardly penetrated the daily engineering activities in this field. Such analyses were tentatively referred to in order to try to evaluate the 3-D effect of curvature on the stability of curved gravity dams, but this appeared uneasy as long as the non-linear capabilities of software were limited.

Things have however been changing in the last twenty years with the replacement of masonry and concrete by RCC, which raised the problem of thermal crack development. 3-D coupled thermal and mechanical models are now being used to calculate the optimum design of vertical contraction joints.

The three problems proposed during the past workshops try to cover all types of structural problems raised by gravity dams.

- Problem 5A2 (Denver 1999): “Imminent Failure Flood Level Evaluation for a Gravity Dam with Interface Crack (rock/concrete) and varying uplift pressure” : this problem tried to make the link between conventional rigid-body stability analyses and 2-D structural analyses, focusing on the behavior of the foundation surface: crack development with softening resistance and coupled uplift were considered.
- Problem 7A (Bucharest 2003) “Evaluation of ultimate strength of gravity dams with curved shape against sliding” proposed to investigate the effect of the third dimension (arch effect). It was shown that while the 2-D gravity effect remains predominant in the normal range of loadings, the progressive

de poids reste prédominant pour les charges usuelles, mais que l'augmentation progressive de la charge hydrostatique engendre la plastification de la base du barrage et qu'un transfert de charges se développe à travers des arcs actifs, jusqu'à occasionner la rupture des parties latérales.

- Le problème 7B (Bucarest 2003) était une pure analyse thermique progressive d'un barrage poids en BCR pendant toutes les phases de construction. Les données de références assez précises ont permis à la plupart des 7 participants de fournir des résultats en champ de température en bon accord. Deux d'entre eux ont complété l'exercice par une analyse thermomécanique complète, donnant le champ de contraintes à la fin de la construction.

#### **4.3.3. Autres barrages en béton**

- Le problème 3A2 (Gennevilliers 1994) : « Évaluation du refroidissement uniforme critique dans un barrage à contreforts fissuré » était un exercice relativement simple visant à définir le refroidissement critique qui crée une fissure verticale dans l'axe d'un contrefort. Ce problème à 2 dimensions impliquait une analyse structurale purement élastique et faisait appel au critère énergétique de mécanique des fractures. Les résultats fournis par les 7 participants ont bien convergé, malgré l'influence apparente de la définition du maillage.
- Le problème 4A2 (Madrid 1996) était une évolution du précédent, prenant en considération la géométrie tridimensionnelle du contrefort ainsi qu'un champ thermique dérivé de conditions transitoires et permanentes plus réaliste.
- Le problème 8A (Wuhan 2005), préparé par CISI (Italie), s'est dédié à l'évaluation des effets de la réaction alcali-granulats sur le comportement d'un barrage poids évidé italien, s'inspirant du cas de Poggia, un barrage poids évidé du nord de l'Italie construit dans les années 1949-1950. L'analyse a été simplifiée à l'étude d'un seul bloc, dont les participants devaient caractériser la stabilité sous une charge hydrostatique croissante, avec et sans l'effet du gonflement, en termes de contraintes, déformations et ouvertures possibles de fissures. Deux solutions furent présentées.

#### **4.3.4. Barrages en remblai**

Les barrages en remblai posent des problèmes de déformations, pressions interstitielles, consolidation, et stabilité tant statique que dynamique.

Comme pour les barrages poids, l'ingénierie des barrages en remblai s'est longtemps appuyée sur des analyses de stabilité en équilibre des forces, reposant sur des cinématiques de rupture hypothétiques déduites de l'observation. La dispersion des résultats que fournissent les nombreuses méthodes disponibles montre bien la limite de validité de telles approches, qui bénéficient toutefois d'une longue expérience et partant d'un bon étalonnage. Il est cependant apparu nécessaire de dépasser ce stade, et les méthodes d'analyse en déformation ont permis de réels progrès notamment dans les domaines suivants :

increase of the hydrostatic load creates plasticity at the base of the dam and that load transfer through active arches substantially increases, which finally leads to failure of lateral sections.

- Problem 7B (Bucharest 2003) was a pure progressive thermal analysis of a RCC gravity dam during all phases of its construction. Reference information was accurate enough to allow most of the 7 participants to propose temperature field results in good agreement. Two of them completed the exercise with the full thermo-mechanical analysis, giving stress fields at the end of the dam construction.

#### **4.3.3. Other concrete dams**

- Problem 3A2 (Gennevilliers 1994): “Evaluation of critical uniform temperature decrease for a cracked buttress dam” was a rather simple exercise aimed at defining the critical temperature decrease that creates a vertical crack in the middle of a concrete buttress. This 2-D problem involved a purely elastic structural analysis and was referring to the fracture mechanics energetic criterion. Results given by the 7 participants were in quite good agreement, however they appeared to be influenced by the model mesh definition.
- Problem 4A2 (Madrid 1996) was an extension of the previous one, considering the tri-dimensional geometry of a dam buttress and a more realistic temperature distribution deriving from steady and transitory conditions.
- Problem 8A (Wuhan 2005), prepared by CISI from Italy, was devoted to “Evaluation of alkali-aggregate reaction effects on the behavior of an Italian hollow gravity dam”. It was inspired by the history case of the Poggia Dam, a concrete hollow gravity structure located in the north of Italy built in the period 1949-1950. The problem was simplified to the analysis of one elementary dam block. The participants were asked to characterize the stability condition with reference to an ever increasing hydrostatic load, with and without the AAR expansion simulation, in terms of stresses, strains, and possible crack openings. Two participants prepared solutions to this problem.

#### **4.3.4. Embankment dams**

Problems raised by fill dams involve deformations, pore pressure and consolidation, and (static and dynamic) stability.

Similarly to gravity dams, the field of embankment dams has long been governed, in dam engineering, by stability analyses, with balance of forces, based on hypothetical failure kinematics deduced from observation. The scattering of the results that the numerous available methods provide shows the limit of validity of such approaches, that benefits however from long experience and hence from good calibration. It appeared however necessary to go ahead of this stage, and the deformation analysis methods allowed real progress notably in the following domains:

- aspect tridimensionnel (dans les vallées étroites),
- problèmes de tassement et de fissuration interne au premier remplissage,
- liaison des remblais avec des organes rigides associés (galeries sous remblai, tours de prise d'eau),
- comportement des masques en béton des barrages de type CFRD,
- comportement dynamique (amortissement et amplification des mouvements).

### ***Remblais d'enrochements avec noyau central***

- Les problèmes 1B, 2B, 3B1 and 3B2 ont étudié le comportement statique et dynamique du barrage d'El Infiernillo, un barrage en remblai d'enrochements à noyau central de 150 m de hauteur construit dans les années 60 au Mexique. Un aspect spécifique de ce barrage est l'exceptionnelle bonne connaissance des propriétés des enrochements qu'ont permis de nombreux essais de laboratoire à grande échelle réalisés à l'époque (Marsal 1973), ce qui constitue une bonne source d'information pour les modèles numériques. Par ailleurs ce barrage a subi deux assez forts séismes, en 1979 (0.1 g) et 1985 (0.3 g). Une intéressante anecdote eut lieu lors de la synthèse du problème 3B1, quand il apparut que les résultats étaient en contradiction évidente avec l'expérience; ceci aboutit à la création d'une nouvelle loi de comportement des enrochements qui fut validée ultérieurement par le traitement correct du problème 5B2 (voir plus loin, et détails dans la section 5.2.4).
- Le problème 1B : « Réponse sismique d'un barrage en remblai sous sollicitations sismiques faibles et modérées », était un exercice relativement académique auquel ont répondu 4 équipes de participants.
- Pour le problème 2B l'année suivante, les données ont été complétées pour permettre de mieux prendre en considération l'histoire de la construction et la consolidation du noyau au cours des 2 premières années. Deux solutions ont été présentées.
- Le même problème fut proposé à nouveau lors du 3<sup>e</sup> atelier, avec cette fois beaucoup plus de données sur les matériaux et les étapes de construction et de mise en charge. Le problème 3B1 a considéré les sollicitations statiques (construction et remplissage), à la faveur desquelles l'évolution des pressions interstitielles, la consolidation et les tassements correspondants ont été étudiés par 6 équipes. Il était demandé aux participants de représenter non seulement le comportement du barrage, mais aussi de reproduire numériquement les plus importants des essais triaxiaux de laboratoire effectués en phase de projet.
- Le problème 3B2 constituait la partie dynamique de l'exercice. Là encore la simulation numérique des essais de laboratoire était demandée, afin de mieux qualifier et calibrer les lois de comportement employées. Il fallait tenir compte de l'évolution des pressions interstitielles pendant et après le séisme, ainsi que l'écrouissage du matériau obtenu après le premier séisme. Un fait important est que les déplacements irréversibles provoqués par le second séisme se sont révélés plus faibles que ceux du premier choc, bien que ce dernier fut environ 3 fois plus fort.

- three-dimensional aspect (especially in narrow valleys),
- settlement and internal fissuration problems at first impounding,
- link of embankments with associated rigid organs (galleries under embankment, intake towers),
- concrete facing behavior in CFRD dams,
- dynamic response to earthquakes (amortization and amplification of movements)

### ***Rockfill dams with a central clay core***

- Problems 1B, 2B, 3B1 and 3B2 have been investigating the static and dynamic behavior of El Infiernillo dam, a 150 m high Mexican rockfill dam with a central clay core, built in the sixties. One specific feature of this dam is the exceptional knowledge of the properties of the rockfill, thanks to extensive large scale laboratory tests carried out at that time (Marsal 1973), which provide adequate information for feeding numerical models. This dam has also been submitted to 2 rather strong earthquakes, in 1979 (0.1 g) and 1985 (0.3 g). An interesting anecdote took place during the synthesis of problem 3B1, when an obvious contradiction appeared between results and experience; this led to the development of a new constitutive law of rockfill which was validated later with the good resolving of problem 5B2 (see below, and more details in Section 5.2.4).
- Problem 1B: “Seismic response of an embankment dam under conditions of both low and medium levels of seismic loading”, was a rather academic exercise, which was carried out by 4 teams.
- For Problem 2B the next year, additional information was provided which allowed to better take into consideration the construction sequence and the consolidation of the core during the first operation years. Two solutions were provided.
- Finally, the same problem was proposed again at the third workshop, with much more precise information on the materials, construction sequence and loading. Problem 3B1 was devoted to static solicitations, i.e. construction and impounding, during which the development of pore pressure, subsequent consolidation and settlements were investigated by 6 teams. Participants were invited not only to model the dam during construction and operation, but also to try to reproduce with their numerical tools the most important laboratory triaxial tests carried out at design stage.
- Problem 3B2 was the dynamic part of the exercise. Here again the numerical simulation of laboratory tests were requested in order to better qualify the constitutive laws used and their parameters. The development of pore pressure inside the clay core during and after the seismic loadings was carried out, as well as the strengthening of the material resulting from the first earthquake. One important aspect was that the irrecoverable displacements after the second shock were found to be lower than those corresponding to the first earthquake, although the last one was about 3 times more severe.

- Le problème 5B2 s'est appuyé sur l'exemple d'un barrage canadien en enrochement à noyau central, s'intéressant plus spécialement au décollement qui fut observé entre le noyau et la recharge amont en enrochements pendant la première mise en eau.
- Le problème 8C, préparé par le Département de Génie Hydraulique et d'Environnement de l'Université Polytechnique de Valence (Espagne), consistait en l'évaluation du comportement et de la stabilité (statique et dynamique) d'un barrage en enrochement, sur la base du barrage du Nouveau TOUS. Ce barrage en enrochements à noyau central de 140 m de hauteur fut construit de 1991 à 1995 à la place de l'ancien barrage rompu en 1982. Les nombreux instruments incorporés au barrage fournissaient des données utiles sur les déplacements et pressions interstitielles pendant le premier remplissage et après. Il était demandé de prédire l'évolution des déplacements permanents dus à la plastification ainsi que le développement progressif des pressions interstitielles et leur effet en plastification. Il fallait aussi estimer la sécurité du barrage sous l'effet d'une vidange rapide, et prédire les déplacements irréversibles provoqués par un séisme de période de retour de 100 000 ans. Une seule solution a été présentée.
- Le problème 9B « Champ de contraintes-déformations d'un grand barrage en enrochements à noyau central, soumis à de fortes variations du niveau d'eau à l'amont » se fondait sur le barrage en enrochements de Kolymaskaya en Russie, sur lequel des mouvements spéciaux du corps de l'ouvrage ont été observés, attribués entre autres au contraste entre la recharge amont qui est le plus souvent hors gel, tandis que celle d'aval est régulièrement gelée. Deux solutions ont été présentées, dont l'une purement fondée sur l'analyse statistique des mesures d'auscultation.

### ***Barrages en terre avec noyau central***

- Problème 4B1 : « Étude bidimensionnelle d'écoulement libre permanent et transitoire pour différents types de barrages en remblai » : la première partie de ce problème très simple, c'est-à-dire l'état permanent final, fut correctement résolue par la plupart des 8 participants; les résultats en transitoire sont apparus plus dispersés.
- Le problème 4B2 : « Effet d'un fort tassement en fondation sur un barrage en remblai », se basait sur le barrage de La Esperanza en Équateur, un remblai de 50 m de hauteur construit sur une vallée fossile remplie de 60 mètres d'alluvions plus ou moins consolidées. La plupart des résultats, obtenus avec une loi de comportement hyperbolique ou de type Camclay, se sont trouvés en assez bonne concordance avec les mesures de terrain.
- Le problème 5B1 : « Coefficient de sécurité global au glissement d'un barrage en remblai », était une très simple analyse de stabilité, fondée sur l'expérience d'un petit barrage français en terre homogène qui avait montré des indices d'instabilité lors de la première vidange du réservoir. La pression interstitielle, influencée par des fortes teneurs en eau initiales, s'est révélée être le facteur critique. Six solutions furent présentées par 3 participants qui firent appel soit à des analyses de stabilité, soit à des modèles non linéaires

- Problem 5B2 was based on a Canadian rockfill dam with a central clay core. Problem focused on the opening between the core upstream face and the rockfill shell, which was observed during the first impounding of the reservoir.
- Problem 8C proposed the “evaluation of the static and dynamic behavior of a rockfill dam”, prepared by the Department of Hydraulic Engineering and Environment of the Politechnical University of Valencia (Spain), on the basis of New TOUS dam. This 140 meter high rockfill dam with a clay core was constructed between 1991 and 1995 at the place of the old dam that failed in 1982. A lot of instruments have been incorporated into the dam, which provided useful information on displacements and pore pressure during the first impounding and subsequent operation of the scheme. The exercise proposed aimed at predicting the evolution of permanent displacements due to yield, as well as the progressive development of pore pressure and their effect in yield. An estimation of safety in the case of a rapid drawdown was requested, as well as the prediction of irrecoverable displacements for a 100,000 years return period earthquake. Only one solution was prepared.
- Problem 9B “Stress-strain state of high rock-fill dam with a central earth core at large amplitude of operation water level changes in the upstream” was based on observations of Kolymkaya rockfill dam in Russia, where special movements of the dam body have been observed, attributed among others to the contrast between the upstream shell which is most of the time thawed, while the downstream one is subjected to freezing. Two solutions were proposed, one of them being purely based on statistical analysis of monitoring results.

### *Earthfill dams with a central clay core*

- Problem 4B1: “Steady state and transient 2-D unconfined seepage analysis for different typologies of earthfill dams”: the first part of this quite straightforward problem, i.e. the final steady state, was adequately answered by most of the 8 participants; transient results showed some more variability.
- Problem 4B2 “Effect of large foundation settlement on an embankment dam” was based on the La Esperanza dam in Ecuador, a 50 m high fill dam built across a fossil valley filled with 60 m of alluvium more or less consolidated. Most of results (provided using either the hyperbolic or Camclay constitutive law) were found in rather good agreement with in-situ measurements.
- Problem 5B1 “Evaluation of the Global Factor of Safety against failure of an embankment dam”, was a very simple stability analysis, based on a small homogeneous earthfill dam in France which had shown some evidence of instability during the first drawdown of its reservoir. Pore pressure, influenced by a high initial degree of saturation, appeared to be the critical factor. Three participants proposed 6 solutions, using either stability methods or finite element non-linear models. Among requested results, pore pressure



aux éléments finis. Les pressions interstitielles calculées sont apparues très dispersées, conduisant bien sûr à des facteurs de sécurité très différents.

- Le problème 7C : « Percolations et variations piézométriques à travers un barrage en terre et sa fondation » était un problème relativement ouvert, son objectif étant d'utiliser des méthodes statistiques, des réseaux neuronaux ou des modèles aux éléments finis afin de déterminer les écoulements à travers un barrage en remblai et sa fondation, et notamment les variations du niveau piézométrique dans un puits situé à l'aval du barrage. Les données requises pour la résolution provenaient de l'auscultation du barrage roumain de Motru, haut de 48 m, mis en service en 1983. L'une des 6 solutions présentées a mis en évidence, sur une base purement statistique, un fait très spécial, à savoir une divergence entre les mesures d'auscultation réalisées en semaine et celles faites pendant les week-ends.

### ***Remblais d'encrochements à masque amont en béton (CFRD)***

Jusqu'à très récemment, l'analyse numérique des barrages en encrochement à masque amont en béton était considérée inutile voire néfaste, et les promoteurs de ce type de barrage clamaient que leur saine conception résultait de l'expérience et de l'empirisme pur. Le problème 6B proposé dès 2001 était donc un précurseur qui a cependant attiré deux solutions, l'une de France et l'autre du Japon. Les deux contributions travaillèrent en 2 dimensions seulement car le barrage de référence (Ita au Brésil, CFRD de 125 m de hauteur) se trouve dans une vallée très large. Elles ont utilisé plusieurs lois de comportement des encrochements, qui reproduisirent relativement bien les déplacements de premier remplissage. Dans les deux modèles le masque en béton était représenté, dans lequel sont apparues de fortes contraintes.

La Fig. 11 donne un exemple de maillage pour un remblai d'encrochement à masque amont en béton, dans lequel les encrochements et le masque sont représentés par des éléments finis de volume. On peut ne pas représenter la fondation du barrage lorsqu'elle est rocheuse donc relativement peu déformable par rapport au reste du modèle.

Un certain nombre d'incidents sont apparus sur plusieurs grands barrages en encrochements à masque amont en béton de grande hauteur récents, un peu partout dans le monde, démontrant finalement l'intérêt des modèles numériques pour maîtriser les extrapolations vers les grandes hauteurs. Il a été démontré qu'au-delà de l'augmentation des contraintes en proportion de la hauteur, un effet d'échelle apparaît, susceptible d'affecter les déplacements et même la stabilité globale du barrage. La forme de la vallée joue également un rôle important, elle engendre des mouvements de rive à rive avec en conséquence de très fortes compressions dans le masque en béton. Ces problèmes sont en fait très complexes, parce que :

- le phénomène est en général tridimensionnel,
- la réponse des encrochements aux charges nécessite des lois de comportement non linéaires adéquates avec des grands déplacements, y compris des glissements le long des appuis rocheux,
- le très fort contraste entre les encrochements massifs et déformables d'une part, et le masque en béton mince et rigide d'autre part, crée des difficultés d'ordre numérique, d'autant plus que le glissement est possible entre ces deux matériaux.



values at different steps were found to be quite scattered, which obviously also lead to different safety factors.

- Problem 7C “Seepage through an earthfill dam–foundation system and piezometric level variation”, was quite open: Its objective was to apply the statistical, neural networks and/or finite element methods for prognosis of the seepage through an earthfill dam – foundation system and piezometric level variation in a given well, located downstream of the dam. The data necessary to solve this problem were obtained from monitoring system of the Motru dam (H = 48 m, Romania), which was commissioned in 1983. Among the 6 solutions proposed, one based on purely statistical analysis of the measurements detected a very specific feature, consisting in a discrepancy between measurements made during the week-ends and the others.

### ***Rockfill dams with an upstream concrete face (CFRD)***

Until a very recent period, it was considered useless, if not harmful, to perform numerical analyses of concrete faced rockfill dams, and promoters of this type of dam used to claim that their safe design was the result of experience and pure empirism. Problem 6B proposed in 2001 was therefore a forerunner and it indeed attracted only 2 solutions, one from France and one from Japan. Both contributions carried out the analysis in 2 dimensions only (the dam prototype was the 125 m high Ita CFRD in Brazil, a dam in a quite wide valley), and both made use of several constitutive laws for rockfill, which reproduced rather well the displacements during the first impounding. The concrete face was represented in both models, which detected the presence of high stresses.

Fig. 11 gives an example of model mesh for a CFR dam, where the rockfill mass as well as the concrete face are presented with volumetric finite elements. When the foundation is made of rock it can be omitted from the model due to its very low compressibility, compared to the rest of the model.

A number of incidents affected several recent high CFRDs all over the world, which has finally enlightened the interest of numerical models to keep control on extrapolation towards higher dams. It has been shown that not only stresses increase proportionally to the dam height, but also that a scale effect appears, which may affect displacements and even the dam overall stability. The valley shape has also been identified an important factor, which induces bank-to-bank movements of the rockfill mass and, as a consequence, very high compressive stresses in the concrete face. Such problems are indeed quite complex for numerical analyses, because

- The problem is in general tri-dimensional,
- The response of rockfill to loads requires adequate non-linear constitutive laws with a rather large displacements, including sliding movements along the rock abutments,
- The huge contrast between the large, deformable rockfill and the slender, rigid concrete face, creates numerical problems, all the more as sliding may occur along the contact surface between both materials.

Dans ce contexte, le problème 10B « Analyse du chargement et des déformations du masque amont en béton d'un barrage en enrochement » qui fut proposé lors du 10ème atelier de comparaison s'est appuyé sur la documentation publiée à propos du barrage de 145 m de hauteur de Mohale au Lesotho. Quatre solutions ont présenté leurs résultats en termes de déplacements et contraintes dans le remblai pendant la construction, contraintes et ouvertures de joints dans le masque. Au moins deux des solutions ont donné des contraintes cohérentes avec les dommages subis par le barrage. Ces dommages sont apparus principalement dus à la grande déformabilité des enrochements sous contraintes fortes, en raison de la rupture des blocs de roche. Citons la conclusion du formulateur du problème : « *Il faut souligner que les trois incidents récents, y compris sur le barrage de Mohale, démontre la nécessité d'évaluer et d'analyser soigneusement tous les aspects d'un projet lorsqu'on l'extrapole à partir d'un précédent. Cette démarche devrait s'appuyer sur un jugement d'ingénieur sain, complété par des moyens d'analyse détaillée. Ceci ne s'applique pas seulement aux barrages en enrochements à masque en béton mais à toutes les structures* ».

#### 4.4. SYNTHÈSE GÉNÉRALE

Les logiciels développés en interne par des chercheurs et des ingénieurs ont dominé les premiers ateliers de comparaison, et se sont progressivement effacés devant les codes commerciaux. Le bénéfice est évident en termes de fiabilité, surtout lorsque des algorithmes complexes sont mis en œuvre par exemple en analyse dynamique ou non linéaire. En revanche la plus grande distance entre développeurs et utilisateurs, source d'une moindre maîtrise des méthodes numériques, peut créer des problèmes. Une autre tendance négative lourde s'observe dans les sorties graphiques qui deviennent moins expressives en dépit de l'usage de belles couleurs, alors qu'elles sont nécessaires à l'interprétation par l'ingénieur.

La plupart des problèmes proposés n'ont pas pu bénéficier d'une solution de référence. C'est le cas de tous les problèmes dynamiques (à l'exception du cas d'El Infiernillo bien documenté), et aussi d'un certain nombre d'exercices statiques. Il a fallu souvent se contenter de comparer les résultats calculés entre eux, la majorité étant supposée détenir la vérité. Un exemple au moins (celui des déformations élastiques de la voûte, problème A1) s'est révélé discutable. Pour les futurs ateliers il faudra privilégier les problèmes qui bénéficient d'une référence irréfutable

Jusqu'à présent le champ d'application des exercices proposés lors des ateliers est resté relativement restreint : pour les barrages en béton, tous les problèmes sont restés dans le domaine structural, à l'exception d'un seul consacré à l'interprétation de l'auscultation. Ils sont à peine plus divers pour les remblais. Notons cependant que les problèmes proposés couvrent assez bien l'activité quotidienne de l'ingénierie des barrages, même si des domaines complets (par exemple la simulation numérique des écoulements libres) ont été purement ignorés à ce jour.

Nota : Les comptes rendus des dix Ateliers de Comparaison organisés par le comité technique des méthodes de calcul des barrages de la CIGB ont été publiés par les organisateurs respectifs de chacun d'entre eux. Une seconde édition de ces documents par la CIGB est envisagée.

In this context, Problem 10B ‘Analysis of a concrete faced rockfill dam including concrete face loading and deformation’ was proposed for the 10th benchmark workshop, based on published information of the 145 m high Mohale dam in Lesotho. Four solutions were presented, with results under the form of displacements and stresses in the fill during construction, stresses and joint openings in the concrete face. Stresses consistent with the damages observed on the prototype were given by at least 2 solutions. The main reason for these damages was identified as a high compressibility of rockfill under high stresses, due to the breakage of rock particles. The conclusion of the formulator of this theme deserves being quoted: *“It should be emphasized that the three recent incidents, including the Mohale dam, show the need to carefully evaluate and analyze every aspect of a project when extrapolating from precedent. This should be based on good engineering judgment and complemented with detailed analysis tools. This applies not only to CFRDs but to any engineering structure”*.

#### **4.4. GENERAL SYNTHESIS**

Software developed locally by researchers of engineers were dominant during the first workshops. They have progressively been replaced by commercial tools. Advantages are obvious in terms of reliability, especially when complex algorithms are used e.g. for dynamic and/or non-linear problems. On the opposite, problems may issue from distance between users and developers, which necessarily means a less good understanding of the numerical process. Another negative observation linked to this deep trend is that the graphical outputs, which allow engineering interpretation of results, are less handy, although they make extensive use of nice colors.

Most of the problems proposed were not supported by a reference solution. This was the case for all dynamic problems (except El Infiernillo where site records do exist), but also for a number of static exercises. Most of the time, results were only compared between one another, the majority being supposed to tell the truth. At least one example (that of the arch dam elastic deformation, problem 1A) has proved to be debatable. For future workshops, problems which take advantage of irrefutable reference solutions should be preferred.

Until now, the field of exercises proposed during workshops has remained within quite narrow limits: for concrete dams, all problems were inside the structural domain, with the exception of one problem devoted to monitoring interpretation. Embankment dams were hardly more varied. It should be noticed that the problems proposed actually cover rather well the everyday’s analysis activity of design engineers, although complete fields (e.g. numerical simulation in open hydraulics) have been completely overlooked to date.

Nota: Proceedings of the ten Benchmark Workshops organized by the ICOLD Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams have been published by the Organizers of each event. The re-publication of these documents is presently under consideration through ICOLD.

---

## 5. RÔLE DES MODÈLES NUMÉRIQUES DANS L'APPROCHE GLOBALE DE L'INGÉNIERIE DES BARRAGES

---

### 5.1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Les outils numériques tels que les éléments finis, les différences finies et les éléments frontières sont désormais d'usage courant dans l'ingénierie des barrages. Les grands progrès des matériels et des logiciels procurent aux ingénieurs une variété de moyens d'analyse numérique rapides et efficaces pour résoudre les problèmes simples ou complexes de conception, construction et exploitation des barrages. L'analyse numérique est ainsi devenue un outil clé tant pour la conception que pour la réévaluation de la sécurité ou la réhabilitation des barrages.

D'une façon générale le recours de l'ingénierie des barrages aux analyses numériques se classe dans l'une des trois catégories suivantes :

- Conception : les modèles permettent de comparer les performances relatives de plusieurs solutions, en vue de choisir la meilleure ;
- Interprétation : les modèles aident les ingénieurs à interpréter des mesures de terrain ou de laboratoire, ou permettent des analyses en retour faisant référence aux mesures d'auscultation ;
- Prédiction : les modèles procurent une image quantitative du comportement futur attendu d'un ouvrage.

Quel que soit le cas, il est vital de valider les résultats tout au long de la démarche jusqu'aux décisions, afin d'établir la confiance des utilisateurs dans les modèles numériques et les logiciels associés, et finalement dans les résultats qu'ils fournissent. Les résultats sont couramment validés par comparaison avec la théorie classique, les données expérimentales ou publiées, ou encore avec le comportement d'ouvrages similaires. Les ateliers de comparaison des méthodes de calcul organisés par le comité des méthodes de calcul de la CIGB (Carrère & Mazzà, 2007, Carrère & *al.*, 2010) ont prouvé leur utilité vis-à-vis de deux qualifications des logiciels, à savoir leur validation et leur justification. Qu'ils soient d'usage courant par les ingénieurs ou encore en développement, les logiciels de toutes sortes peuvent ainsi être validés. La justification en revanche n'a pas aussi bien progressé autant qu'on voulait en raison, entre autres, d'un défaut de communication entre les développeurs et les ingénieurs praticiens. La justification de logiciels existants est donc encore matière à discussion et, ce qui est peut-être encore plus important, des suggestions utiles quant à l'orientation des développements tardent à être suivies d'effet, en raison de ce même défaut de communication entre développeurs et ingénieurs d'application.

Les analyses numériques en ingénierie des barrages impliquent généralement une ou plusieurs des trois disciplines fondamentales suivantes : la résistance des matériaux, la géomécanique et le mécanique des fluides. La nature d'un problème se classe comme impliquant une interaction sol-structure, ou fluide-structure, ou de

---

## 5. INTEGRATION OF NUMERICAL MODELS INTO THE GLOBAL ENGINEERING APPROACH

---

### 5.1. GENERAL CONSIDERATIONS

The use of numerical tools, such as finite element, boundary element and finite difference methods, has become standard practice in dam engineering. The significant advances in software and hardware technology allow dam engineers to perform a variety of quick and efficient numerical analyses for usual or very complex problems in dam design, construction and operation. Hence, numerical analysis is a key tool in the dam design making process as well as in the safety reassessment and rehabilitation.

Generally, in the dam engineering the use of numerical models could be classified in the following three categories:

- Design, that means the use of models to allow the comparison of the relative performance of various design alternatives, in order to select the best one;
- Interpretation, that means to use the models to help engineers to interpret field or laboratory data or to carry out back-analyses with reference to a set of monitoring information;
- Prediction, consisting in the use of a model to provide a quantifiable prediction of the actual field behavior.

In all the above-mentioned cases, the need for result validation is vital throughout the decision process, so that the numerical models and the respectively associated software can be trusted and users have confidence in the computed results. The common practice is to validate the results versus classical theory, experimental data, published data, and performance of similar structures. In this context, the B-Ws organized by ICOLD Committee on Analysis and Design of Dams (Carrère & Mazzà, 2007, Carrère & *al.*, 2010) have proved their usefulness toward the two types of software qualifications: validation and justification. Thus, validation of the different kinds of software routinely used by dam engineers, or still under development as research tools can be attained. However, justification has not advanced as fast as desired because, among other factors, of the still not completely satisfactory communication between software developers and practicing engineers. Not only is justification of existing software tools under discussion, but perhaps more importantly, valuable suggestions for the orientation of new developments are overlooked, also due to this deficient interchange between the two groups alluded to above.

Typically, in dam engineering numerical analyses any one or a combination of the following three fundamental disciplines problem may be involved: structural mechanics, geomechanics and fluid mechanics. The nature of the problem can be classified as being of soil-structure interaction, fluid-structure interaction or more

façon plus complexe sol-fluide-structure. En regard de la complexité possible de tels problèmes, il est nécessaire d'adopter des hypothèses simplificatrices, en veillant à conserver le lien avec le problème physique et à ne pas appauvrir la représentation du comportement qui est l'objet de l'étude. L'ingénierie des barrages nécessite, plus que tout autre domaine du génie civil, de rapprocher et confronter les résultats des calculs avec les mesures de terrain ou de laboratoire.

La qualité de la construction d'une structure a en général un effet fort sur son comportement, qu'il est très difficile de prévoir et de quantifier au stade de la conception. L'auscultation du barrage, pendant et après sa construction, est par conséquent essentielle car c'est elle qui fournit les données nécessaires à la vérification du projet et, au besoin, aux futures analyses en retour.

Avant d'entamer une analyse numérique, il faut évaluer la fiabilité des données, vérifier que le logiciel choisi est capable de traiter le problème, et décider comment les résultats seront validés. Dans la pratique on constate des utilisations inadéquates des moyens de calcul numérique. Il arrive souvent que les ingénieurs ou analystes en charge des analyses numériques n'aient pas la connaissance approfondie de la théorie de base des méthodes de calcul, ou ne disposent pas de l'expérience pratique nécessaire pour maîtriser les pièges cachés que recèlent les procédures de calcul.

Les modélisations numériques sont parfois conduites par des personnes qui manquent de qualification et d'expérience, éventuellement induites en erreur par l'apparente facilité d'usage des logiciels. Certains considèrent de plus que les procédures d'assurance qualité en autocontrôle constituent une vérification suffisante des résultats d'une analyse. Répétons qu'une des questions les plus difficiles en matière de modélisation numérique est la bonne prise en considération des incertitudes qui affectent l'ensemble du processus de conception, incertitudes dans les données (propriétés des matériaux, chargements, etc.), dans l'adéquation des méthodes choisies (linéaires ou non, viscosité) et dans l'interprétation des résultats. Seul un ingénieur expérimenté sera capable de bien maîtriser ces questions. Et l'assurance de la qualité ne remplacera jamais un bon jugement d'ingénieur !

Pour pouvoir rechercher les défauts possibles d'une analyse numérique et en valider les résultats, la saine pratique impose les conditions suivantes :

- une compréhension approfondie de la théorie de base et des solutions possibles à un type de problème donné,
- une bonne compréhension du processus numérique impliqué, acquis lors de la formation scientifique de base et complétée par auto-formation,
- une solide expérience en analyse numérique et un bon jugement d'ingénieur appliqué au monde réel; de telles capacités s'acquièrent dans le cadre du compagnonnage, c'est-à-dire du travail aux côtés d'ingénieurs expérimentés.

Il est important de souligner que les modèles numériques n'ont pas pour but d'essayer de représenter toute la complexité de la nature et des constructions. L'essence de la modélisation consiste à élaborer une représentation de la réalité physique avec les seules complications nécessaires pour comprendre suffisamment bien le comportement étudié pour la conception d'un barrage donné.

complex soil-fluid-structure interaction. Keeping in mind the potential complexity of such problems, some assumptions and idealization have to be made in order to simplify them without losing the link with the physical problem and still capturing the important behavior for practical purpose. Much more than in any other field of civil engineering, dam engineering requires bringing together and comparing the results of computation analysis with laboratory and field tests and measurements.

Usually, the quality of construction has an important impact on the performance of the structure. However, during the design stage, it is very difficult to quantify with accuracy the possible effect of construction issues. The monitoring of the dam during construction and operation is essential to supply data for design verification as well as for future back-analysis if needed.

Before undertaking any numerical analysis, the analysts should decide how reliable the input data are, whether the software tool can solve the problem in question and how to validate the results. In fact, some incorrect uses of numerical analysis computation tools are noted. Many times engineers/analysts employed to carry out the numerical computation may not have a thorough understanding of the basic theory behind the computation or they may not have enough practical engineering experience to deal with any hidden pitfalls within the analysis procedure.

In some cases, numerical modeling and analyses are carried out by persons insufficiently qualified and experienced to do so, being possibly ill-conditioned by the “easy to use” of computer programs. Moreover, the implementation of quality assurance procedures for self checking is considered to be sufficient as a check on the results of the analysis. It must be emphasized that one of the most difficult problems of the numerical modeling process is dealing with uncertainties throughout the whole design process. These uncertainties are associated with the input data (material properties, loading sequences, etc), appropriateness of the solutions (linear, nonlinear, and viscous) and interpretation of results. Only an experienced dam engineer can be the qualified person able to adequately address such questions. Moreover, it should be noted that the implementation of a quality assurance procedure cannot be a substitute for sound engineering judgment!

The steps required in sound practice of analysis to identify possible defects in a numerical analysis and validate results may be summarized as follows:

- A thorough understanding of the basic theory and the range of solutions to a particular type of problem;
- A strong understanding of the numerical method process, which can be attained by formal education (undergraduate, postgraduate levels) and enhanced further by self-study;
- Solid experience in conducting numerical analysis as well as using engineering judgment in solving real-world problem; such ability can be gained through working in an environment where the analyst is properly supervised by experienced engineers.

It is important to point out that the use of numerical models is not to try to replicate all of nature’s and artifact’s complexities. The highest performance in modeling is the ability to develop a representation of the physical reality only as complicated as required, in order to sufficiently understand the behavior required for a particular dam design.



## 5.2. FIABILITÉ DES MODÈLES NUMÉRIQUES VIS-À-VIS DES PROBLÈMES RÉELS

L'application des modèles numériques aux problèmes pratiques a souffert, comme déjà dit, d'un défaut de communication entre les spécialistes de la modélisation numérique d'une part, et les ingénieurs ou exploitants de barrages d'autre part. Le premier groupe est en général constitué d'informaticiens, car ce sont eux qui savent exploiter toute la capacité des modèles. Les praticiens du second groupe préfèrent souvent se référer à des méthodes de calcul plus traditionnelles et à l'empirisme qui constitue leur propre expérience. Les ateliers de comparaison organisés par le comité des méthodes de calcul de la CIGB ont favorisé les échanges entre les barragistes et les spécialistes des modèles numériques, réduisant ainsi les barrières de langage et les différences de connaissances entre eux.

L'effort colossal consenti au cours des dernières décades pour développer et valider les moyens de calcul avancés permet désormais de maîtriser en confiance la plupart des problèmes caractéristiques des barrages. Toutefois la fiabilité des analyses numériques se trouve souvent fortement limitée, non tant par des défauts intrinsèques à la mise en œuvre des algorithmes numériques et équations mathématiques dans le processus de résolution, que par le manque de données sur les propriétés des matériaux, par les incertitudes sur la bonne définition des conditions aux limites et initiales du problème étudié, et par le manque de données sur le comportement réel de l'ouvrage analysé.

Il faut souligner que tous les modèles numériques sont partiels. En d'autres termes, ils décrivent ou simulent, en termes mathématiques puis numériques, le comportement idéalisé d'un barrage à une variété de chargements et de conditions externes. Par exemple, un modèle mathématique peut décrire, dans des limites d'application bien définies, la réponse structurale d'un barrage à un séisme, tandis qu'un autre modèle pourra reproduire le champ de pression interstitielle dans le corps de l'ouvrage qui résulte des variations du niveau du réservoir. La plupart du temps, il n'y a pas d'interaction entre différents modèles utilisés séparément pour étudier le comportement d'un ouvrage sous différentes actions physiques. Il est dans ce cas loisible de les utiliser de façon indépendante, sans trop se soucier de possibles effets couplés. On peut en général additionner les réponses données par des modèles indépendants pour obtenir la réponse globale, du moins quand le principe de superposition s'applique, comme en élasticité.

Dans le monde réel par contre il existe des effets non linéaires qui modifient la réponse globale par rapport à la simple superposition des résultats d'analyses séparées. Si des modèles plus sophistiqués prennent en considération ces interactions non linéaires, ils exigent des données plus raffinées, une plus grande attention aux détails, et une plus grande connaissance et expérience dans l'interprétation de leurs résultats. Au-delà de ces considérations, il n'en reste pas moins vrai que l'ingénieur barragiste doit synthétiser toutes les études partielles en les traduisant en une mesure quantifiée de la fiabilité donc de la sécurité du barrage.



## **5.2. RELIABILITY OF NUMERICAL MODELS IN REAL-WORLD PROBLEMS**

The application of numerical models to real world problems, as above anticipated, has suffered for some time from the gap between the specialists of mathematical modeling and dam engineers and managers. The first group usually includes information system specialists because they are able to develop the computer models to their full potential. The professionals belonging to the second group often prefer to revert to traditional methods of calculation and empirical methods based on their proven experience. Thanks to the ICOLD Benchmark Workshops organized by the Committee on Computational Aspects of Dam Analysis and Design, dam engineers are now facilitated to interact with mathematical modeling specialists and to work with them without language barriers or gaps in knowledge.

The tremendous effort done in the last decades to develop and validate advanced computational tools makes nowadays possible to confidently face most typical dam related problems. However, numerical analyses often exhibit major reliability limitations because of lack of data on material properties, uncertainties to properly define initial and boundary conditions of the problem under investigation, and incompleteness of observational data relevant to the actual dam behavior, rather than intrinsic shortcomings relevant to the implementation of mathematical equations and numerical algorithms adopted for their solution.

It is worthwhile recognizing that all numerical models are partial. This means that they describe or simulate, first in mathematical form, then in numerical terms, the idealized behavioral response of the dam to a variety of external loading and environmental conditions. For instance, a mathematical model may describe within well defined limits of applicability the structural response of the dam to an earthquake and another model may depict the distribution of pore pressure inside the dam body as a consequence of variations in the impoundment water level. Typically, different mathematical models that can be applied separately to investigate the behavior of a given dam, vis-à-vis different physical actions, do not interact with each other. In this sense, these models can be used separately and often independently with limited considerations about the potential interaction between them. Usually, the response of the structure obtained from separate models can be added to obtain the combined response, i.e., when the principle of superposition is applicable to linear systems.

In the physical world quite often, on the contrary, there are non-linear effects which modify the overall response – making it different from the simple superposition of the separate analyses. More sophisticated models allow considerations about these non-linear interactions, but require more refined input data, greater attention to details and a higher degree of engineering knowledge and experience in the interpretation of results. However, even apart from the above considerations, there remains the fact that the dam engineer is required to synthesize all the results of partial analyses in an overall quantitative measure of the reliability and thus the overall safety of the dam.

Il est parfois nécessaire d'aller jusqu'à changer la loi de comportement qui régit le comportement des matériaux du barrage. Il faut alors, soit procéder à des essais de laboratoire complémentaires (en spécifiant aussi précisément que possible les conditions d'essai) avec la collaboration de spécialistes de matériaux, soit lorsque c'est impossible recourir à un processus d'identification pour acquérir les données nécessaires à partir des bases de mesure brutes.

Tout ce qui précède relève de l'emploi de modèles non linéaires. Dans ce contexte il faut souligner que les modèles deviennent assez complexes et que les paramètres caractéristiques des matériaux qui servent de données peuvent s'éloigner notablement de la pratique des simples essais de laboratoire. L'interprétation des résultats du modèle peut dans ce cas constituer une tâche délicate et tortueuse, exigeant du travail de recherche et d'évaluation attentive avant que le nouvel outil d'analyse puisse être accepté dans la pratique courante de l'ingénierie des barrages.

Les bulletins techniques n° 94 et 122 (CIGB, 1994 and CIGB, 2001) préparés par le comité, et les forums de discussion à l'occasion des ateliers de comparaison, peuvent apporter une aide inestimable à l'évolution de ce processus : le plus grand soin a été apporté dans l'organisation des ateliers (et le sera à l'avenir) pour que les efforts consentis par tous soient les plus fructueux possible.

Le Chapitre 4 du bulletin n° 122, préparé en 2001 par le comité est consacré à l'évaluation de la fiabilité (capacité ou non) des modèles numériques à analyser les phénomènes liés à la sécurité des barrages.

Ladite fiabilité est synthétisée sous forme de six tableaux du bulletin (Tableaux 1 à 6, pages 92 à 102), en fonction des types de barrages et des périodes de leur vie. Dans ces tableaux, des indices de confiance sont proposés, allant de 1 à 4 en fonction de l'aptitude des modèles numériques à analyser les phénomènes relatifs à la sécurité des barrages (I.C. = 1 quand les phénomènes peuvent être analysés en toute confiance au moyen de modèles numériques ; I.C. = 4 quand ils ne peuvent pas être analysés au moyen de modèles numériques). Le lecteur peut encore aujourd'hui se référer en confiance à ces tableaux du bulletin n° 122, et tout particulièrement aux commentaires développés pour expliquer le choix des différents scores attribués à la capacité des modèles.

À propos du contenu de ces six tableaux et en particulier des cas notés I.C. = 3 et I.C. = 4, les domaines dans lesquels les approches numériques sont encore considérées impuissantes apparaissent clairement. Les chercheurs et les experts en barrages devraient concentrer et mettre en commun leurs efforts pour fournir aux ingénieurs barragistes de demain des moyens numériques sûrs, et pour favoriser l'apparition de nouveaux outils adaptés, là où apparaît le besoin en matière d'ingénierie des barrages.

Il convient de souligner les améliorations des modèles numériques qui sont apparues au fil de ces dix dernières années dans quelques domaines particuliers, notamment :

- Le phénomène de réaction alcali-granulats est affecté, dans le Tableau 1 du Bulletin n° 122, d'un indice de confiance I.C. = 3, fondé sur l'état de l'art à la date de publication du bulletin. De grands efforts en la matière ont été

Sometimes, even the basic constitutive laws governing the behavior of dam materials have to be revised. In this context, either new types of laboratory tests have to be performed (and their specifications defined as precisely as possible), ensuring the collaboration of material science specialists, or – if no feasible laboratory tests can be developed – effective identification procedures have to be derived in order to extract the needed data from raw observational databases.

All of the above is usually relevant for non-linear models. In this context, it has to be emphasized that the models become rather complex and the material parameters to be used as input may become further and further removed from the reality of simple laboratory tests. In these cases, the interpretation of model results can sometimes become an indirect and delicate task, which requires a lot of research work and peer contribution/discussions before the newly developed analytical tools can be accepted in the mainstream of dam engineering practice.

Technical Bulletins N°94 and 122 (ICOLD, 1994 and ICOLD, 2001) issued by the Committee and the forum of discussion provided by the Benchmark Workshops can prove to be of invaluable assistance in this ongoing process: with reference to the latter, utmost care in their organization has been spent and will have to be paid for future events so that the great amounts of effort and money required can bear the most effective fruits.

In the Bulletin N° 122, issued in 2001 by the Committee, the whole chapter 4 was devoted to describe the reliability (capability or inadequacy) of numerical models to analyze dam safety correlated phenomena.

The above said reliability is synthesized in six tables of the Bulletin (Tables 1÷6, pages 92÷103), with reference to dam typologies and to different periods of the dam life. In the tables, Reliability Indices were proposed ranging from 1 to 4 according to the reliability of numerical models to analyze the phenomena related to dam safety (R.I.=1 when the phenomena can be confidently investigated by means of numerical models; R.I.=4 when the phenomena could not be numerically analyzed). The reader can still confidently make reference to the tables of the Bulletin N. 122 and, in particular, to the extensive comments which give explanations about the choice of the different scores assigned to the models' performance.

Making reference to the content of the six tables, and in particular at R.I.=3 and R.I.=4, the areas where numerical approaches are still considered unsuitable appear quite evident. In those areas researchers and dam experts should concentrate and integrate their efforts in order to allow tomorrow's dam engineers to have access to dependable numerical tools and to promote the implementation of new, adequate tools where needed for the advancement of the state-of-the-art in the field of dam engineering.

It is worthwhile emphasizing the improvements of mathematical models achieved in the last ten years or so in order to cope with some specific subjects. In particular:

- Alkali-aggregates reactions phenomena: in the Table 1 of Bulletin N. 122 a score of the R.I.=3 has been assigned considering the state-of-the-art when the Bulletin was issued. In the last decade a great effort has been done on

réalisés ces dix dernières années par plusieurs organismes de recherche et universités (Saouma & al., 2009), et des associations internationales renommées (RILEM) ont organisé des groupes de travail sur ce sujet. Les premiers résultats sont apparus et des progrès significatifs sont attendus dans un bref avenir.

- L'alluvionnement est également affecté, dans le Tableau 3, d'un indice de confiance I.C. = 2-3. De nouveaux modèles numériques sont apparus depuis lors pour modéliser le transport, le dépôt et la remise en suspension des sédiments dans les rivières et les réservoirs. Ce sujet a fait l'objet d'une question technique lors du congrès de la CIGB à Brasilia en 2009.

Les autres problèmes affectés d'un indice de confiance de 3 ou 4 restent difficilement analysables ou hors de portée des modèles numériques. Les sujets ci-dessous sont ceux qui nécessitent plus d'efforts de recherche, étant donné leur importance vis-à-vis de la sécurité des barrages.

### **5.2.1. Érosion interne des barrages en remblai**

Il existe d'excellentes règles de dimensionnement des filtres et drains pour prévenir ce phénomène et elles se sont révélées très efficaces. Le mécanisme de destruction des remblais est aussi très bien compris qualitativement. Les recherches par Sherard dans les années 70 ont été suivies quelque vingt ans plus tard par de nombreuses équipes (Delgado & al, 1996), notamment en Australie et en Europe. Le groupe de travail européen sur l'érosion interne doit produire un bulletin très bientôt, qui devrait permettre de porter à la connaissance des praticiens les lois de comportement, les essais de laboratoire et les modèles numériques nécessaires pour prédire : i) les conditions critiques (propriétés des matériaux, état de contraintes et de percolation) qui amorcent le processus ; ii) sa vitesse de développement ; iii) sa tendance à la stabilisation ou à s'accélérer.

L'élaboration de modèles capables de bien traiter cette catégorie de problèmes sera très utile, y compris pour les remblais à masque amont.

### **5.2.2. Érosion de surface des remblais en état de submersion**

La modélisation de ce phénomène se trouve à peu près au même niveau d'incertitude que le précédent, pour les mêmes raisons. La règle grossière communément acceptée est qu'une submersion en crête de l'ordre de 30 cm a toutes les chances d'amorcer la destruction d'un remblai non protégé. Dans ce cas, on sait aujourd'hui donner une estimation du temps de rupture par brèche : cela dépend du coefficient d'érosion du sol. Ce peut être quelques dizaines de minutes, quelques heures, ou quelques jours. Ce coefficient d'érosion peut être quantifié avec des essais de laboratoire, ou des essais in situ, ou même estimé par simple expertise du sol en place. On a des informations sur l'influence du type de végétation (herbe) en place et sur le gain de temps apporté avant rupture par brèche.

Comme dans le cas précédent le besoin de recherche concerne surtout la compréhension des phénomènes physiques et leur traduction en lois de

this subject by several research institutes and universities (Saouma & al., 2009); moreover, important international associations (RILEM) have established working groups to deal with the problem. Some results are already available and presumably in the near future meaningful improvements will be achieved in this topic.

- Siltation: in the Table 3 of Bulletin N°122 a score of the R.I.=2÷3 was assigned. New advanced mathematical models have been developed in the last decade for the prediction of transport, deposition, and resuspension of sediments in rivers and reservoirs. A specific question has been devoted to the problem of siltation at the ICOLD Congress in Brasilia (2009).

Other problems with a score of R.I.=3÷4 remain difficult to be mathematically analyzed or not affordable at all via numerical approaches. The topics listed below have been identified as needing more research, considering their importance in the dam safety process.

### **5.2.1. Internal erosion through earthfill dams**

Very good engineering rules to prevent this phenomenon thanks to the proper design of filters and drains do exist and have proven to be very efficient. The mechanism of fill destruction is also quite well understood qualitatively. Researches by Sherard in the seventies were followed some twenty years later by many research teams (Delgado & al, 1996), especially in Australia and Europe. The European work group on internal erosion is about to issue a technical bulletin which should provide practitioners with constitutive laws, laboratory tests and numerical models required to predict: i) the critical conditions (material properties, state of stresses, flow pattern) initiating such event; ii) the velocity of its development; iii) its trend to stabilize or to become explosive.

The set up of models capable to properly deal with this kind of problem would be very useful, including also concrete faced earthfill dams.

### **5.2.2. Surface erosion of earthfill dams during overtopping**

The modeling of this phenomenon is more or less at the same level of uncertainty as the previous one, for the same reasons. The “thumb rule” presently agreed upon is that a crest overflow of about 30 cm is likely to start destruction of an unprotected earthfill. In such case, the time of collapse by a breach can be predicted: it depends on the erosion coefficient of the soil. It may be of some fractions of hours, hours or days. This erosion coefficient can be determined from laboratory or in-situ tests, or even estimated by a simple expertise of the soil in place. Experience also exists on the influence of the vegetation type (grass) on stability and on the extended time before failure.

As for the previous topic, the need for development mainly concerns the understanding of physical phenomena and their translation into constitutive laws,

comportement, avec lesquelles des formulations numériques pourront être établies. Des recherches notamment aux USA et en Europe ont intégré l'essentiel de l'état de l'art sur la modélisation de l'érosion de surface des ouvrages hydrauliques, et de leur rupture par brèche. Ce sujet sera le sujet d'un des thèmes proposés lors du 11<sup>e</sup> atelier de comparaison des méthodes de calcul de la CIGB qui se tiendra à Valence (Espagne) en 2011.

### **5.2.3. Comportement du masque en béton des CFRD au premier remplissage**

En conception des barrages en enrochement à masque amont, la tendance basée sur l'intuition des spécialistes était de prendre grand soin de la partie du massif d'enrochements située juste en dessous du masque, et d'être beaucoup moins exigeants sur l'état du massif aval (couches plus épaisses, moindre qualité des enrochements, etc.). Certains barrages ont été affectés par des dommages sur leur masque et de fortes fuites, en raison d'une déformabilité excessive ou irrégulière de zones d'enrochements.

Des modèles élaborés avec des enrochements non linéaires ont mis en évidence le rôle néfaste d'une compressibilité excessive sur les déformations imposées au masque amont (Anthiniac & al., 2002). La bonne détermination des propriétés des enrochements en laboratoire est toujours difficile en raison de la taille des échantillons.

Des recherches se poursuivent pour comprendre les phénomènes de plastification à l'échelle du bloc, dans le but d'établir une loi d'extrapolation qui permettra de connaître le comportement de gros enrochements à partir d'échantillons faits de blocs de petite taille plus commodes.

### **5.2.4. Tassement des enrochements mouillés au premier remplissage**

Au cours du 3<sup>e</sup> atelier de comparaison à Paris en 1994, la simulation du comportement dans le temps du barrage en enrochements d'El Infiernillo fit apparaître un mouvement ascendant du remblai amont lors du remplissage. G. Post, un expert en barrages de l'assistance, fit remarquer que ce résultat était en totale contradiction avec l'expérience, selon laquelle les enrochements tassent lorsqu'on les mouille. La raison évidente était que la loi de comportement employée ignorait la perte de résistance de la roche quand elle est mouillée. La conséquence directe fut l'organisation par le CEMAGREF, un organisme de recherche français, d'une thèse de doctorat sur ce sujet. P. Anthiniac développa ainsi son « modèle hydroplastique » (Anthiniac 1998, Anthiniac 1999), qui fut ensuite utilisé pour représenter avec succès le comportement du barrage en enrochements de LG-2 au Canada, lors du 5<sup>e</sup> atelier de comparaison de Denver.

Une autre solution à ce problème de tassement par rupture est celle proposée par Nobari (1972), modifiée par Escuder (Escuder & al., 2005) pour incorporer des modifications dans le modèle hyperbolique introduit par Duncan en 1984. Cette technique fut appliquée dans le cadre d'un des exercices du 8<sup>e</sup> atelier de comparaison de Wuhan en Chine (Escuder & al., 2005).

from which numerical formulations will have to be set up. Research especially in the USA and Europe has summarized most of the state of the art on modeling of surface erosion of hydraulic structures and their failure by breaching. This subject has been selected as a Theme to be solved by participants at the 11th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams in Valencia, Spain, in 2011.

### **5.2.3. Behavior of concrete face of CFRD during their first impounding**

Until recently the trend in CFRD design, based on the intuition of specialists, was to pay great care on the placing of rockfill materials just below the concrete slabs with which these dams are provided, and to accept much less care in the downstream area (thicker layers, lower quality of rock, etc). Some of these dams have shown many damages on slabs and high leakage, due to excessive and uneven deformability of rockfill zones.

Accurate models with non-linear properties of rockfill have shown the adverse effect of excessive compressibility of the downstream shell on the deformations imposed to the concrete face (Anthiniac & *al.*, 2002). The influence of excessive downstream slopes has also been put into evidence. It is still difficult to obtain realistic rockfill properties from laboratory tests, due to the size of elements and samples.

Research is underway to understand the plastification phenomenon at the scale of the block, whose objective is to provide an extrapolation law to derive the behavior of large size rockfill from more manageable samples with only small blocks.

### **5.2.4. Settlement of rockfill when wetted at first impounding**

During the 3rd Benchmark Workshop, Paris 1994, the time-history modelisation of El Infiernillo rockfill dam showed a rising of the upstream rockfill shell due to impounding. G. Post, a dam expert attending the session, raised the contradiction between this result and the usual observation that rockfill settles when wetted. The reason was obviously that the constitutive laws used for rockfill just reacted to the Archimedes effect, but did not take into account the strength reduction of rock when wetted. A direct consequence was that the CEMAGREF, a French research centre, committed a student for a doctorate on this subject. P. Anthiniac consequently developed his “hydroplastic model”, (Anthiniac 1998, Anthiniac 1999) which has been successfully used to represent the behavior of LG-2 rockfill dam in Canada, during the 5th Benchmark Workshop in Denver.

Another way to deal with the so called collapse settlement in rockfill dams consists in reproducing wetting effects on movements and stresses in rockfill by using the methodology proposed by Nobari (1972), updated (Escuder & *al.*, 2005) to incorporate the changes in the hyperbolic model introduced by Duncan in 1984. This was included in one of the exercises at the 8th Benchmark Workshop in Wuhan, China (Escuder & *al.*, 2005).



### 5.2.5. Fissuration des barrages en BCR par contraction thermique différée

On pourrait croire que ce problème est simple, puisque l'évolution dans le temps du champ thermique est simple à modéliser, de même que l'équilibre élasto-plastique de la masse de BCR sous les charges thermiques et autres. On pourrait donc en principe en déduire la distance maximale entre les joints de constructions pour éviter la fissuration non contrôlée. Tous ces aspects théoriques sont en principe bien connus. Pourtant toutes les tentatives de modélisation ainsi conduites aboutissent à des valeurs irréalistes, beaucoup plus grandes ou plus petites que la valeur optimale de 15 à 30 m qui résulte de l'expérience. La raison en semble due à la complexité des phénomènes impliqués dans le processus de construction : succession de pose de couches de BCR qui engendre un échauffement, en même temps que varient fortement les propriétés mécaniques (rhéologie) des matériaux, et les conditions d'ambiance (température, vitesse du vent et humidité). La prise en considération de tous ces aspects nécessiterait un très grand nombre d'étapes de chargement (1 étape par couche dans l'idéal). Dans ce cas, la difficulté n'est pas d'ordre théorique mais plutôt dans la nécessité de disposer de logiciels capables de prendre en charge l'automatisation des procédures de calcul complexes.

Dans ce domaine, le thème A du 10<sup>e</sup> atelier de comparaison (voir Chapitre 4) a fourni l'occasion de démontrer les possibilités qu'offrent aujourd'hui les logiciels pour résoudre de tels problèmes quand ils sont intégrés dans une procédure convenablement automatisée.

### 5.2.6. Modèles dynamiques couplés complets

Les modèles dynamiques complets avec couplage sont en développement afin d'étudier la réponse des barrages à une excitation sismique (par exemple celle des remblais en cas de liquéfaction pendant la secousse). Les propriétés générales recommandées pour ce type d'analyse sont les suivantes (Escuder & *al.*, 2006) :

- l'excitation devrait être produite par des événements synthétiques caractéristiques de la région et de diverses probabilités, avec des variations significatives en amplitudes et fréquences,
- la conception géométrique du maillage du modèle numérique doit tenir compte des nécessités d'une bonne propagation des ondes,
- il faut éviter la réflexion des ondes incidentes aux frontières du modèle,
- l'amortissement doit être introduit quel que soit la loi de comportement hystérétique considérée,
- la loi de comportement doit aussi pouvoir simuler la réponse élasto-plastique du barrage, et donc reproduire à la fois l'évolution des déplacements permanents d'origine plastique, la montée progressive des pressions interstitielles, et leur effet sur la plastification.

Un modèle complet utilisé pour un remblai devrait donc idéalement tenir compte de tous les effets physiques qui se développent sous un chargement cyclique, tels que dissipation d'énergie, changements de volume et perte de rigidité. Comme un tel modèle idéal n'existe pas, un compromis qui tient compte des aspects les plus importants doit être adopté. Le couplage entre les phases solides et liquides peut par



### **5.2.5. Cracking of RCC dams under post-construction thermal shrinkage**

This problem might be considered simple since the development of the thermal field with time can be modeled simply, as well as the elastic-plastic equilibrium of the RCC mass due to thermal and other loads. It would therefore be possible in principle to derive from it the optimal distance between construction joints, so as to prevent uncontrolled cracking. All theoretical aspects are in principle well understood. However most of modeling attempts done in this way lead to unrealistic values, either much larger or smaller than the optimum given by experience, which is in the range of 15~30 m between joints. The reason of these unsatisfactory results seems due to the complexity of the phenomena involved in the process: casting sequences of concrete layers generating thermal loadings, while material properties (rheology) and environmental conditions (temperature, wind speed and humidity) highly vary with time. Taking these aspects into account would require considering a very large number of loading steps (ideally 1 step for each RCC lift). In this latter case, the need for development of suitable methods is not theoretical but there is rather the need to provide software able to automate the calculation process.

It is worth reminding the already cited Theme A proposed at the 10th Benchmark Workshop (see Chapter 4) that has put into evidence the possibilities nowadays offered by computer programs when integrated in an suitably automated procedure to solve similar kind of problems.

### **5.2.6. Comprehensive dynamic models with coupling**

Comprehensive dynamic models with coupling are being developed in order to study the potential response of dams to seismic excitation (i.e. embankment dams where liquefaction may occur during shaking). General features recommended for this type of analysis (Escuder & *al.*, 2006), are:

- Excitation should be considered by means of synthetic events consistent with the geographic area and related to different probabilities, including significant variations in amplitude and frequency characteristics.
- The appropriate grid geometry of the numerical model has to be defined based on the need for an accurate propagation of the waves.
- Boundary distortion of the incident wave has to be avoided.
- Damping should be inherent to any hysteretic-type constitutive model used.
- Such constitutive model should also be able to simulate the elastic-plastic response of the dam and, therefore, to reproduce both the evolution of permanent movements due to yield and the progressive development of pore pressures and their effect on yield.

As mentioned above, ideally, a comprehensive model for any type of fill would account for all physical effects that occur during cyclic loading, such as energy dissipation, volume changes and stiffness degradation. However, since such an ideal model does not exist, a compromise to account for some important aspects must be made. For instance, coupling between liquid and solid phases can be addressed in a

exemple être représenté de façon simplifiée en se référant à une relation empirique, comme celles proposées par Martin & al. (1975) or Byrne (1995), qui lient la montée de pression interstitielle aux variations de volume, et en intégrant cette montée de pression interstitielle à la loi de comportement élasto-plastique (les critères d'écoulement s'expriment toujours en contraintes effectives). Cet artifice a été employé dans le cadre d'un des thèmes du 8<sup>e</sup> atelier de comparaison à Wuhan en Chine (Escuder *et al.*, 2005).

Il existe enfin des modèles bien plus complets et complexes, tels que le « modèle hypoplastique à surfaces connectées pour sable » (Wang & al., 1990), qui considère les variations de volume, de contraintes, de pression interstitielle, l'amortissement et l'écoulement plastique dans une loi unique. Mais la capacité de reproduire d'importants aspects du comportement du sol, y compris sous charges cycliques, se paie par la nécessité de définir jusqu'à 15 paramètres de modèle, ce qui complique beaucoup la calibration.

### 5.3. MODÈLES MATHÉMATIQUES ET ANALYSES DE FIABILITÉ

Toutes les considérations sur la sécurité des barrages se heurtent à une difficulté, qui résulte du fait que la sécurité est un terme flou, bien loin d'une grandeur physique mesurable. Il s'agit plutôt d'un concept artificiel, qui résulte des impératifs socio-économiques, et évolue dans le temps en fonction de la perception du public et les évolutions technologiques.

Les statistiques montrent que la fréquence des accidents graves de barrages est évaluée à environ  $10^{-4}$  par barrage-an dans les années 50, et plutôt réduite à environ  $10^{-5}$  ou moins par barrage-an actuellement (CIGB, 1995). Cette diminution du nombre d'accidents est bien sûr perçue comme un progrès du niveau de sécurité. Pourtant l'estimation scientifique de la sécurité et la définition très technique des différentes mesures de la sécurité qu'on utilise en pratique (coefficients de sécurité, probabilités de rupture, risque acceptable, etc.) restent critiquables.

La présentation de base d'une étude de fiabilité suppose que la capacité résistante comme la charge sont toutes deux des variables monodimensionnelles. En réalité il s'agit de fonctions à plusieurs dimensions, variables dans le temps et l'espace. Cette objection peut toutefois être contournée en se référant à des scénarios spécifiques de chargement. Considérer tous les scénarios possibles demanderait un énorme effort de simulation, avec prise en considération d'interactions non linéaires. Une entreprise vraiment coûteuse et délicate !

On a le droit, pour des actions externes, de parler de probabilités *a priori*. Pour la fonction de distribution des probabilités de la capacité résistance, on parle plutôt des conséquences des incertitudes et imprécisions de l'information sur l'ouvrage physique, il s'agit plutôt de probabilités *a posteriori*. Quand on combine ces deux sortes différentes de probabilités pour en déduire une valeur de la probabilité de défaillance, on considère ce résultat comme une probabilité objective. C'est à proprement parler un avis conceptuellement discutable.

Pour déterminer la probabilité de défaillance, il est nécessaire de connaître avec précision les pointes extrêmes des deux fonctions de distribution des

simplified manner using any empirical expression, such as those proposed by Martin & *al.* (1975) or Byrne (1995), by making a parallel computation of the increase in pore pressure related to the volume change, and adding such pore pressure excess to the elastic-plastic constitutive model (yielding criteria are always defined in terms of effective stresses). This methodology was used in the solution of one of the exercises at the 8th Benchmark Workshop in Wuhan, China (Escuder & *al.*, 2005).

Finally, much more complete and complex models, such as the “bounding surface hypoplasticity model for sand” (Wang & *al.*, 1990), incorporate volume changes, stress changes, pore-pressure changes, damping and plastic flow into one unique model. While capable of reproducing many important aspects of soil behavior, including those involved in cyclic loading, such models need up to 15 material parameters and, consequently, makes the calibration procedure very complicated.

### 5.3. MATHEMATICAL MODELS AND RELIABILITY ANALYSES

Considerations regarding dam safety are made difficult by the fact that safety is a loose term, and it is far from being a physical attribute that is measurable. Rather, it is a man-made, complex, conceptual construct, arising from socio-economic necessities and evolving in time through both changing perceptions and technical-scientific advancements.

Statistics show that the frequency of serious dam safety accidents is evaluated at about  $10^{-4}$  per dam-year until about 1950, and it is now down to about  $10^{-5}$  per dam-year or less (ICOLD, 1995). This decrease in dam safety incidents is obviously perceived as an increase in the level of safety. However, the science of safety estimation and the very technical definition of the various measures of safety that are used in practice (safety factors, probabilities of failure, acceptable risk, etc.) remain open to criticism.

The basic presentation of the reliability approach assumes that both carrying capacity and load demand are one-degree-of-freedom variables. In fact, they are complicated, multi-variable functions extended in time and space. However, this objection can be circumvented by making reference to specific loading scenarios. In order to consider all the possible scenarios, a tremendously large simulation effort should be undertaken which involves the consideration of non-linear interactions. This results in a costly and delicate enterprise indeed.

For external actions, it makes sense to speak of probabilities of occurrence in an *a priori* sense. When considering the probability distribution function of carrying capacity, one is, instead, really speaking of the consequences of uncertainties and incompleteness of the information concerning the real dam and this implies *a posteriori* probabilities. The two different kinds of probabilities are then used together to obtain a figure for the probability of failure, which is then considered as an objective probability. This is, strictly speaking, a conceptually debatable position.

The procedure for obtaining the probability of failure requires accurate knowledge of the extreme tails of the two probability distribution functions, which

probabilités, alors qu'en réalité on les connaît très mal. De plus, on tient très rarement compte explicitement des variations dans le temps de la probabilité de défaillance. Soulignons enfin la nécessité d'améliorer la communication entre toutes les parties prenantes si l'on veut que les questions de sécurité soient correctement et clairement perçues.

Dans ce cadre complexe, le rôle des modèles mathématiques consiste à employer non seulement des outils évolués comme les modèles aux éléments finis, mais aussi les plus simples comme les règles empiriques. Les méthodes empiriques sont considérées fiables en raison de leur longue pratique et de leurs bons résultats passés. Chaque méthode était un jugement qualitatif sur un aspect particulier du comportement d'un barrage. Ce jugement qualitatif peut être complété, dans certains cas, par des grandeurs qui expriment la plus ou moins grande distance par rapport à une situation critique. Il faut utiliser les modèles en ayant clairement conscience de leurs capacités de simulation. Ils ne font rien d'autre que de calculer ce qui se passerait si le barrage suivait certaines lois de comportement physiques, et si les actions qu'il subit étaient d'un certain type et d'une certaine intensité. Si la précision des résultats nécessite des vérifications internes aux modèles et à la validation des logiciels, en revanche leur pertinence vis-à-vis de la réalité physique implique un jugement sur des considérations externes au modèle. Les résultats des modèles et les expressions de la sécurité qui en résultent devraient permettre à l'ingénieur barragiste d'établir que le barrage est en conformité avec les recommandations professionnelles et les règlements et normes officiels.

#### **5.4. MODÈLES NUMÉRIQUES EN ANALYSE DE RISQUES**

L'approche traditionnelle en matière de sécurité des barrages s'est révélée efficace dans la conception, la construction et l'exploitation des barrages. Elle ne répond toutefois pas assez bien à de nouveaux défis récents. Le début des années 90 a vu éclore le besoin de recourir aux analyses de risque pour étayer les décisions relatives à la gestion de la sécurité des barrages. Sont évoquées ci-dessous quelques-unes des principales raisons :

- le vieillissement de la structure des barrages (la majorité ayant plus de 30 ans et une proportion importante plus de 50) et l'évolution entre les méthodes de conception anciennes primitives et la bonne pratique actuelle,
- une exigence croissante de sécurité de la part des populations et propriétés avalantes,
- une plus grande exigence de justification des investissements liés aux programmes de sécurité des barrages,
- l'engouement de l'économie et de la réglementation pour la gestion des risques, plutôt qu'une confiance dans les usages traditionnels de l'ingénierie,
- devant un stock croissant d'ouvrages dont la sécurité doit être améliorée, la nécessité d'établir les priorités pour réduire au plus vite le risque global,
- la difficulté de construire de nouveaux barrages en raison des objections sociales et environnementales,

are in reality very poorly known. Also, seldom there is an explicit mention of the timespan-related nature of the probability of failure. It should also be emphasized that only efforts at better communication between all involved parties will ensure that the safety issues will be clearly and appropriately perceived.

The role of mathematical models in this complex framework is to include not only advanced tools, like Finite Element analyses, but also more modest ones, such as empirical rules. Empirical methods are considered to be reliable because of the strength of a long practice and numerous successful applications. Each method allows forming qualitative judgments of a partial aspect of the dam behavior. The qualitative judgment can be accompanied, in some cases, by quantitative indices expressing the greater or smaller distance from an unsafe situation. The models should be utilized with a clear perception of the nature of their simulation capabilities. They are only able to compute what would happen if the dam should obey to certain physical laws of behavior and if the actions were of a certain type and intensity. The accuracy of the results entails verifications internal to the models and related software validation. However, the relevance of the results to the physical world entails a judgment which includes considerations external to the model. The results of the models and the resulting safety indices should allow the dam engineer to document that the dam complies with codes of practice and official regulations or standards.

#### **5.4. NUMERICAL MODELS IN THE CONTEXT OF RISK ANALYSIS**

The classical approach to matters of dam safety has provided an effective framework to successfully undertake the design, construction and operation of dams and reservoirs. However, it does not sufficiently address recent and new challenges. In particular, in the early 1990s, the need for implementing a risk analysis technique was recognized as a decision support tool for dam safety management. Some of the main reasons for such a need are listed below:

- Ageing of dam structures (the majority being older than 30 years and a significant percentage in operation for more than 50 years) and a gap between present-day good practice and earlier less-developed design and construction.
- An increasing demand for the safety of people and properties located downstream.
- A growing demand for better justification for funding of all aspects of dam safety programs.
- Shifts in business and regulation towards risk management approaches rather than reliance on traditional engineering standards alone.
- A growing backlog of dam safety improvements and the need to apply them with priority in order to achieve an acceptably rapid rate of risk reduction.
- Difficulties in constructing new dams due to environmental and social factors.

- le besoin d'optimiser la gestion des ressources en eau et d'accroître les capacités d'accumulation, afin de répondre à une demande croissante et de faire face aux événements météorologiques extrêmes (sécheresses et crues) peut-être dus au changement (réchauffement) climatique.

Dans un tel contexte de besoin d'entretien des barrages, le besoin crucial se fait sentir d'améliorer les procédures d'exploitation, de compléter la réglementation, et d'estimer les divers types de risques (structural, d'exploitation, etc.). Il faudrait même que l'identification des niveaux de risques acceptables (relative tant aux systèmes barrage-réservoir qu'aux apports en eau) deviennent des outils directement exploitables par les décideurs.

Cette technique vient compléter toutes les exigences « classiques » en matière de sécurité des barrages, comme les règles d'exploitation, plans d'alerte et revues périodiques de sûreté. Elle ajoute de la valeur pour mieux comprendre et évaluer les risques, structuraux ou non, que présentent les barrages en service, pour évaluer les options de réduction de ces risques et établir les priorités. Une analyse de risques comprend normalement les étapes suivantes :

- Estimation des probabilités sur les chargements (crues et séismes), au besoin sur toute la durée de vie du barrage,
- Identification et analyse des modes de défaillance,
- Formulation des arbres d'événements,
- Estimation des probabilités de réponses du système,
- Estimation des conséquences (pertes humaines et économiques),
- Évaluation des risques estimés par rapport aux niveaux de tolérance acceptés ou visés,
- Définition et évaluation des moyens de réduction des risques,
- Établissement des priorités dans les moyens de réduction des risques.

Les modèles numériques trouvent toute leur place dans les tâches d'identification et analyse des modes de défaillance et d'estimation des probabilités de réponse du système, souvent en liaison avec des analyses du type Monte Carlo.

Dans l'analyse des modes de défaillance, les modèles numériques aident à identifier puis analyser divers modes de défaillance dans la mesure où ils sont capables de reproduire la réaction d'un barrage pour un mode de rupture donné. Il a déjà été souligné dans ce bulletin qu'ils excellent à reproduire un certain nombre de modes de défaillance, mais pas tous. Ceux que les modèles numériques reproduisent bien sont tous les types de glissement (corps du barrage, fondation et failles, surface d'appui), la plastification et la fissuration. D'autres comme l'érosion interne ou de surface doivent toutefois se fier à des critères empiriques largement fondés sur les essais sur les matériaux, les modèles physiques et les observations de terrain.

Les modèles numériques ont la capacité de calculer la réaction d'un système à un scénario de chargement vis-à-vis d'un mode de défaillance donné. Il est pourtant difficile d'évaluer certains modes de défaillance à multiples interactions. On considère en général trois cas de charge : statique, hydrologique et sismique, le troisième impliquant une analyse dynamique. Ce qui est critique est de définir

- The need to optimize water resources system management as well as increase storage capacity to meet a continuously growing water supply demand and an apparent increase in extreme meteorological events (such as severe droughts and floods) brought about by climatic changes (global warming, etc.).

In this context of dam maintenance requirements, improving operating procedures, increasing regulation, and estimating different types of risk (structural, operational, etc.) become crucial needs. Even more, the identification of tolerable risk levels (related both to the dam-reservoir system and to water supply) should evolve into a readily available tool for decision makers.

This technique complements all previous “classical” dam safety requisites such as Operating Rules, Emergency Action Plans and Dam Safety General Reviews, and adds extra value for better understanding and evaluating existing dam safety risks, exploring risk reduction options, and prioritizing dam safety actions, including both structural and non-structural risks. A complete risk assessment would typically involve the following steps:

- Estimation of load (floods and earthquake) probabilities and, when needed, of time-history long-term scenarios throughout the entire dam life,
- Failure modes identification and analysis,
- Event tree formulation,
- Estimation of system response probabilities,
- Estimation of consequences (loss of life, economic impact),
- Evaluation of estimated risk against accepted or target levels of tolerable risk,
- Risk reduction alternatives definition and evaluation,
- Prioritization of risk reduction alternatives.

Numerical models might be of great importance in tasks such as failure mode identification and analysis and estimation of system response probabilities, and are commonly linked to Monte Carlo-type analysis.

With respect to failure mode analysis, numerical models are useful in identifying and analyzing different failure modes so far as they are able to reproduce dam behavior with reference to a particular failure mode. As noted throughout this bulletin, there are excellent tools which can reproduce some but not all potential failure modes. Some failure modes that can be addressed by numerical models include all types of sliding (dam body, foundation rock mass and joints, dam-foundation interface) and plastic yielding or cracking. For piping and internal erosion or discharge channel and toe erosion, however, currently available techniques generally rely on empirical criteria based largely on material testing or physical models, along with historic records of performance.

Numerical models are able to solve the system response to a given load scenario and selected failure mode. However, multiple interacting failure modes are difficult to implement and solve. Generally, three load scenarios are considered: static, hydrologic and seismic, and this third type of load scenario will require a dynamic model. The critical task is to clearly define what response will be



clairement quelle réaction doit être considérée comme la « défaillance » de la structure, ce qui n'est pas toujours évident.

Soulignons qu'il faut définir les probabilités conditionnelles de défaillance et que les incertitudes sont notamment dues aux aspects suivants : le chargement proprement dit (niveaux d'eau et séismes considérés), la façon de prendre ces charges en compte (sous-pressions et contraintes effectives, etc.), et les propriétés des matériaux (densité, déformabilité et paramètres de résistance notamment au cisaillement). De ce fait et bien que les modèles soient établis sur une base déterministe, quelques-unes des données doivent être considérées comme des variables stochastiques, et les résultats des analyses ont aussi un caractère statistique.

Les méthodes d'échantillonnage Monte Carlo comme Latin Hypercube (entre autres) sont utilisables en analyse stochastique, mais en tous cas la taille des échantillons est en général trop grande pour qu'on puisse pratiquement utiliser un modèle numérique. Une stratégie qui permet de contourner cette difficulté consiste à définir, à partir d'un nombre réduit de simulations numériques, les conditions limites de la défaillance, puis à estimer la probabilité de défaillance en comparant la proportion des simulations qui a atteint le critère de défaillance.

Il est de plus fortement recommandé, en plus d'estimer la probabilité de défaillance, de lier chaque fois que possible cette probabilité au coefficient de sécurité traditionnel. Il s'agit de cette façon de caractériser rigoureusement la fonction de densité du coefficient de sécurité. D'autres techniques comme celles basées sur l'analyse de fiabilité de second degré (Altarejos *et al.*, 2009) sont utilisables pour une approche simplifiée.

Notons cependant, c'est important, que des incertitudes sont dues non seulement aux données et aux résultats des modèles, mais aussi aux modèles eux-mêmes. Ils résultent surtout d'un défaut de connaissance (comme pour les modèles qui sont des approximations de conditions physiques complexes) et de la variabilité naturelle de toutes les données (quand on détermine les paramètres d'un modèle à partir de quelques données particulières), tout ça dans des proportions inconnues. À titre d'exemple, les incertitudes dans une analyse dynamique se décomposent en : niveau de la sollicitation sismique; modélisation de la structure; propriétés des matériaux; interprétation des résultats numériques et valeur des critères d'acceptabilité.

Citons quelques besoins clés en recherche :

- Étendre le domaine des modes de défaillance accessibles à la modélisation numérique,
- Regrouper autant de modes de défaillances que possible dans un même modèle,
- Accroître les capacités de calcul jusqu'à permettre la liaison directe avec les méthodes Monte Carlo,
- Développer les procédures de simulation et les critères de façon à définir des « courbes de défaillance » à partir d'un nombre limité de calculs, en vue de pouvoir faire autant de simulations que nécessaire.



considered as “failure” of the structure, even if it does not always yield a straightforward answer.

It is also important to emphasize that conditional probabilities of failure should be obtained and that uncertainties are related to at least the following sources: the scenario itself (water levels and earthquakes considered), the way in which loads are considered to act (uplift, effective pressures, etc), and material properties (from density to deformability and resistance parameters such as shear strength). As a consequence, despite the fact that the model is built on a deterministic basis, at least some input data are to be considered as stochastic variables. Also, the results of the analysis can be characterized statistically.

Either pure Monte Carlo or Latin Hypercube sampling techniques (among other methods) may be used in the stochastic analysis; but in any case, sample sizes are usually too large to compute using a numerical model and results are not obtained in a reasonable amount of time. One strategy to overcome such limitations is to define, from a limited number of numerical simulations, border conditions between failure and non failure situations, and then estimate the probability of failure by comparing the number of simulations that fulfilled the failure criteria against the total.

In addition, it is strongly recommended not only to estimate the probability of failure but also to correlate such probability with the traditional factor of safety whenever possible. With that purpose, the density function of the safety factor has to be rigorously characterized. Also, other techniques such as those based on Second Level type of reliability analysis (Altarejos *et al.*, 2009), may be acceptable for simplified analysis.

It is important to note, however, that uncertainties are related not only to the inputs and outcomes but also to a variety of possible uncertainties inherent in the model itself. These are typically due to limited knowledge (as with models that are approximations of complicated physical conditions) and natural variability (as when model parameters are derived from a particular set of calibrating data), in unknown proportions. For instance, in seismic analysis the uncertainties can be grouped as follows: seismic hazard and seismic input, structure modeling, material properties, models of dynamic analysis, interpretation of numerical results and performance criteria.

Some key research needs are identified and summarized below:

- Extend the range of failure modes that can be reproduced by numerical modeling,
- Integrate as many different failure modes as needed in the same model,
- Increase the calculation efficiency to make possible direct links to Monte Carlo analysis,
- Develop simulation procedures and criteria to obtain “failure curves” from a limited number of calculations making possible computation of as many simulations as needed.

**Exemple 1 :** probabilité de rupture d'un barrage poids en béton par glissement sous chargement statique le long de la surface de fondations. On doit adopter des fonctions de densité au moins pour l'angle de frottement et la cohésion, et on peut faire autant de calculs qu'on veut vis-à-vis du critère de glissement de Mohr-Coulomb. On peut aussi utiliser un modèle numérique pour vérifier comment les contraintes « réelles » influencent le critère de Mohr-Coulomb par rapport à la distribution conventionnelle de corps solide (Navier) le long de la surface de fondation (Altarejos & *al.*, 2008).

**Exemple 2 :** Probabilité de rupture d'un barrage en remblai soumis à un séisme pour un niveau d'eau donné. Les variables stochastiques doivent être soigneusement identifiées et caractérisées, et la réaction en termes de déplacements résiduels doit être évaluée au moyen d'un modèle numérique sophistiqué (Escuder & *al.*, 2006).

**Example 1:** Probability of sliding failure at the contact between a gravity concrete dam and foundation under static load. Density functions have to be adopted for at least friction angle and cohesion, and as large a number of simulations as wanted can be checked against Mohr-Coulomb sliding failure criteria. A numerical model can be used marginally to check how “real” stresses influence the Mohr-Coulomb sliding criteria against “rigid solid” stress distribution at the dam foundation (Altarejos & *al.*, 2008).

**Example 2:** Probability of failure of an embankment dam under earthquake load for a given water level. Stochastic variables should be carefully identified and characterized, and it is necessary to check the response in terms of residual displacements by means of a sophisticated numerical model (Escuder & *al.*, 2006).

---

## 6. CONCLUSION

---

Les Chapitres 2 à 5 du présent bulletin ont présenté de façon systématique un certain nombre de conclusions sur toutes les questions identifiées dans son introduction au Chapitre 1, c'est-à-dire :

- a) l'évaluation de la stabilité structurale et simulation de divers mécanismes de défaillance,
- b) le pré-dimensionnement et l'optimisation de projets de barrages aux diverses étapes de la conception,
- c) l'interprétation du comportement des barrages en service, et l'évaluation de leur sécurité,
- d) la conception et l'optimisation des mesures correctives et des travaux de confortement des barrages en service,
- e) l'expérience apportée par l'analyse en retour des cas réels relatifs aux différents problèmes rencontrés.

Qu'il s'agisse du dimensionnement d'une structure nouvelle ou bien de la vérification d'un existant, tout projet qui a recours à l'usage d'un modèle numérique comprend nécessairement un certain nombre d'étapes qui se complètent pour aboutir au résultat. Et la façon dont ces étapes sont dosées et conduites influe grandement sur la qualité du résultat final, ou sur le temps et donc l'effort total nécessaires pour aboutir.

S'il faut ne retenir des recommandations de ce bulletin qu'un nombre réduit de points, c'est tout d'abord de bien garder en tête la liste de ces étapes et, ensuite, de tâcher de les ordonner de la façon la plus logique possible.

L'un des rédacteurs de ce bulletin sur les modèles numériques a entendu autrefois, au début de l'ère des modèles aux éléments finis, un de ses collègues déclarer, à propos du dimensionnement un peu complexe d'un projet : « *puisque ce problème est compliqué, mettons-le dans l'ordinateur* ». Ce raccourci n'est pas formellement faux, mais il a le défaut d'occulter l'étendue de la démarche nécessaire pour obtenir un résultat concret avec l'aide de l'analyse numérique d'une structure.

Les conclusions générales de ce dernier chapitre ont pour but de mettre l'accent sur quelques-uns des sujets qui n'ont peut-être pas été suffisamment mis en valeur dans les chapitres précédents, et n'en revêtent pas moins une grande importance pour, à la fois répondre aux attentes en matière de modélisation numérique, tout en ménageant les efforts consacrés.

### 6.1. POTENTIALITÉS ET LIMITES DES MODÈLES NUMÉRIQUES

#### 6.1.1. Ce que peut faire un modèle numérique

Un modèle numérique, quels que soient sa nature et son domaine, établit des relations numériques entre des grandeurs physiques qui caractérisent l'objet de la modélisation, conformément à des lois de comportement et à des conditions limites

---

## 6. CONCLUSION

---

Chapters 2 to 5 present in a systematic way a number of conclusions on all the relevant issues identified in the Introduction of this Bulletin (Chapter 1). Namely:

- a) Prediction of the structural stability and simulation of any possible failure mechanisms,
- b) Pre-design and optimization of new dams at different project stages,
- c) Interpretation of the behavior of dams under operation, and assessment of their safety,
- d) Design and optimization of remedial works, corrective measures, and most efficient rehabilitation methods of existing dams,
- e) Learning from real cases and back analysis of different problems.

Whether applied to the design of a new structure or to the verification of an existing one, each project that makes use of a numerical model includes a certain number of steps that complete one another to reach a successful result. And the way these steps are performed and balanced is of great influence on the quality of the final result and/or, on the time and effort required.

If only a few points among the recommendations of this bulletin could be reminded, the first one is to keep in mind the list of these steps and, then, to try to order them in the most logical and pragmatic way.

A contributor to this bulletin on numerical analysis applied to dam engineering once heard, at the early era of the finite element models, one of his colleagues to declare, concerning the design of a relatively complex project: “*since this problem is complicated, let’s put it in the computer.*” This expression of faith in the capabilities of computer analysis is to be taken with caution: the results of computations are not guaranteed to be reliable simply because they come out of computer analysis.

The overall conclusions presented in this chapter are written to emphasize some aspects that may not have been explicitly covered in the previous parts of the Bulletin but are of great value to manage the efforts and expectations on numerical modeling.

### 6.1. CAPABILITIES AND LIMITS OF NUMERICAL MODELS

#### 6.1.1. What a numerical model can do

A numerical model, whatever its nature and field of application, establishes numerical relationships between physical data that characterize the reality to be modeled in accordance with constitutive laws and boundary/initial conditions in

définies dans l'espace et dans le temps. Par exemple, un modèle d'écoulement hydraulique calcule les pressions, hauteurs d'eau et vitesses d'écoulement qui correspondent à la géométrie d'un bief, aux coefficients de friction sur le fond, aux valeurs limites à l'amont et à l'aval, et à l'état initial. Un modèle structural aux éléments finis utilise les relations entre forces et déplacements qui s'établissent à partir des lois rhéologiques (par exemple l'élasticité) dans un volume de matière donné pour en calculer les valeurs cohérentes avec les charges et les conditions limites et initiales; il en dérive des déformations et des contraintes qui sont des grandeurs plus utiles à l'ingénieur. Les modèles plus complexes fournissent des informations complémentaires, par exemple les déformations plastiques pour les modèles non linéaires, ou encore la pression d'eau pour les modèles couplés solide-liquide.

Un modèle numérique participe à la vérification de la validité des données qui lui sont fournies (par exemple en cas d'échec de l'inversion de la matrice de rigidité, ou en cas de défaut de convergence avec une loi non linéaire), mais seulement de façon très partielle et incomplète comme on va le voir plus loin.

Des post-processeurs facilitent l'interprétation et l'exploitation des résultats bruts : dessins graphiques des champs de déplacements, contraintes, déformations, etc.

La plupart des codes modernes intègrent les post-processeurs de base ; certains vont plus loin en intégrant des estimateurs d'erreur et sont même capables de se corriger eux-mêmes (maillages adaptatifs).

Enfin, d'autres post-processeurs plus spécifiques traduisent ces mêmes résultats bruts en grandeurs directement exploitables pour le dimensionnement des projets, par exemple la quantité de ferrailage dans les structures de béton armé ou la capacité des câbles de précontrainte requis par tel ou tel code de dimensionnement.

### **6.1.2. Ce que ne fait pas un modèle numérique**

Ce qui suit est une collection de lieux communs mais l'expérience montre qu'il n'est malheureusement pas inutile de les rappeler.

Le modèle numérique n'est qu'une représentation simplifiée de l'objet réel :

- simplification de la géométrie (limites finies, détails omis) ;
- simplification du comportement des matériaux à travers les lois de comportement (même les lois non linéaires ne sont que des approximations) ;
- simplification de la représentation de la matière : au sein du modèle, les variations dans l'espace des déplacements sont supposées varier selon des fonctions de forme (de degré 1 ou 2, rarement plus), qui ne sont que des approximations, souvent grossières près des points singuliers) ;
- simplification des chargements enfin.

Les résultats d'un modèle numérique sont par conséquent plus ou moins éloignés de ce qui se passe dans la réalité physique, selon l'importance des simplifications adoptées. Il est bien entendu illusoire d'attendre du modèle une quelconque indication sur les écarts qui résultent de ces approximations.

space and time. For example, an open-surface hydraulic flow model calculates the pressure, water height and velocity fields that correspond to the geometry and friction coefficient of a water bed, to the upstream and downstream boundary conditions and to the initial state. A structural finite element model uses the relationship between stresses and strains derived from constitutive laws (e.g. linear elasticity) for a given volume of material to calculate displacements consistent with the applied loads and the boundary and initial conditions. Stresses and strains are determined and other useful engineering data. More complex models may include different types of constitutive laws, allowing evaluating, e.g., plastic deformations for non-linear materials or the pore pressure in coupled 2-phase models.

A numerical model can highlight inconsistencies of the data that make up its input (e.g., if the inversion of the stiffness matrix fails, or in case of convergence failure when a non linear constitutive law is adopted), but only in a very partial and incomplete way, as explained further on.

Post-processors facilitate the interpretation and the successive use of the computer output: graphic renderings of displacements, stress or deformation fields, etc.

Most modern computer software packages integrate their basic post-processors; some go farther by integrating error estimators and even have the capability to correct themselves (adaptive meshing).

Finally, other more specific post-processors have the capability to translate the rough results into data directly usable for project design, for example the quantity of steel reinforcement in concrete structures, or the required strength of pre-stressed cables according to the various standards and codes of practice.

### **6.1.2. What numerical models cannot do**

What follows is a collection of common statements, but experience shows that it is not unfortunately useless to remind us of them.

Any numerical model is only a simplified and partial representation of a real physical system, the main departures from reality being:

- simplification of geometry (finite boundaries, omitted details);
- simplification of the material properties as concerns the adopted constitutive laws (even the non linear laws are only approximations);
- simplification of the space wise variations of material behavior: e.g. within the model, the variations in space of the displacements are supposed to follow shape functions (with a degree of 1 or 2, rarely more), that are only approximations, often too coarse close to singular points, and finally;
- schematization of the loads distribution in space and time.

The results that a numerical model provides are therefore more or less far from what happens in the physical reality, depending on the extent of the simplifications adopted. The model by itself does not provide any estimation of its own level of inaccuracy with respect to the real modelled system.

C'est donc à l'ingénieur de veiller à contrôler, à chaque étape, que l'effet de ces écarts ne nuit pas trop à la validité des résultats. Et la dernière étape de contrôle consistera à vérifier qu'il y a bien cohérence entre les résultats obtenus et les hypothèses de départ.

Les paragraphes qui suivent donnent quelques recommandations pour éviter de tomber dans les nombreux pièges.

## **6.2. PRÉCAUTIONS POUR OPTIMISER LA DÉMARCHÉ**

### **6.2.1. Avant de commencer : définir clairement les résultats attendus**

Un modèle numérique est élaboré parce que l'ingénieur a besoin d'un résultat qu'il ne peut pas obtenir autrement, ou qu'il n'a qu'avec une précision suffisante. Le mieux est d'établir avant de commencer un **cahier des charges** du modèle, en commençant par la description, aussi précise que possible, de ce que le modèle devra établir : résultats bruts (en précisant comment ils seront interprétés en termes de résultats induits) : par exemple.

*Exemple : pour un barrage poids à crête courbe, calculer le champ de contraintes au pied de la console centrale, sous chargement hydrostatique normal, pour calculer la force résultante, la comparer à celle donnée par l'équilibre 2-D, et déterminer ainsi l'effet de la courbure sur l'équilibre général.*

À partir de là, le cahier des charges peut aussi préciser les principales caractéristiques du modèle : les lois employées, les paramètres de ces lois ; les approximations acceptées (nombre de dimensions, conditions limites, conditions initiales, ...) ; les cas de charge ; la présentation des résultats...

L'établissement de ce cahier des charges est recommandé dans tous les cas. Il devient obligatoire lorsque la réalisation et l'exploitation du modèle sont déléguées à une équipe extérieure à celle en charge du projet, et il doit alors être mis au point en concertation entre les différents acteurs.

### **6.2.2. Choisir les options pertinentes les plus simples**

La compréhension du processus de calcul est d'autant plus difficile que le modèle est complexe, ce qui accroît très vite le risque d'erreur ou d'interprétation erronée. La maxime « *Qui peut le plus peut le moins* » n'est donc pas exacte dans le cas présent, et on aura tout intérêt à éliminer du modèle tous ce qui n'est pas utile : vérifier d'abord si le problème peut être représenté en 2 dimensions (déformation plane, contrainte plane ou symétrie de révolution) ; éliminer du maillage les détails sans influence sur les résultats cherchés (les orifices d'une vidange de fond à travers un barrage en béton n'ont pas d'influence sur l'équilibre général de celui-ci mais ils n'engendrent que des effets locaux : on préférera ne pas incorporer de tels détails au modèle général, quitte à réaliser un second modèle local si nécessaire.



It is therefore the engineer's responsibility to check at each step of the process, that the effect of these approximations does not impair too much the applicability of the results. The last check will consist in verifying that the results obtained are consistent with the assumptions chosen at the beginning.

The sections that follow give some recommendations to help the dam engineer avoiding the numerous possible pitfalls.

## **6.2. PRECAUTIONS TO OPTIMIZE THE PROCESS**

### **6.2.1. Before starting: clearly define the expected results**

A numerical model is set up because the engineer needs a result that he/she cannot get otherwise, or that he/she has only with an insufficient precision. It is recommended to establish, before starting, **a specification (work) sheet** of the numerical model that is to be built and used, starting with the description, as precise as possible, of what the model should provide (specifying how the model outputs will be interpreted in terms of engineering results).

*Example: for a gravity dam with a curved crest shape, the calculation of the stress field at the base of the central cantilever under hydrostatic loading, in order to derive the reaction components and to compare them with those given by the conventional 2-D stability analysis, thus determining the effect of the curvature on the general equilibrium.*

Further from this, the specification sheet should also specify the main features of the model: the appropriate constitutive laws, the parameters of these laws; the approximations accepted (number of dimensions, boundary conditions, initial conditions, etc.); the load cases and the output results.

The preparation of the detailed specification sheet is recommended in any case. It becomes compulsory when the setting-up and the operation of the numerical model are delegated to a team different from the one in charge of the project. It must then be finalized in explicit communication between the different actors.

### **6.2.2. Select the simplest relevant options**

The understanding of the computational process is all the more difficult as the model complexity grows, and this strongly increases the probability of mistaken or erroneous interpretation of results. The maxim "*That can the more can the less*" is therefore not appropriate in the present case, and one will have all interests to eliminate from the model everything not useful: firstly one should check whether the problem can be represented in 2 dimensions (plane strain, plane stress or axially-symmetrical); all details which have no influence on the expected results should be eliminated from the mesh (e.g. the opening of a bottom outlet through a concrete dam does not have any appreciable influence on its general equilibrium; such features only generate local effects, and it is preferable not to incorporate any such details into the general model, and to use another partial model – if needed – for the local dimensioning).

Pour ce qui concerne les lois rhéologiques, il ne faut recourir aux mécanismes non linéaires que lorsque ceci est apparu nécessaire après un premier tour en élasticité pure.

### 6.2.3. Procéder prudemment pour gagner du temps et des efforts

Trop souvent, un modèle est préparé et mis en œuvre de façon directe, en espérant que le résultat sera obtenu du premier coup, ce qui est très rarement le cas. On lance ainsi une analyse (et même quand il s'agit d'une analyse non linéaire, ce qui est suicidaire) dont les résultats, justes ou non, apparaissent incompréhensibles, ce qui oblige à reprendre le calcul pas à pas.

En fait, on gagne du temps à travailler par étapes, avec plusieurs points d'arrêt à la faveur desquels on doit procéder à des vérifications.

La bonne attitude consiste à supposer, à chaque étape, que le modèle est faux (c'est-à-dire comporte des erreurs, ou bien ne correspond pas à l'objectif) tant que la preuve du contraire n'a pas été apportée.

### 6.2.4. Vérifications initiales

Recherche des erreurs de maillage : vérifier la connexion des nœuds et éléments, éviter des éléments trop distordus, raffiner suffisamment la discrétisation dans les zones où des concentrations d'efforts ou de forts gradients de contraintes sont attendus ; vérifier les grandeurs globales connues (volume, poids du modèle).

Recherche des erreurs de conditions limites : avec un chargement simple, vérifier tous les nœuds à déplacements nuls ou sur lesquels se concentrent de fortes contraintes ; vérifier l'équilibre des forces extérieures.

Recherche des erreurs sur les propriétés (y compris sur les unités) : examiner pour cela les résultats des chargements unitaires (poids propre, hydrostatique, thermique, ...) en vérifiant que les résultats ont le même ordre de grandeur que les valeurs déduites de méthodes approchées.

### 6.2.5. Vérification des résultats

Il est toujours plus facile et efficace de vérifier les chargements unitaires (hydrostatique, poids propre, étape de construction d'un remblai, ...) plutôt que les combinaisons de charges ; en effet certains effets se compensent sans laisser de trace sensible, et même le signe d'un résultat particulier n'est pas toujours évident.

Il convient en particulier de vérifier la cohérence entre les déplacements et les contraintes.

*Exemple : pour un modèle de barrage voûte, on peut vérifier la cohérence entre le déplacement  $U$  au centre d'un arc et la contrainte moyenne horizontale dans cet arc  $\sigma$  par la formule approchée :*

$$U = 1,5 \times R \times \sigma / E y$$

As far as constitutive laws of materials are concerned, non linear mechanisms should not be resorted to, unless their necessity has been ascertained, after a first run in linear elasticity.

### 6.2.3. Carefully proceed in order to save time and efforts

Too often, a model is prepared and operated in a straightforward way, with the hope that the final result will be obtained in the first run, but this is very rarely the case.

In fact, experience proves that there is time saving in working step by step, checking the consistency of the intermediate results at the end of each step, in particular when running a non-linear analysis, where the “superposition principle” cannot apply.

The good way consists in assuming, to each step, that the model is false (i.e. include some mistakes, or doesn't correspond to the objective) until proof of the opposite has not been brought.

### 6.2.4. Initial verifications

Mesh verification: for accurate results nodes and elements connection should be carefully verified, elements distortion should be avoided, suitable mesh refinement should be provided where stress concentrations and/or high stress gradient are expected to occur and the total mesh volume must correspond to the structure volume.

Boundary conditions verification: the boundary nodes have to be properly constrained, according to the real site conditions. From the equilibrium equation, the nodal reaction forces resultant must balance the external forces resultant.

Material properties verification (including units): this can be efficiently done by effecting runs with elementary loadings, checking that the orders of magnitude of results match reasonably well the values yielded from simplified methods.

### 6.2.5. Verification of results

It is always easier and more efficient to check results of elementary loadings (hydrostatic, dead weight, stage of construction of an embankment, etc.) than the combination of loads; indeed some effects of simultaneously acting loads may mutually compensate without leaving a controllable trace.

It is especially useful to verify the consistency between the displacements and the constraints.

*Example: for a model of an arch dam, one can check the consistency between the radial displacement  $U$  in the center of a horizontal arch section and the average horizontal stress in this section, referring to the approximate formula:*

$$U = 1,5 \times R \times \sigma / E y$$

où  $R$  est le rayon moyen et  $E_y$  le module élastique du matériau; de même pour un échauffement thermique moyen  $\delta\theta$ , la formule devient :

$$U = -1.5 \times R \times K \times \delta\theta.$$

où  $K$  est le coefficient de dilatation thermique.

Enfin et surtout, il faut vérifier que les résultats obtenus sont cohérents avec les hypothèses faites, en ce qui concerne :

- les lois de comportement : s'il apparaît des tractions supérieures à la résistance des matériaux, l'ouverture probable de fissures dans l'ouvrage doivent-elles être réévaluée en adoptant une loi non linéaire, par exemple une loi « no-tension » ?
- les conditions limites : là encore, une traction à la limite du modèle ne correspondrait-elle plutôt à un déplacement libre ?

Toutes ces vérifications peuvent conduire à reprendre l'analyse avec un jeu d'hypothèses mieux adapté au problème physique étudié.

Une attitude saine consiste à faire en permanence le parallèle entre le modèle et la réalité physique et à essayer de traduire en termes physiques ce que le modèle fait numériquement.

*Exemple : dans le processus « no-tension » tel que formulé par Zienkiewicz (Zienkiewicz 1967), la simulation de l'apparition de fissures dans un matériau qui ne résiste pas à la traction est réalisée par annulation des contraintes de traction calculées élastiquement, et par calcul des déplacements engendrés par les forces ainsi relâchées; mais l'endommagement n'est pas considéré et la matrice de rigidité du modèle n'est pas modifiée; cela signifie notamment qu'en cas de chargement inverse, ces fissures ne pourront pas se refermer. Ce que fait le modèle correspond en fait à créer les fissures et à les réparer aussitôt (par injection).*

## 6.2.6. Cas des analyses non linéaires

Les analyses dans lesquelles un comportement non linéaire est invoqué présentent des difficultés particulières d'exécution et d'interprétation. Les difficultés d'exécution tiennent à une éventuelle non convergence du processus, qui peut provenir soit de l'algorithme utilisé, soit d'une véritable instabilité qui correspond à la rupture de la structure. Il faut donc étudier soigneusement le processus de convergence, par exemple en suivant l'évolution des déséquilibres en fonction des cycles.

La seconde difficulté réside dans le fait qu'il n'y a pas unicité du résultat, qui dépend du chemin de chargement.

*Exemple : un chargement « poids propre + hydrostatique + thermique » et un chargement « poids propre + thermique + hydrostatique » donneront des résultats identiques en élasticité linéaire, mais ils seront a priori différents si un traitement non linéaire a été réalisé en cours de chargement.*

where  $R$  is the radius of the arch centerline and  $E_y$  the elastic modulus of the material; in the same way for a temperature increase  $\delta\theta$ , the formula becomes:

$$U = -1.5 \times R \times K \times \delta\theta.$$

where  $K$  is the thermal dilatation coefficient.

Finally it is essential to verify that the results of the calculation are consistent with the assumptions made, with regard to :

- constitutive laws: if tensile stresses appear that are greater than the material limit resistance, does the likely opening of cracks in the structure have to be revalued with the use of a non-linear law, for example a “no-tension” law?
- boundary conditions: there again, would a tensile stress at the boundary of the model better be made to correspond to a free displacement?

All these checks can imply the need to extend the analysis effort by considering a wider range of hypotheses that can better represent the physical problem under investigation.

A sound attitude consists in permanently making the parallel between the model and the physical reality and in trying to translate in physical terms what the model shows numerically.

*Example: in the “no-tension” process as formulated by Zienkiewicz (Zienkiewicz 1967), the simulation of crack development in a material that does not resist tension is achieved by putting to zero elastically calculated tensile stresses, and by calculating the displacements generated by such relaxed forces; but the damaging of the material is not considered and the stiffness matrix of the model is not modified; it means notably that in case of reversing loading, the zone will immediately react again and these cracks will not be able to close again. What the model represents in reality corresponds to creating the cracks and repairing them immediately (by grouting).*

### 6.2.6. Case of non-linear analyses

The analyses in which a non-linear behavior has to be considered present particular difficulties of operation and interpretation. Difficulties can stem from a possible non convergence of the process, which can be originated either from the algorithm used, or from an effective instability that corresponds to the failure of the structure. It is therefore necessary to carefully examine the convergence process, for example by following the evolution of the unbalanced forces as a function of the cycles.

A further difficulty is linked to the non- uniqueness of the solution, which depends on the loading path.

*Example: a loading “dead weight + hydrostatic + thermal” and a loading “dead weight + thermal + hydrostatic” will give the same results in linear elasticity, but differences will appear a priori if a non-linear process has been applied during the loading history.*

Il faut donc bien choisir la séquence de charges la plus proche de la réalité, éventuellement les décomposer en sous-étapes.

Dans tous les cas, une analyse non linéaire doit être précédée de l'analyse linéaire équivalente, et les résultats des 2 approches comparées soigneusement. Si le logiciel le permet, examiner les différences de déplacements et de contraintes apportées par les non linéarités.

### **6.2.7. Cas des structures évolutives (Analyses par phases)**

L'évolution d'une structure se produit par exemple pendant la construction d'un barrage remblai par couches, pendant la simulation de l'excavation d'un tunnel, ou encore lorsqu'on veut simuler l'ajout d'un renfort sur une structure existante. Il s'agit d'un cas particulier d'analyse non linéaire : tous les logiciels ne permettent pas de bien représenter l'évolution de la structure. D'autres le permettent à travers des artifices, qui tous impliquent une modification de la matrice de rigidité. Il faut alors être très prudent dans le calcul du champ de contraintes, puisque ce calcul se réfère à la matrice de rigidité : il faut en fait procéder à une addition de champs de contraintes élémentaires correspondant aux diverses configurations successives (ou si le logiciel se charge de cette opération, vérifier qu'il le fait de façon adéquate).

## **6.3. DOMAINES DE DÉVELOPPEMENT UTILES**

### **6.3.1. Qualité des expressions graphiques des résultats**

Les analyses réalisées à l'aide des modèles numériques participent à la définition d'un projet. Elles font aussi partie de sa justification, telle qu'elle doit être présentée à des experts ou autorités en charge de l'approbation des projets.

La façon dont les résultats sont présentés est importante, et ceux-ci doivent apparaître de la façon la plus naturelle, la plus « parlante ». Le mode de présentation graphique des résultats, principalement des champs de contraintes et de déplacements, joue un grand rôle. Ces modes de représentation ont beaucoup évolué dans les vingt dernières années. À ce titre, la plupart des logiciels disponibles sur le marché ont mis à profit les progrès des technologies d'impression en matière de précision et de couleur. Il faut cependant constater que si l'aspect des graphiques a beaucoup progressé, en revanche leur lisibilité et leur précision réelle a plutôt eu tendance à régresser. À l'appui de cette affirmation, les Fig. 12 et 13 représentent le même objet : il s'agit de montrer le champ de contraintes sur le parement aval d'un barrage voûte (surface qui est une surface principale).

Dans le premier exemple, tracé par un logiciel relativement ancien : les contraintes principales sont tracées sous forme de rosettes orientées. Le graphique représente donc 3 grandeurs : la majeure, la mineure et leur orientation. Toutes sont importantes pour bien comprendre la réaction du barrage et comment changer la forme s'il le faut. Le tracé est effectué à échelle contrôlée ce qui permet, par mesurage, de connaître toute valeur.

It is therefore necessary to select adequately the sequence of loadings that best corresponds to reality, with the possible necessity to decompose them in sub-stages.

In any case, as a general rule a non-linear analysis should be preceded by the equivalent linear analysis, and the results of the two approaches should be compared carefully. The differences in displacements and stresses which come from both analyses should be carefully assessed by engineering judgement in order to ascertain the reliability of the non-linear approach.

### **6.2.7. Case of progressive structures (Phased Analyses)**

The evolution (change) of a structure occurs for example during the construction of an embankment dam, during the excavation of a tunnel, or an existing structure is reinforced by added resisting elements. This is the particular case of a non-linear analysis: Not all software have the capability to take into consideration the change of the structure under analysis. Others allow it through artifices, that all imply a modification of the stiffness matrix. It is therefore necessary to be very prudent especially in the calculation of the stress field of constraints, since this calculation refers to the matrix of rigidity: it is necessary to add elementary stress fields corresponding to the various successive configurations (or if the software is in charge of this operation, to verify that it makes it in an adequate way).

## **6.3. NEEDS FOR FUTURE DEVELOPMENTS**

### **6.3.1. Quality of graphic output results**

The analyses carried out with numerical models play a key role in the definition of a project. They are also part of its justification, as it must be presented to experts or authorities in charge of the approval of the projects.

The way in which results are presented is important. The type of graphical presentation of the results makes in general reference to stress and displacement fields. Graphical representations evolved a lot in the last twenty years. In this respect, most software packages available on the market have taken advantage of progress in displaying and printing technology concerning precision and color. However if the aspect of diagrams progressed a lot, on the other hand their legibility and their actual precision rather tends to regress. This opinion is well expressed by the comparison of the Fig. 12 and 13, which both present the same result, i.e. the principal stress field along the downstream face of a concrete dam.

In the first example, produced by a relatively old software, the principal stresses are drawn as scaled vector crosses. The diagram represents 3 quantities, namely the maximum principal stress, the minimum one, and their orientation. All are important to the dam designer to gain a good understanding of how the dam behaves and to judge whether some change in the shape is necessary. The tracing is done to a controlled scale that permits, by direct measurement, to accurately know each value.

Dans le second exemple, tracé par un logiciel généraliste du marché, chacune des 3 vues donne la répartition dans l'espace d'un scalaire, ici les 3 composantes normales du tenseur de contraintes dans le repère général XYZ. On peut aussi choisir de représenter les autres composantes, ou bien les contraintes principales majeure, mineure et intermédiaire. La répartition de l'information sur 3 vues différentes ne donne pas la même vision synthétique, de plus l'échelle est relativement imprécise, et on a perdu l'information sur l'orientation.

Si la première forme d'expression est complètement satisfaisante du point de vue fonctionnel, elle apparaît aujourd'hui obsolète par rapport aux possibilités graphiques des systèmes modernes. Et les performances de la seconde catégorie sont aujourd'hui très appauvries. Il y a donc un champ d'amélioration très large dans ce domaine. Il est vrai qu'il est difficile de représenter dans l'espace l'intégralité d'un tenseur à 3 dimensions. On peut espérer que les possibilités offertes par les tout récents systèmes de la 3-D grand public seront bientôt mise à profit dans le domaine de l'ingénierie des modèles numériques.

### **6.3.2. Contrôle des processus d'analyse non linéaire**

Une des difficultés qui se posent lors d'une analyse non linéaire est la nécessité de vérifier la convergence du processus. Les logiciels se contentent généralement de réaliser un contrôle du déséquilibre général relatif, c'est-à-dire la proportion d'énergie non équilibrée par rapport à l'énergie totale de déformation. Cela suffit pour les modèles simples ne contenant que des matériaux peu différents en rigidité, mais s'est révélé défaillant dans des cas spécifiques, comme l'étude des ouvertures de joints dans la face amont d'un remblai à masque amont en béton. La raison en est qu'il suffit parfois d'une toute petite force de déséquilibre à un endroit stratégique pour retenir tout un système (c'est l'effet « fermeture Éclair »). Il serait utile que tous les logiciels à capacités non linéaires disposent de moyens de connaître (et même de visualiser), à différentes étapes du calcul, l'importance des déséquilibres locaux.

### **6.3.3. Modélisation des chargements particuliers**

À sa parution en 2001, le bulletin 122 avait établi une liste claire des phénomènes particuliers approchés en général de façon empirique ou expérimentale, pour lesquels l'évaluation quantitative n'est aujourd'hui qu'approximative. En fait, on sait qu'un certain nombre de structure dans le monde souffrent d'une expansion d'origine chimique de leur béton. Il s'agit surtout de la réaction alcali-granulats (RAG), mais aussi de plus en plus de la formation différée d'ettringite.

La connaissance de l'alcali-réaction dans les structures en béton a fait l'objet d'importants efforts pour mettre au point des méthodes pour identifier la pathologie des ouvrages existants et prévenir son apparition dans les nouvelles constructions. On a élaboré des méthodes d'essais sur les granulats, les ciments et les bétons, qui ont permis de réduire considérablement le risque d'apparition de la RAG dans les nouveaux ouvrages. Il existe pourtant aujourd'hui dans le monde un grand nombre



In the second example, drawn by one of the leading general software packages available on the market, each of the 3 views gives the spatial distribution of a scalar, here the 3 normal components of the stress tensor in the general reference XYZ system. One can also choose to represent the principal stress components, or the major, minor and intermediate principal stresses. However the distribution of information on 3 different views does not give the same synthetic vision, besides the scale is relatively imprecise and visual information of the orientation of principal stresses is lost.

If the first type of output is fully satisfactory from a functional point of view, it appears today obsolete in relation to the graphic possibilities of modern software. In the opposite, the performance of the second category is today very impoverished. There is therefore a very large possibility of improvement in this field. One can hope that the new possibilities offered by the quite recent 3-D viewers will be put soon to profit in the domain of the engineering of the numerical models.

### **6.3.2. Control of the non-linear analysis processes**

One of the difficulties brought by non-linear process in finite element analyses is the need to check the process convergence. Non-linear software generally use only a global convergence criterion, based on the proportion of unbalanced energy relative to the total deformation energy. This may be adequate and sufficient with simple models made with approximately homogeneous materials, however this criterion as proved to fail in some specific cases, e.g. opening of joints in a concrete slab of a CFRD. The reason is that even a small unbalanced local force may prevent a whole structure from collapsing (this is the “zipper” effect). Only the engineer can detect such critical cases, and it is therefore necessary that all software with non-linear capabilities propose means to detect (and visualize) the amount of local unbalanced forces, at different steps of the analysis.

### **6.3.3. Modeling of particular loadings**

When issued (2001), the Bulletin 122 had clearly stated a list of particular phenomena generally approached experimentally and/or empirically and for which a quantitative evaluation was limited to first approximations only. As a matter of fact, a number of structures worldwide are known to suffer from chemically induced expansion of the concrete. This includes primarily alkali aggregate reaction (AAR) but increasingly also delayed ettringite formation.

Making reference to the discovery of AAR in concrete structures, important efforts have been made in developing methods aimed at identifying pathology in existing concretes and at preventing its occurrence in new ones. Several tests and methods have been set up, concerning aggregates, cements and concrete mix design. These investigations have strongly limited the possibility of AAR occurrence in newly built structures. Nevertheless, a large number of concrete structures built before this improvement in knowledge exist in the world. Given the very slow rate

d'ouvrages construits avant cette avancée technologique. Et comme ce phénomène ne se développe que très lentement, de nouveaux cas apparaissent encore aujourd'hui et on peut s'attendre à ce que ceci dure encore pendant des années. On a donc de plus en plus besoin de méthodes pratiques pour évaluer ces structures, concevoir leur réparation ou simplement prédire leur durée de vie restante.

Au sein de ces méthodes d'évaluation, les modèles numériques, en développement constant depuis les années 90, peuvent être un outil efficace. La comparaison entre leurs résultats et l'observation de terrain n'est pas aisée quand interviennent des phénomènes complexes physico-chimiques comme l'alcali-réaction. Les praticiens souhaitent pouvoir calibrer leur modèle avec des mesures de terrain limitées dans le temps (notamment les déplacements irréversibles de barrages, la cartographie de fissures dans le béton armé) de façon à pouvoir extrapoler le comportement futur des structures en l'état ou après renforcement.

Lors du congrès de la CIGB à Brasilia, les comités techniques des méthodes de calcul et des bétons se sont rapprochés pour attirer l'attention sur les conséquences de l'alcali-réaction sur le comportement des structures hyperstatiques, et sur les moyens d'évaluer la capacité des différentes méthodes existantes (avec leurs lois et logiciels) à traiter du problème de gonflement du béton. La question a été à nouveau soulevée lors d'un symposium qui s'est tenu à Gennevilliers (France) en septembre 2009, juste avant le 10<sup>e</sup> atelier de comparaison des méthodes de calcul de la CIGB.

Les modèles (aux éléments finis) qui ont la capacité d'intégrer le gonflement du béton n'ont pas encore fait l'objet d'une évaluation formelle, si ce n'est de façon très partielle dans le cadre des ateliers de comparaison de la CIGB, avec les cas des barrages de Pian Telesio and Poggia, cités dans les sections 4.3.1 et 4.3.3 du Chapitre 4. C'est la raison pour laquelle un nouveau problème numérique va être proposé dans le cadre du 11<sup>e</sup> Atelier de comparaison, qui se tiendra en septembre 2001 à Valence en Espagne.

of AAR-development in concrete, cases of affected structures, built a long time ago, are just now coming out or will presumably come out in several years. The need for practical methods to deal with these structures, to repair them or just to predict their residual life-duration is therefore growing.

In the frame of these appraisal methods, numerical models may be a powerful tool, in constant development since the 90's. The use of numerical results and their comparison to reality may be rather difficult in the case of a complex multi-physics phenomenon such as AAR. Practitioners would like to be able to calibrate their model with the limited historical field observations (typically inelastic crest displacements for dams, or crack maps for reinforced concrete) and then use them to extrapolate the behaviour of the existing or modified structure into the future.

During the last ICOLD Congress in Brasilia, a common meeting between the technical committee on concrete and the technical committee on numerical methods for dams took place, during which the attention was called upon consequences of AAR on the structural behaviour of hyperstatic structures, and the question was raised on how to evaluate the different existing methods and software which have the ability to consider concrete swelling. The question was again put on the table at a workshop held in Gennevilliers in September 2009, just before the 10th ICOLD benchmark workshop on numerical methods of analysis of dams.

Expansive concrete (finite element) models have not yet been assessed within a formal framework. It has been only partially performed within the ICOLD International Benchmark Workshops on Numerical Analysis of Dams, with the case histories of Pian Telesio and Pogia mentioned in Sections 4.3.1 and 4.3.3 of Chapter 4. This is why a new numerical problem will be proposed in the frame of the 11th Benchmark workshop, to be held in 2001 in Valencia (Spain).

---

## BIBLIOGRAPHIE

---

### *Références du Chapitre 2*

- BARBOUR S.L. and KRAHN J.L. (2004). « *Numerical Modeling Prediction or Process?* » Geotechnical News, Dec. 2004
- BELYTSCHKO T., LIU W. K. and MORAN B. (2000). *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*, Wiley, Chichester.
- CARRÈRE, A., TARDIEU. B., O. OZANAM. (1993) « *Uses and misuses of realistic numerical models in dam safety evaluation* », Atelier international sur l'évaluation de la sécurité des barrages. Grindelwald, Switzerland.
- CHEN, S.H., WANG, J.S., ZHANG, J.L., (1996). « *Adaptive elasto-viscoplastic FEM analysis for hydraulic structures* ». J. Hydraulic Eng. 19(2), 68-75.
- CIGB (1985). Comptes rendus du 15<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages (Lausanne, 1985 ; Questions 58 and 59).
- CIGB (1991). Comptes rendus du 17<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages (Vienna, 1991 ; Question 66).
- CIGB (2001). Bulletin Technique N° 122 « *Procédures de calcul des barrages* », Paris.
- FANELLI M., FANELLI A., SALVANESCHI P. (1993). « *A neural network approach to the definition of near-optimal arch dam shape* ». Dam Engineering, Vol. IV, Issue 2.
- FAUCHET, B., COUSSY, O., CARRÈRE, A. and TARDIEU, B. (1991). « *Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations* ». Dam Engineering, Vol. 2, issue 3, pp.165-192.
- FRIGERIO, A., MEGHELLA, M. (2009). « *Initial strain and stress development in a thin arch dam considering realistic construction sequence* », Thème A, 10<sup>e</sup> Atelier de comparaison des méthodes de calcul pour les barrages. Septembre 2009, Gennevilliers, Paris, France.
- GHRIB, F., LÉGER, P., TINAWI, R., LUPIEN, R., VEILLEUX, M. (1997). « *Seismic safety evaluation of gravity dams* ». Hydropower and Dams. Issue 2, pp.126-138.
- KREUZER, H. (2000). « *The Use of Risk Analysis to Support Dam Safety Decision and Management* », Rapport général Q 76. Comptes rendus du 20<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Pékin.
- LÉGER, P., CÔTÉ, M., TINAWI, R. (1995). « *Thermal protection of concrete dams subjected to freeze-thaw cycles* ». Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 22, No. 3, pp. 588-602.
- LÉGER, P., TINAWI, R., BHATTACHARJEE, S.S. and LECLERC, M. (1997). « *Failure mechanisms of gravity dams subjected to hydrostatic overload: Influence of weak lift joints* ». 19<sup>e</sup> Congrès de CIGB, Florence, Q. 75, R. 2, pp. 11-37.
-

---

# BIBLIOGRAPHIE

---

## *References of Chapter 2*

- BARBOUR S.L. AND KRAHN J.L. (2004). “*Numerical Modeling Prediction or Process?*” Geotechnical News, Dec. 2004
- BELYTSCHKO T., LIU W. K. AND MORAN B. (2000). *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*, Wiley, Chichester.
- CARRÈRE, A., TARDIEU. B., O. OZANAM. (1993) “*Uses and misuses of realistic numerical models in dam safety evaluation*”, International Workshop on Dam Safety Evaluation. Grindelwald, Switzerland.
- CHEN, S.H., WANG, J.S., ZHANG, J.L., (1996). “*Adaptive elasto-viscoplastic FEM analysis for hydraulic structures*”. J. Hydraulic Eng. 19(2), 68-75.
- ICOLD (1985). Proceedings of the 15th International Congress on Large Dams (Lausanne, 1985; Questions 58 and 59)
- ICOLD (1991). Proceedings of the 17th International Congress on Large Dams (Vienna, 1991; Question 66).
- ICOLD (2001). Technical Bulletin 122 “*Computational Procedures for Dam Engineering*”, Paris.
- FANELLI M., FANELLI A., SALVANESCHI P. (1993). “*A neural network approach to the definition of near-optimal arch dam shape*”. Dam Engineering, Vol. IV, Issue 2.
- FAUCHET, B., COUSSY, O., CARRÈRE, A. AND TARDIEU, B. (1991). “*Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations*”. Dam Engineering, Vol. 2, issue 3, pp.165-192.
- FRIGERIO, A., MEGHELLA, M. (2009). “*Initial strain and stress development in a thin arch dam considering realistic construction sequence*”, Theme A, 10th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of dams. 16-18 September 2009, Gennevilliers, Paris, France.
- GHRIB, F., LÉGER, P., TINAWI, R., LUPIEN, R., VEILLEUX, M. (1997). “*Seismic safety evaluation of gravity dams*”. Hydropower and Dams. Issue 2, pp.126-138.
- KREUZER, H. (2000). “*The Use of Risk Analysis to Support Dam Safety Decision and Management*”, General Report to Q. 76. 20th ICOLD Congress, Beijing.
- LÉGER, P., CÔTÉ, M., TINAWI, R. (1995). “*Thermal protection of concrete dams subjected to freeze-thaw cycles*”. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 22, No. 3, pp.588-602.
- LÉGER, P., TINAWI, R., BHATTACHARJEE, S.S. AND LECLERC, M. (1997). “*Failure mechanisms of gravity dams subjected to hydrostatic overload: Influence of weak lift joints*”. ICOLD 19th Congress, Florence, Q. 75, R. 2, pp. 11-37.

- LÉGER, P., TINAWI, R., JAVANMARDI, F., LECLERC, M. (2003). « *Transient damping and uplift pressure responses of cracked concrete gravity dams subjected to earthquakes* ». 21<sup>e</sup> Congrès CIGB, Montréal, Q. 83.
- LUPIEN, R. (1994). « *Les originalités de la réfection des barrages-poids de Rapides-Farmers* ». Proceedings of Canadian Dam Safety Conference, Winnipeg, Manitoba, Canada, pp. 101-115.
- Meyers, M. (1994), *Dynamic Behavior of Materials*, Wiley, New York.
- PROUX J., DARBRE G. and KAMILERIS N. (2004). « *Analytical and Experimental Investigation of Damping in Arch Dams Based on Recorded Earthquakes* ». 13th World conference on Earthquakes Engineering, Vancouver, B.C. Canada, papier N° 68.
- SADOUKI H. and WITTMANN F.H (1991). « *Prediction Of Thermal And Hydral Gradients In Concrete Dams* », Dam Engineering, Vol.2, Issue 1, January 1991 pp 21-35.
- TINAWI, R., LÉGER, P., LECLERC, M. and CIPOLLA, G. (2000). « *Seismic safety of gravity dams: from shake table experiments to numerical analyses* ». ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 12, pp. 518-529.
- VON NEUMANN, J. and RICHTMYER, R. D. (1950). « *A Method for the Calculation of Hydrodynamic Shocks* », Journal of Applied Physics 21, pp. 232-237.
- ZUKAS J. (1990). *High Velocity Impact Dynamics*, Wiley, New York.

### *Références du Chapitre 3*

- BOSSONEY C. (1985). « *Comparaison des observations avec le comportement prévu à l'aide de modèles analytiques et statistiques.* » Comptes rendus du 15<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages (Lausanne), Q. 56-12, pp. 85-89.
- BOSSONEY C. (1995). « *Knowledge based modeling of dam behavior with neuronal networks.* » Research and development in the field of dams, Swiss national committee on large dams, Crans-Montana, pp. 201-217.
- CARRÈRE, A., DES CROIX, P., TARDIEU, B. (1989). « *Ten Years of Experience in Calculation of Arch Concrete Dams and Other Non-Linear Structures* », International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen.
- CARRÈRE, A., COLSON, M., GOGUEL, B., NORET, Ch. (2000). « *La modélisation : outil d'aide à l'interprétation des mesures* ». Comptes rendus du 20<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Pékin, Q. 78, R. 63, Vol. 3.
- CSB (COMITÉ SUISSE DES BARRAGES) (2003). Groupe de Travail, « *Methods of analysis for the prediction and verification of dam behavior* », Wasser, Energie, Luft, Heft 34.
- DIBIAGIO, E. (2000). « *Monitoring of Dams and Their Foundations* ». Comptes rendus du 20<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Pékin. Rapport général Question 78, vol. 3.

- LÉGER, P., TINAWI, R., JAVANMARDI, F., LECLERC, M. (2003). “*Transient damping and uplift pressure responses of cracked concrete gravity dams subjected to earthquakes*”. ICOLD 21st Congress, Montreal, Q. 83.
- LUPIEN, R. (1994). “*Les originalités de la réfection des barrages-poids de Rapides-Farmers*”. Proceedings of Canadian Dam Safety Conference, Winnipeg, Manitoba, Canada, pp. 101-115.
- MEYERS, M. (1994), *Dynamic Behavior of Materials*, Wiley, New York.
- PROUX J., DARBRE G. AND KAMILERIS N. (2004). “*Analytical and Experimental Investigation of Damping in Arch Dams Based on Recorded Earthquakes*”. 13th World conference on Earthquakes Engineering, Vancouver, B.C. Canada, papier N° 68.
- SADOUKI H. AND WITTMANN F.H (1991). “*Prediction Of Thermal And Hydral Gradients In Concrete Dams*”, Dam Engineering, Vol. 2, Issue 1, January 1991 pp 21-35.
- TINAWI, R., LÉGER, P., LECLERC, M. AND CIPOLLA, G. (2000). “*Seismic safety of gravity dams: from shake table experiments to numerical analyses*”. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No.12, pp.518-529.
- VON NEUMANN, J. AND RICHTMYER, R. D. (1950). “*A Method for the Calculation of Hydrodynamic Shocks*”, Journal of Applied Physics 21, pp. 232-237.
- ZUKAS J. (1990). *High Velocity Impact Dynamics*, Wiley, New York.

### *References of Chapter 3*

- BOSSONEY C. (1985). “*Comparaison des observations avec le comportement prévu à l'aide de modèles analytiques et statistiques.*” Proceedings of the 15th International Congress on Large Dams (Lausanne), Q56-12, pp.85-89.
- BOSSONEY C. (1995.) “*Knowledge based modeling of dam behavior with neuronal networks.*” Research and development in the field of dams, Swiss National Committee on Large Dams, Crans-Montana, pp. 201-217.
- CARRÈRE, A., DES CROIX, P., TARDIEU, B. (1989). “*Ten Years of Experience in Calculation of Arch Concrete Dams and Other Non-Linear Structures*”, International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen.
- CARRÈRE, A., COLSON, M., GOGUEL, B., NORET, Ch. (2000). “*Modeling: a means of assisting interpretation of readings*” (“La modélisation: outil d'aide à l'interprétation des mesures”). Proceedings 20th International Congress on Large Dams (Beijing), Q. 78, R. 63, Vol. 3.
- CSB (COMITÉ SUISSE DES BARRAGES), (2003). Groupe de Travail, “*Methods of analysis for the prediction and verification of dam behavior*”, Wasser, Energie, Luft, Heft ¾.
- DIBIAGIO, E. (2000). “*Monitoring of Dams and Their Foundations*”. Proceedings. 20th International Congress on Large Dams (Beijing). General Report. Question 78, vol. 3.



- ESCUDER, I., LORENZO J, FLEITZ J, MEMBRILLERA M. (2005). « *Study of Dams Behavior: uncertainties in instrumentation records and numerical modeling. Study cases and recent approaches* ». 73<sup>e</sup> Réunion Annuelle de la CIGB et Symposium, Teheran.
- ESCUDER BUENO, I., BLAZQUEZ PRIETO, F. (2007). « *Theme A – Concrete Dam, Analysis of the elastic behavior of an arch-gravity dam* ». 9<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, St. Petersburg, Russia.
- FANELLI M. AND GIUSEPPE G. (1986). « *Overview of numerical methods at ENEL as compared with observational data for structural and hydraulic systems* ». Int. Conference on Computational Methods and Experimental Measurements, Porto Carras (Greece).
- FANELLI M., GIUSEPPE G., CASTOLDI A., BONALDI P. (1992). « *Dynamic characterization of Talvacchia dam : experimental activities, numerical modeling, monitoring* ». 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid (Spain).
- FRIGERIO A., BON E., MAZZA' G. (2007). « *HISTRIDE: A structural modal identification process based on FEM* ». Scientific Bulletin of the Technical University of Civil Engineering, Bucharest (Romania).
- IWAN, W.D., (1992). « *The State-of-the-Art of Techniques for Evaluation of structural Damage* ». International Workshop on Structural Identification, Dynamic Methods, and Diagnostics. ISMES-Bergamo.
- MARCELLO A., MAZZA' G. (2003). « *Rehabilitation design of Molato dam* ». Comptes rendus du 21<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Montréal (Canada), Q. 82, R. 3.
- POPOVICI, A., SARGHIUTA R., ABDULAMIT, A., ILINCA. C. (2001). « *Prognosis of Schlegeis dam crest displacements by statistical and structural analyses.* » Theme C, 6<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Salzburg.
- RUNDHART, D. E. AND MCCLELLAND, J.L. (1988). « *Parallel Distributed Processing. Explorations in the microstructure of Cognition* ». Vol. 1 and 2, the MIT Press.
- SCHNITTER N. (1969). « *Die sofortige Überprüfung von Staumauerdeformationen* ». Schweiz. Bauzeitung, Heft 49, pp. 961-963.
- SHARMA R.P. et al. (1994). « *Deterministic forecasting model and retrofit instrumentation for safety monitoring of Boundary Dam* ». Comptes rendus du 18<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Durban, Q. 68-R. 62, pp. 1079-1101.
- TAHMAZIAN, B., YEH, C. H., AND PAUL, W. J. (1989). « *Thermal Cracking and Arch Action in Daniel Johnson Dam* », International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen.
- VELTROP, J. A., YEH, C. H., AND PAUL, W. J. (1990). « *Evaluation of Cracks in a Multiple Arch Dam* », Dam Engineering, vol. 1, no. 1.
- WILLM, G. ET BEAUJOINT, N. (1967). « *Les méthodes de surveillance des barrages au service de la production hydraulique d'Électricité de France – Problèmes anciens et solutions nouvelles* », Comptes rendus du 9<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Istanbul, Q. 34/R. 30.



- ESCUDE, I., LORENZO J, FLEITZ J, MEMBRILLERA M. (2005). “*Study of Dams Behavior: uncertainties in instrumentation records and numerical modeling. Study cases and recent approaches*”. 73rd ICOLD Annual Meeting Workshop and Symposium. Teheran.
- ESCUDE BUENO, I., BLAZQUEZ PRIETO, F. (2007). “*Theme A – Concrete Dam, Analysis of the elastic behavior of an arch-gravity dam*”. 9th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, St. Petersburg, Russia.
- FANELLI M. AND GIUSEPPETTI G. (1986). “*Overview of numerical methods at ENEL as compared with observational data for structural and hydraulic systems*”. Int. Conference on Computational Methods and Experimental Measurements, Porto Carras (Greece).
- FANELLI M., GIUSEPPETTI G., CASTOLDI A., BONALDI P., (1992). “*Dynamic characterization of Talvacchia dam: experimental activities, numerical modeling, monitoring*”. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid (Spain).
- FRIGERIO A., BON E., MAZZA’ G. (2007). “*HISTRIDE: A structural modal identification process based on FEM*”. Scientific Bulletin of the Technical University of Civil Engineering, Bucharest (Romania).
- IWAN, W.D., (1992). “*The State-of-the-Art of Techniques for Evaluation of structural Damage*”. International Workshop on Structural Identification, Dynamic Methods, and Diagnostics. ISMES-Bergamo.
- MARCELLO A., MAZZA’ G. (2003). “*Rehabilitation design of Molato dam*”. Proceedings 21st International Congress on Large Dams Congress, Montreal (Canada), Q. 82, R. 3.
- POPOVICI, A., SARGHIUTA R., ABDULAMIT, A., ILINCA. C. (2001). “*Prognosis of Schlegeis dam crest displacements by statistical and structural analyses.*” Proceedings of the 6th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Theme C, Salzburg.
- RUNDHART, D. E. AND MCCLELLAND, J.L. (1988). “*Parallel Distributed Processing. Explorations in the microstructure of Cognition*”. Vol. 1 and 2, the MIT Press.
- SCHNITTER N. (1969). “*Die sofortige Überprüfung von Staumauerdeformationen*”. Schweiz. Bauzeitung, Heft 49, pp. 961-963.
- SHARMA R.P. et al. (1994). “*Deterministic forecasting model and retrofit instrumentation for safety monitoring of Boundary Dam*”. Proceedings 18th International Congress on Large Dams, Durban, Q. 68-R. 62, pp. 1079-1101.
- TAHMAZIAN, B., YEH, C. H., AND PAUL, W. J. (1989). “*Thermal Cracking and Arch Action in Daniel Johnson Dam*”, International Symposium on Analytical Evaluation of Dam Related Safety Problems, Copenhagen.
- VELTROP, J. A., YEH, C. H., AND PAUL, W. J. (1990). “*Evaluation of Cracks in a Multiple Arch Dam*”, Dam Engineering, vol. 1, no. 1.
- WILLM, G. ET BEAUJOINT, N. (1967). “*Les méthodes de surveillance des barrages au service de la production hydraulique d’Électricité de France – Problèmes anciens et solutions nouvelles*”, Proceedings 9th International Congress on Large Dams, Istanbul, Q34/R30.

#### *Références du Chapitre 4*

- ENEL-ISMES (1991). Comptes-rendus du 1<sup>er</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Bergamo, Italy.
- ENEL-ISMES (1992). Comptes-rendus du 2<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Bergamo, Italy.
- CFGB et COYNE & BELLIER (1994). Comptes-rendus du 3<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Paris, Gennevilliers, France.
- MARSAL, R. J. (1973). *Mechanical Properties of Rockfill – in Embankment Dam Engineering*, Casagrande Volume – Wiley & Sons New York – p. 109-200.
- SPANCOLD (1996). Comptes-rendus du 4<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Madrid, Spain.
- USCOLD (1999). Comptes-rendus du 5<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Denver, Colorado, USA.
- ATCOLD et VERBUND (2001). Comptes-rendus du 6<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Salzburg, Austria.
- ROCOLD (2003). Comptes-rendus du 7<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Bucharest, Romania.
- WUHAN UNIVERSITY (2005). Comptes-rendus du 8<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Wuhan, China.
- VNIIG (2007) (VEDENEV ALL-RUSSIAN RESEARCH INSTITUTE OF HYDRAULIC ENGINEERING, INC.), Comptes-rendus du 9<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, St. Petersburg, Russia.
- COYNE ET BELLIER (2009). Comptes-rendus du 10<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Gennevilliers, France.
- LÉVY, M. (1895). Observations sur la catastrophe de Bouzey, Paris, Gauthier-Villard, 1 vol., 45 p.

#### *Références du Chapitre 5*

- ALTAREJOS, L., ESCUDER, I., LOMBILLO A. S., AND GOMEZ DE MEMBRILLERA M. (2008). « *Level II and Level III Probabilistic Methods (Monte-Carlo simulations) applied to the estimation of gravity dams conditional probability of failure* », 33rd South American Meeting on Structural Engineering. Santiago, Chile.
- ALTAREJOS, L., ESCUDER, I., GOMEZ DE MEMBRILLERA, M. AND LOMBILLO, A. (2009). « *Risk analysis and probability of failure of a gravity dam* », Comptes rendus du 23<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, St Petersburg, Q. 91 / R. 49.
- ANTHINIAC P, BONELLI S, CARRÈRE A, DESBORDES O (1998). « *Modelling saturation settlements in rockfill dams, Int. Symp. on new trends and guidelines on dam safety* », Barcelona, ESP, 17-19 June 1998.

#### *References of Chapter 4*

- ENEL-ISMES (1991). Proceedings of First Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Bergamo, Italy.
- ENEL-ISMES (1992). Proceedings of Second Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dam, Bergamo, Italy.
- CFGB et Coyne & Bellier (1994). CFGB and Coyne et Bellier (1994). Proceedings of Third Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Paris, Gennevilliers, France.
- MARSAL, R. J. (1973). *Mechanical Properties of Rockfill – in Embankment Dam Engineering*, Casagrande Volume – Wiley & Sons New York – p. 109-200.
- SPANCOLD (1996). Proceedings of Fourth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Madrid, Spain.
- USCOLD (1999). Proceedings of Fifth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Denver, Colorado, USA.
- ATCOLD and VERBUND (2001). Proceedings of Sixth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Salzburg, Austria.
- ROCOLD (2003). Proceedings of Seventh Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Bucharest, Romania.
- WUHAN UNIVERSITY (2005). Proceedings of Eighth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Wuhan, China.
- VNIIG (2007) (VEDENEV ALL-RUSSIAN RESEARCH INSTITUTE OF HYDRAULIC ENGINEERING, INC.), Proceedings of Ninth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, St. Petersburg, Russia.
- Coyne et Bellier (2009). Proceedings of the Tenth Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Gennevilliers, France.
- LÉVY, M. (1895). Observations sur la catastrophe de Bouzey, Paris, Gauthier-Villard, 1 vol., 45 p.

#### *References of Chapter 5*

- ALTAREJOS, L., ESCUDER, I., LOMBILLO A. S., AND GOMEZ DE MEMBRILLERA M. (2008). “*Level II and Level III Probabilistic Methods (Monte-Carlo simulations) applied to the estimation of gravity dams conditional probability of failure*”, 33rd South American Meeting on Structural Engineering. Santiago, Chile.
- ALTAREJOS, L., ESCUDER, I., GOMEZ DE MEMBRILLERA, M. AND LOMBILLO, A. (2009). “*Risk analysis and probability of failure of a gravity dam*”, Proceedings of the 23rd International Congress on Large Dams (St Petersburg). Q. 91 / R.49.
- Anthinac P, Bonelli S, Carrère A, Desbordes O (1998). “*Modelling saturation settlements in rockfill dams, Int. Symp. on new trends and guidelines on dam safety*”, Barcelona, ESP, 17-19 June 1998.

- ANTHINIAC P. (1999). « *Modélisation Hydroplastique des Enrochements de Barrage par Éléments Finis* », Thèse Université Aix-Marseille II, France.
- ANTHINIAC, P., CARRÈRE, A., DEVELAY, D., ANDRZEJEWSKI, R. (2002). « *The contribution of numerical analysis to the design of CFRD* », *Hydropower and Dams*, Vol. 9, Issue 4.
- BYRNE, P. (1995). « *A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand* ». Proc. of the 2nd Int. Conference on Recent advances in Geotechnical earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Missouri. Paper No. 1.24, 47-55.
- CARRÈRE A., MAZZÀ G. (2007). « *The Contribution of ICOLD Dams & Computation Technical Committee on Computational Aspects of Dam Analysis and Design* ». 5th Int. Conference on Dam Engineering, Lisbon (Portugal).
- CARRÈRE A., ESCUDER I., MAZZÀ G. (2010). « *The contribution of the ICOLD Committee on Computational Aspects of Dam Analysis and Design to the diffusion of the knowledge in the numerical modelling and to the transfer of know-how between generations* », Symp. Dam Safety – Sustainability in a changing environment. 8th IECS2010, Innsbruck (Austria).
- CIGB (1994). Bulletin Technique N° 94. « *Logiciels de Calcul des Barrages. Validation* », Paris.
- CIGB (1995). Bulletin Technique N° 99. « *Ruptures de Barrages Analyse Statistique* », Paris.
- CIGB (2001). Bulletin Technique N° 122. « *Procédures de Calcul des Barrages* », Paris.
- DELGADO, F.; HUBERT, N.; ESCUDER, I.; MEMBRILLERA, M. (2006). « *Revised criteria for evaluating granular filters in earth and rockfill dams* ». Comptes-rendus du 23<sup>e</sup> Congrès des Grands Barrages, Q. 86-R. 29. Barcelona.
- DUNCAN, J.M., SEED, R.B., WANG, K.S., AND OZAWA, Y. (1984). *FEADAM 84: a computer program for finite element analysis of dams*. Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Va.
- ESCUDER, I., ANDREU, J. ET RECHEA M. I. (2005). « *An Analysis of Stress-strain Behaviour of Quarried Rock Shells* », Canadian Geotechnical Journal. Volume 42, Canada
- ESCUDER I. (2005). « *Theme C. Evaluation of the behaviour and safety (static and dynamic) of a rockfill dam* ». Comptes-rendus du 8<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Wuhan, China.
- ESCUDER, I., MEMBRILLERA, M. Y ALTAREJOS (2006). *FLAC numerical models applied to safety assessment of dams*. 3rd FLAC International Symposium. Flac and numerical modeling in Geomechanics-2006. Balkema pp. 157-161, Madrid.
- MARULANDA C. ET ANTHINIAC P. (2009). « *Analysis of a concrete face rockfill dam including concrete face loading and deformation* ». Comptes-rendus du 10<sup>e</sup> Atelier de Comparaison des Méthodes de Calcul pour les Barrages, Paris.

- ANTHINIAC P. (1999). “*Modélisation Hydroplastique des Enrochements de Barrage par Éléments Finis*”, Thèse Université Aix-Marseille II, France.
- ANTHINIAC, P., CARRÈRE, A., DEVELAY, D., ANDRZEJEWSKI, R. (2002). “*The contribution of numerical analysis to the design of CFRD*”, Hydropower and Dams, Vol. 9, Issue 4.
- BYRNE, P. (1995). “*A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand*”. Proc. of the 2nd Int. Conference on Recent advances in Geotechnical earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Missouri. Paper No. 1.24, 47-55.
- CARRÈRE A., MAZZÀ G. (2007). “*The Contribution of ICOLD Dams & Computation Technical Committee on Computational Aspects of Dam Analysis and Design*”. 5th Int. Conference on Dam Engineering, Lisbon (Portugal).
- CARRÈRE A., ESCUDER I., MAZZA’ G. (2010). “*The contribution of the ICOLD Committee on Computational Aspects of Dam Analysis and Design to the diffusion of the knowledge in the numerical modelling and to the transfer of know-how between generations*”, Symp. Dam Safety – Sustainability in a changing environment. 8th IECS2010, Innsbruck (Austria).
- ICOLD (1994). Technical Bulletin N° 94. “*Computer software for dams. Validation*”, Paris.
- ICOLD (1995). “*Dam failures. Statistical analysis*”, Paris.
- ICOLD (2001). Technical Bulletin N° 122. “*Computational procedures for dam engineering*”, Paris.
- DELGADO, F.; HUBERT, N.; ESCUDER, I.; MEMBRILLERA, M. (2006). “*Revised criteria for evaluating granular filters in earth and rockfill dams*”. Q-86-R.29. 23rd ICOLD Congress. Barcelona.
- DUNCAN, J.M., SEED, R.B., WANG, K.S., AND OZAWA, Y. (1984). *FEADAM 84: a computer program for finite element analysis of dams*. Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Va.
- ESCUDER, I., ANDREU, J. AND RECHEA M. I. (2005). “*An Analysis of Stress-strain Behaviour of Quarried Rock Shells*”, Canadian Geotechnical Journal. Volume 42 Canada
- ESCUDER I. (2005). “*Theme C. Evaluation of the behaviour and safety (static and dynamic) of a rockfill dam*”. 8th Benchmark Workshop on Dam Analysis. Wuhan, China
- ESCUDER, I., MEMBRILLERA, M. Y ALTAREJOS (2006). *FLAC numerical models applied to safety assessment of dams*. 3rd FLAC International Symposium. Flac and numerical modeling in Geomechanics-2006. Balkema pp. 157-161 Madrid.
- MARULANDA C. AND ANTHINIAC P. (2009). “*Analysis of a concrete face rockfill dam including concrete face loading and deformation*”. 10th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. Paris

- MARTIN, G. R., FINN, W.D.L., AND H. B. SEED (1975). « *Fundamentals of liquefaction under cyclic loading* », Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 101 (GT5). 423-438.
- NOBARI, E.S. ET DUNCAN, J.M. (1972). *Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams*. Report T-72-1, Office of Research Services, University of California, Berkeley, Calif.
- SAOUMA V., SELIER A., CHARLWOOD R. (2009). « *Management of alkali aggregate affected structures: analysis, performance and prediction* ». Course held at Coyne-et-Bellier. Paris (France).
- WANG, Z. L., DAFALIAS Y. F. AND SHEN. C. K. (1990). « *Bounding Surface Hypoplasticity Model for Sand* », Journal of Engineering Mechanics. ASCE., Volume 116, N. 5

*Références du Chapitre 6*

- ZIENKIEWICZ, O.C., TAYLOR, R.L. (1967). « *The Finite Element Method* », McGraw-Hill. New York, USA.

- MARTIN, G. R., FINN, W.D.L., AND H. B. SEED (1975). “*Fundamentals of liquefaction under cyclic loading*”, Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 101 (GT5). 423-438.
- NOBARI, E.S. AND DUNCAN, J.M. (1972). *Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams*. Report T-72-1, Office of Research Services, University of California, Berkeley, Calif.
- SAOUMA V., SELLIER A., CHARLWOOD R. (2009). “*Management of alkali aggregate affected structures: analysis, performance and prediction*”. Course held at Coyne-et-Bellier. Paris (France).
- WANG, Z. L., DAFALIAS Y. F. AND SHEN. C. K. (1990). “*Bounding Surface Hypoplasticity Model for Sand*”, Journal of Engineering Mechanics. ASCE,. Volume 116, N.5

*References of Chapter 6*

- ZIENKIEWICZ, O.C., TAYLOR, R.L. (1967). “*The Finite Element Method*”, McGraw-Hill. New York, USA.

---

# TABLEAUX

---

Tableau 1	Les quatre étapes d'un modèle numérique
Tableau 2	Analyse aux éléments finis d'un système barrage-fondation-réservoir
Tableau 3	Analyse de sécurité d'un système barrage-réservoir-fondation en crue
Tableau 4	Évaluation de la sécurité sismique d'un système barrage-réservoir-fondation
Tableau 5	Mécanismes de défaillance d'un barrage poids
Tableau 6	Cohérence dans la modélisation dynamique
Tableau 7	Utilisation des modèles numériques pour le premier chargement d'un barrage
Tableau 8	Utilisation des modèles numériques dans la surveillance d'un barrage en service
Tableau 9	Usage des modèles statistiques dans la surveillance des barrages
Tableau 10	Distribution des types de barrages et caractéristiques des problèmes proposés

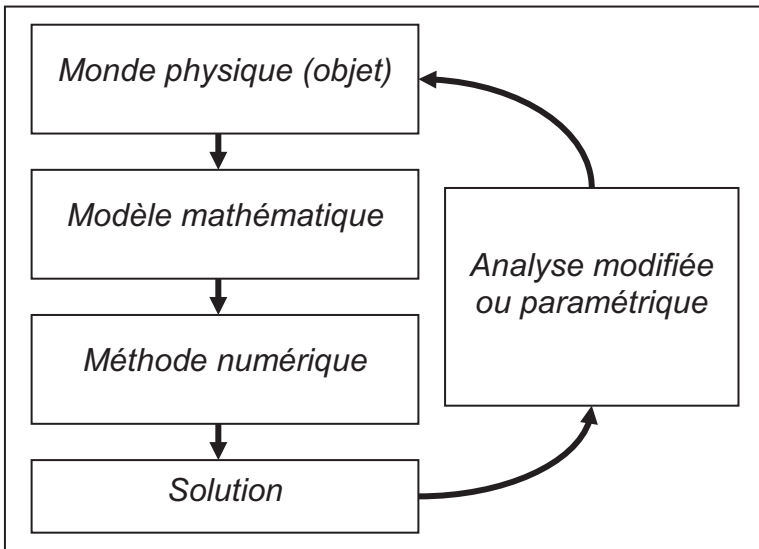


Tableau 1  
*Les quatre étapes d'un modèle numérique*



---

# TABLES

---

Table 1	The four steps of a numerical model
Table 2	Computer analysis of a dam-foundation-reservoir system
Table 3	Flood safety analysis of a dam-foundation-reservoir system
Table 4	Seismic safety evaluation of a dam-foundation-reservoir system
Table 5	Failure mechanisms for a gravity dam
Table 6	Consistency in dynamic modeling
Table 7	Use of numerical models during first impounding of the reservoir
Table 8	Use of numerical models during dam operation
Table 9	Use of the statistical models in dam surveillance
Table 10	Distribution of dam types and characteristics for proposed problems

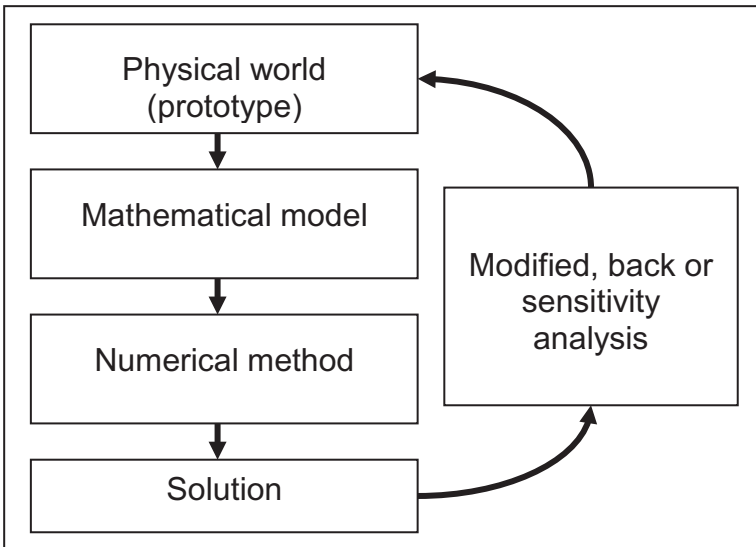


Table 1  
*The four steps of a numerical model*

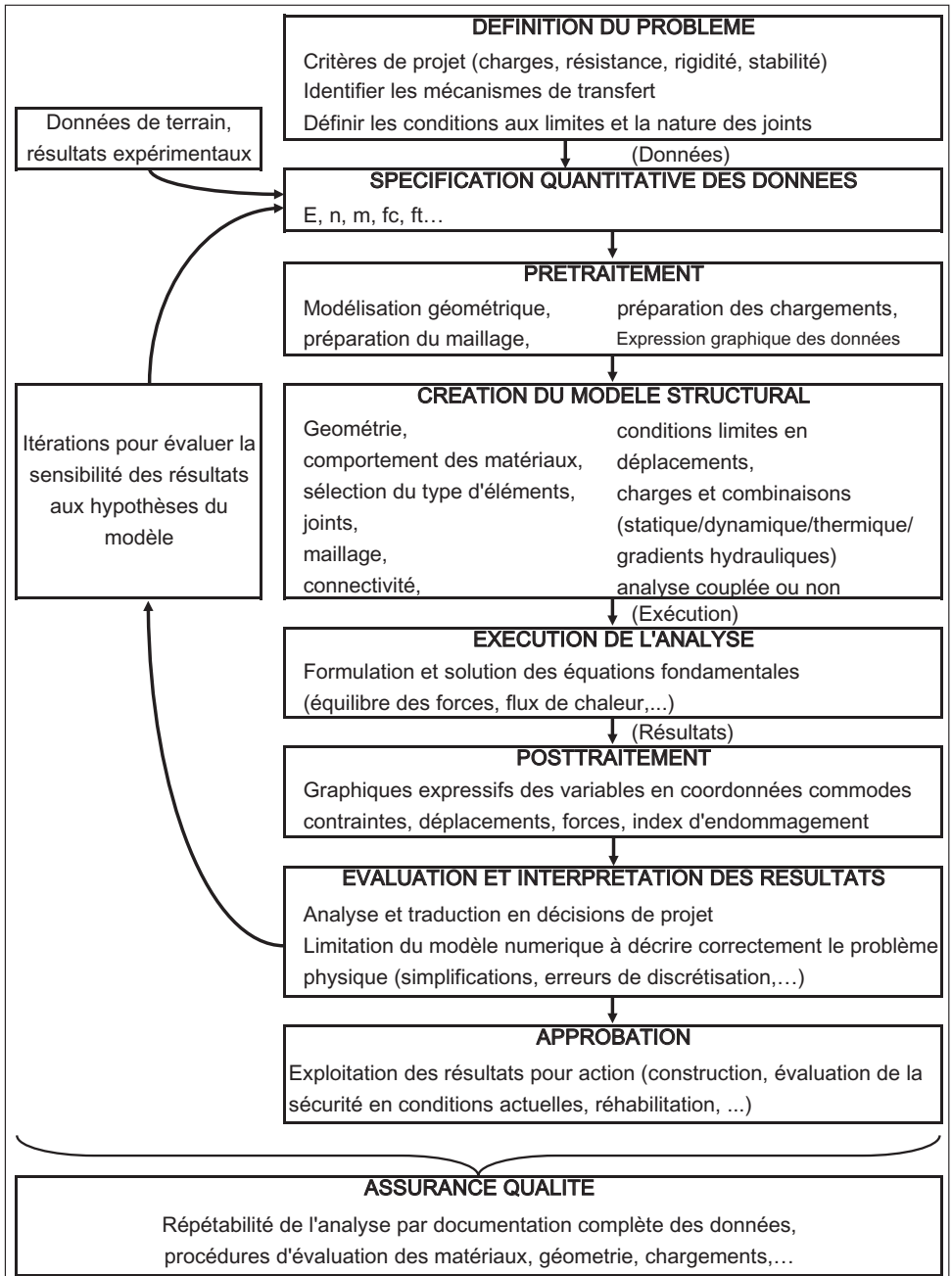


Tableau 2  
*Analyse aux éléments finis d'un système barrage-fondation-réservoir*

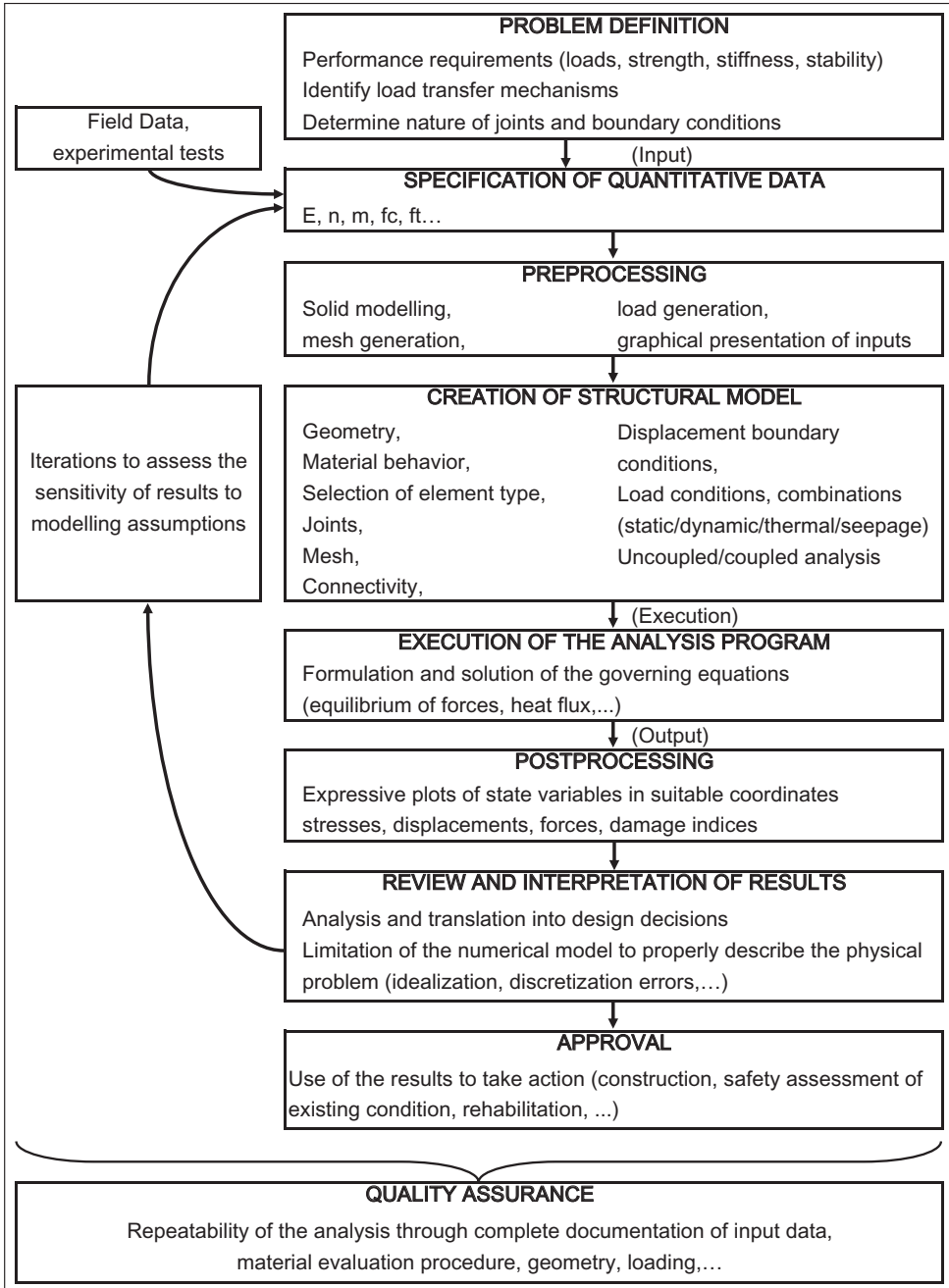


Table 2  
 Computer Analysis of a dam-foundation-reservoir system

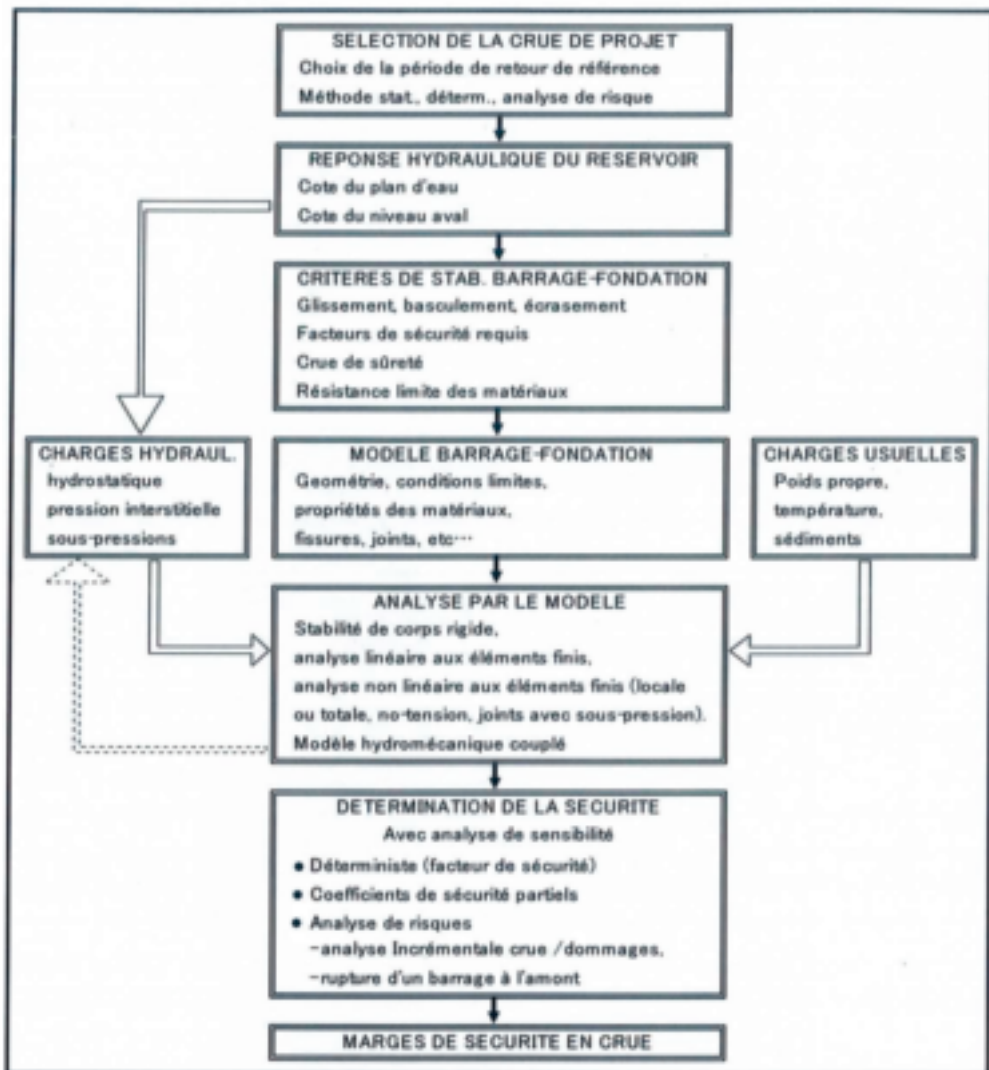


Tableau 3  
Analyse de sécurité d'un système barrage-réservoir-fondation en crue

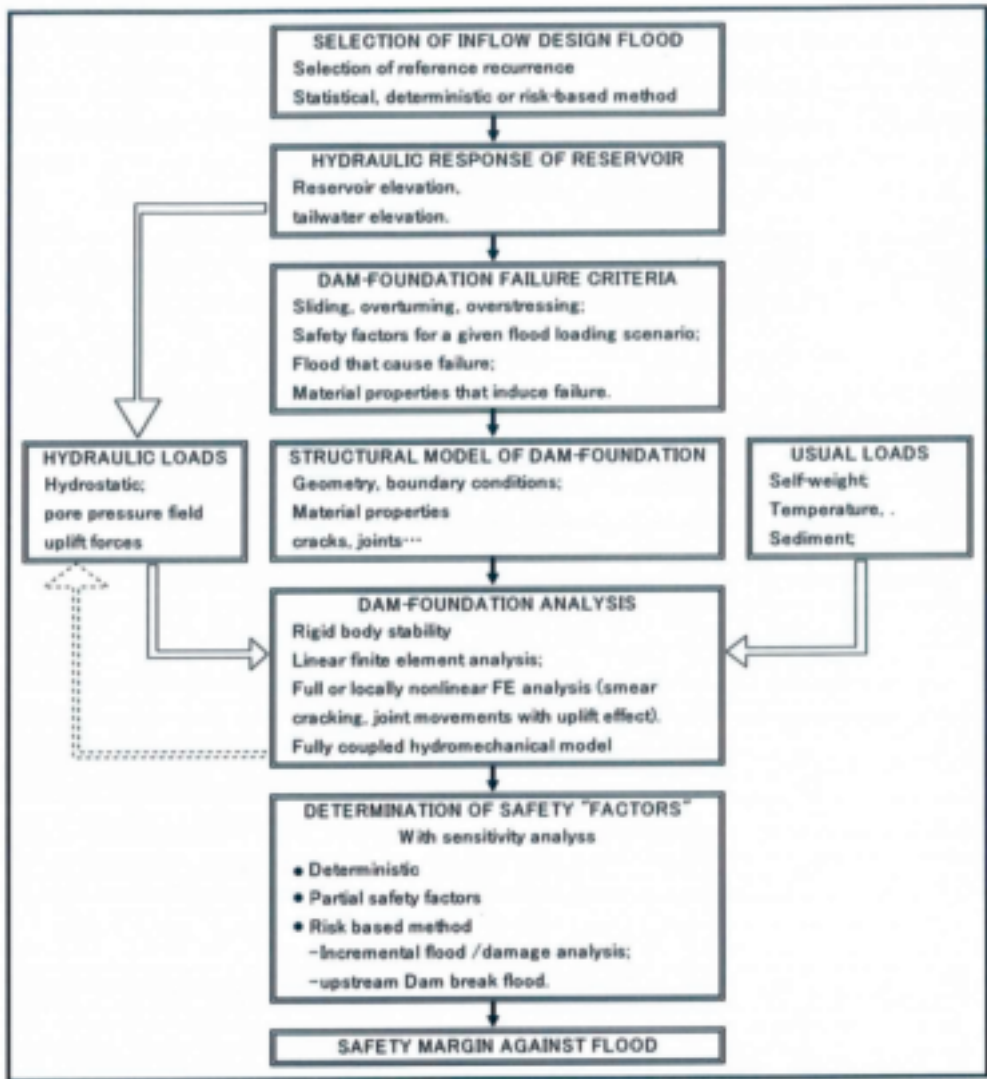


Table 3  
Flood safety analysis of a dam-foundation-reservoir system

<b>Conditions statiques et charges initiales</b>		
Etat initial du barrage(fissures, joints,...)		
Conditions de chargement statique y compris sous-pressions		
Choix des caractéristiques de la secousse du séisme de projet		
<b>Niveau d'analyse sismique</b>	<b>Données</b>	<b>Résultats</b>
<b>Niveau 0</b> : <u>évaluation préliminaire</u> Evaluation relative de la vulnérabilité sismique d'un groupe de barrages	Accélération de pic ou effective, coefficient sismique (cartes), spectres "mous"	Index de dommage PGA, C, PSa(+,Ti)
<b>Niveau 1</b> : <u>analyse pseudo-statique avec coefficients sismiques uniformes</u> Forces statiques équivalentes, équilibre de corps solide - 2D poids	Accélération effective, coefficient sismique (cartes), masse ajoutée de Westergaard	Contrainte et vitesse max. pseudo-statique
<b>Niveau IIa</b> - <u>Analyse pseudo-dynamique (Chopra 1988)</u> Barrage poids type, coupe am-av forces statiques équivalentes équilibre de corps solide méthode poids 2D	Spectres "mous", interactions avec fondation et réservoir	SRSS(CQC) des contraintes et vitesses max.
<b>Niveau IIb</b> - <u>Analyse en réponse spectrale linéaire (modale)</u> Analyse modale classique - Section quelconque am-av.	Spectres "mous", masse ajoutée de Westergaard ou éléments fluides, fondation modélisée	SRSS(CQC) des contraintes et vitesses max.
<b>Niveau IIIa</b> - <u>Analyse linéaire temporelle - domaine fréquentiel</u> Analyse linéaire élastique aux élément finis. EAGD84, EACD-3D	Accélérogramme issu d'un spectre, réservoir modélisé avec eau compressible, modèle semi-infini analytique visco-élastique de la fondation	Enveloppes temporelles des contraintes, vitesses, accélérations et déplacements
<b>Niveau IIIb</b> - <u>Analyse linéaire temporelle - domaine temporel</u> Analyse linéaire élastique aux élément finis, 2 ou 3 dimensions	Accélérogramme issu d'un spectre, masse ajoutée de Westergaard ou éléments fluides, fondation modélisée	Enveloppes f(t) des contraintes, vitesses, accélérations et déplacements
<b>Niveau IVa</b> - <u>Analyse non linéaire temporelle - Domaine temporel</u> Analyse aux éléments finis analyse de fracturation (fissures)	Accélérogramme issu d'un spectre, masse ajoutée de Westergaard ou éléments fluides, fondation modélisée, propriétés de fracturation des matériaux (Kic, Kiic, Gf)	Fissuration, stabilité des éléments fissurés
<b>Niveau IVb</b> - <u>Analyse non linéaire hybride, domaine temporel-fréquences (HFTD methods) - EAGD slide</u> Equations non linéaires d'équilibre dépendantes des fréquences		

Tableau 4  
Évaluation de la sécurité sismique d'un système barrage-réservoir-fondation

<b>Initial static conditions and loads</b>		
initial state of the dam (cracking, joints,...)		
Static load conditions including uplift pressure		
Selection of design earthquake ground motion characteristics		
<b>Level of seismic analysis</b>	<b>Input</b>	<b>Output</b>
<b>Level 0: preliminary screening</b> Relative evaluation of seismic vulnerability of a portfolio of dams	PGA or effective acceleration, seismic coefficient (maps), smooth design spectra	Damage indices PGA, C, PSa(*,Ti)
<b>Level 1: pseudo-static analysis with constant seismic coefficients</b> Equivalent static forces, rigid body equilibrium - 2D gravity method	Effective acceleration, seismic coefficient (maps), Westergaard added mass	Pseudo-static max. stress and velocity
<b>Level IIa - Pseudo-dynamic analysis (Chopra 1988)</b> Standard X-section gravity dams equivalent static forces rigid body equilibrium 2D gravity method	Smooth design spectra, hydrodynamic interaction, foundation interaction	SRSS(CQC) of max. stress and velocity
<b>Level IIb - Linear response spectra (modal) analysis</b> Classical modal analysis - Arbitrary X-section	Smooth design spectra, reservoir added mass, Westergaard or fluid elements, Foundation model	SRSS(CQC) of max. stress and velocity
<b>Level IIIa - Linear time-history analysis - frequency domain</b> Linear elastic FE analysis EAGD84, EACD-3D	Spectrum compatible accelerograms, analytical reservoir compressible model, analytical foundation model with visco-elastic half space	Time-history envelopes of stress, velocity, acceleration, displacement
<b>Level IIIb - Linear time-history analysis - time domain</b> Linear elastic FE analysis 2-D, 3-D)	Spectrum compatible accelerograms, added Westergaard mass for reservoir or fluid elements, foundation model	Time-history envelopes of stress, velocity, acceleration, displacement
<b>Level IVa - Non-linear time history analysis - Time domain</b> Finite element analysis fracture analysis (cracking)	Spectrum compatible accelerograms, added Westergaard mass for reservoir or fluid elements, foundation model,	Cracking response, stability of cracked components
<b>Level IVb - Non-linear hybrid time-frequency domain (HFTD methods) - EAGD slide</b> Solution of non-linear frequency dependent equations of equilibrium	fracture material properties (Kic, Kiic, Gf)	

Table 4  
Seismic safety evaluation of a dam-foundation-reservoir system

Intensité sismique	Mécanismes de défaillance
SBE : Séisme de Base d'Exploitation	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissuration amont-aval localisée</li> <li>• Glissement</li> </ul>
SES : Séisme d'Evaluation de la Sécurité	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissuration amont-aval généralisée</li> <li>• Ecrasement local du béton</li> <li>• Glissement (dégradation ou cisaillement des aspérités)</li> </ul>
SMP : Séisme Maximal Possible	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fissuration amont-aval généralisée</li> <li>• Ecrasement local du béton</li> <li>• Glissement et mouvements de basculement</li> <li>• Drains et waterstops hors service</li> <li>• Défaillance de précontraintes anciennes</li> </ul>

Tableau 5  
Mécanismes de défaillance d'un barrage poids

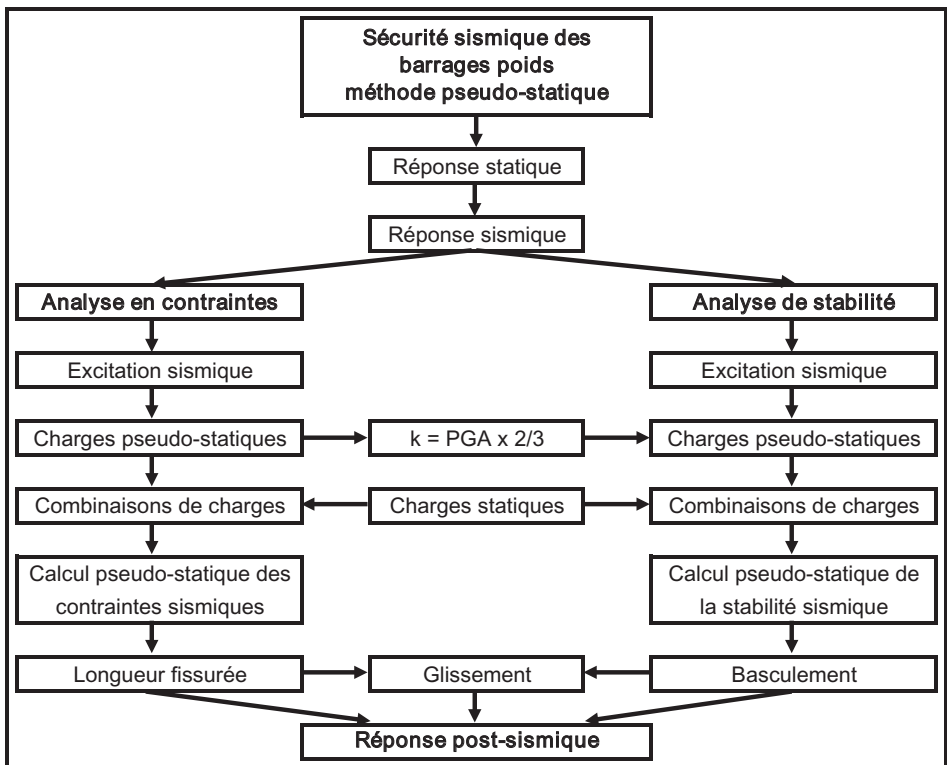


Tableau 6  
Cohérence dans la modélisation dynamique



Earthquake Intensity	Failure mechanisms
OBE: Operating Basis Earthquake	<ul style="list-style-type: none"> <li>Localized upstream-downstream cracking</li> <li>Sliding</li> </ul>
SEE: Safety Evaluation Earthquake	<ul style="list-style-type: none"> <li>Generalized upstream-downstream cracking</li> <li>Localized concrete crushing</li> <li>Sliding, (asperity degradation or shearing)</li> </ul>
MCE: Maximum Credible Earthquake	<ul style="list-style-type: none"> <li>Generalized upstream-downstream cracking</li> <li>Localized concrete crushing</li> <li>Sliding, rocking displacements</li> <li>Failure of drains and waterstops</li> <li>Failure of old post-tension anchors</li> </ul>

Table 5  
Failure mechanisms for a gravity dam

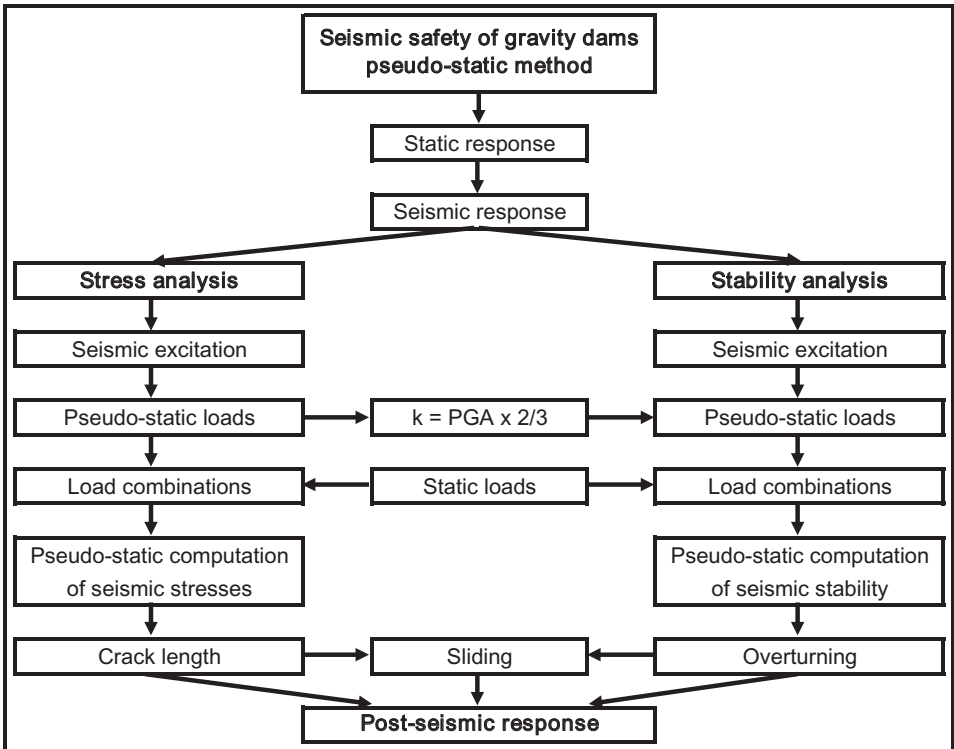


Table 6  
Consistency in dynamic modeling

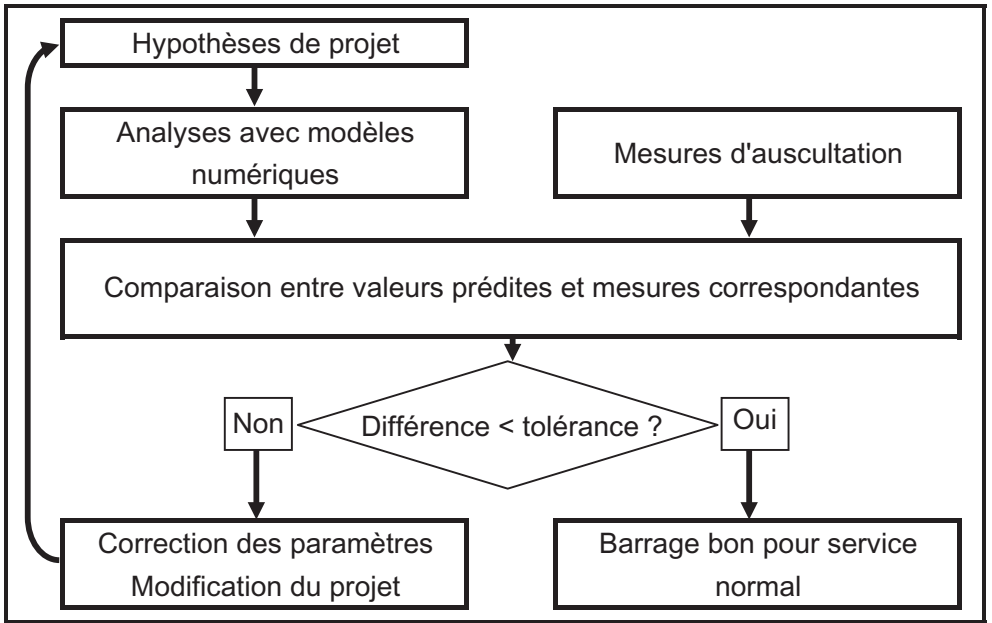


Tableau 7  
*Utilisation des modèles numériques pour le premier chargement d'un barrage*

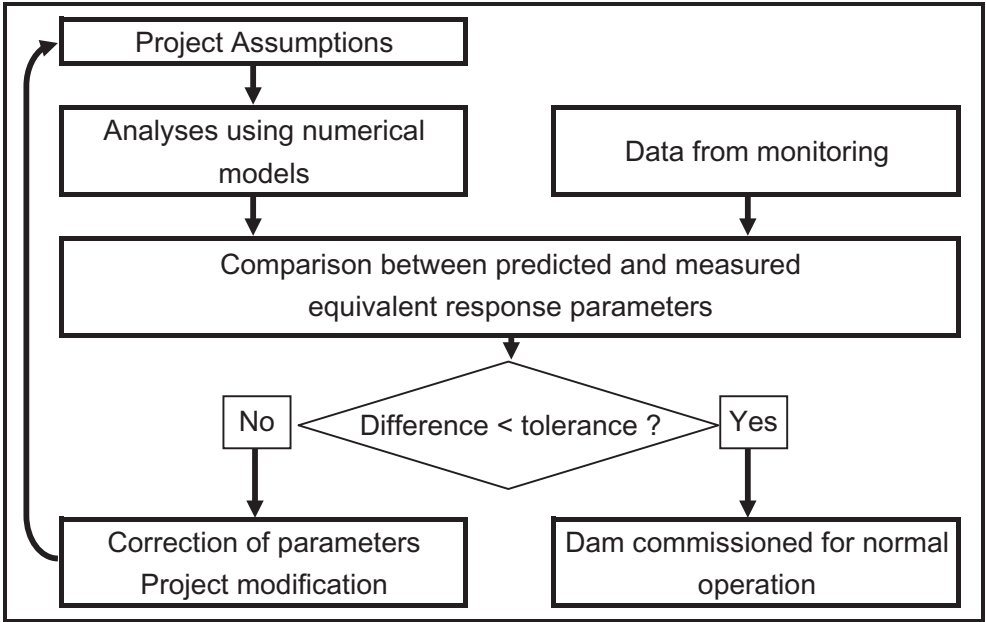


Table 7  
*Use of numerical models during first impounding of the reservoir*

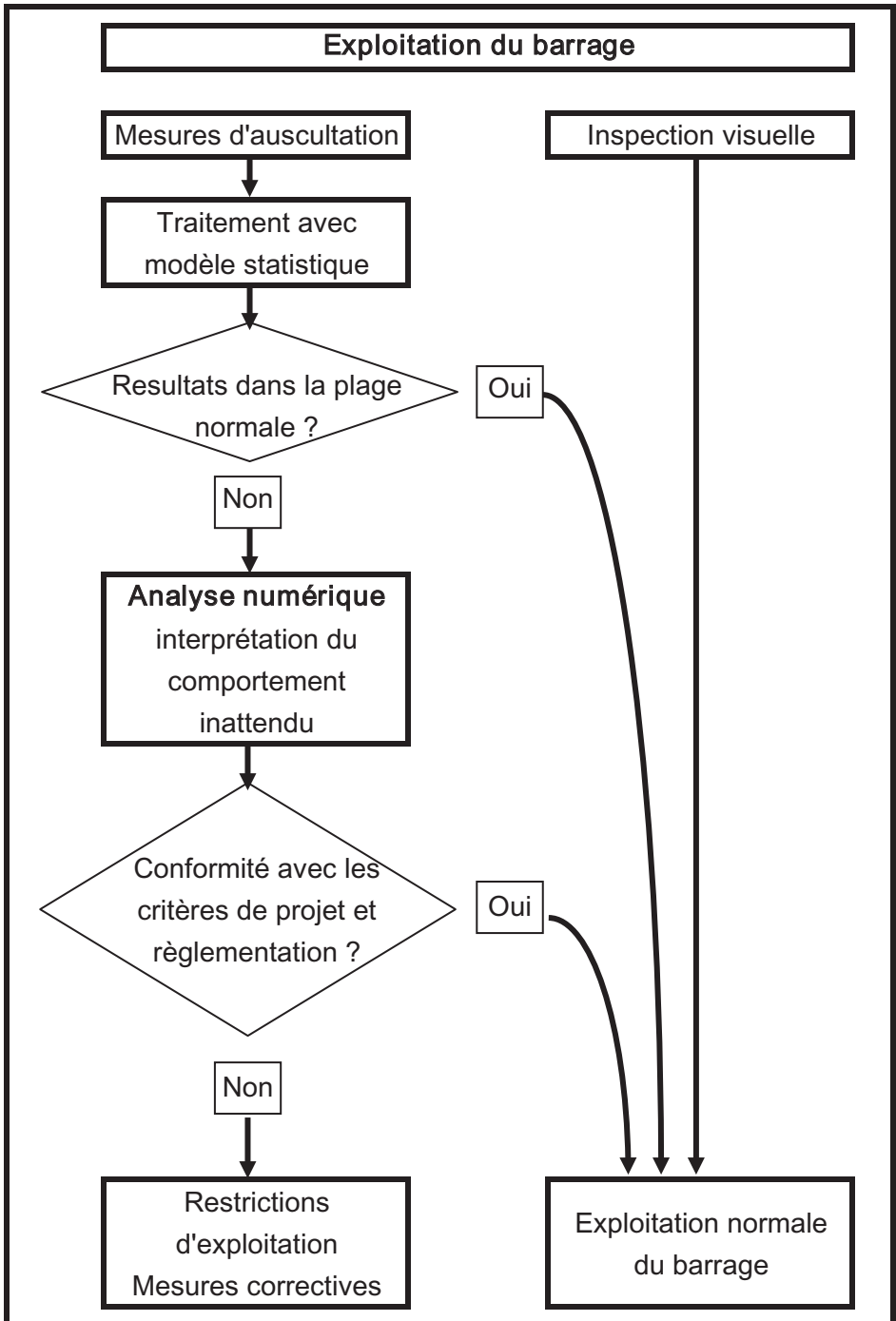


Tableau 8

*Utilisation des modèles numériques dans la surveillance d'un barrage en service*

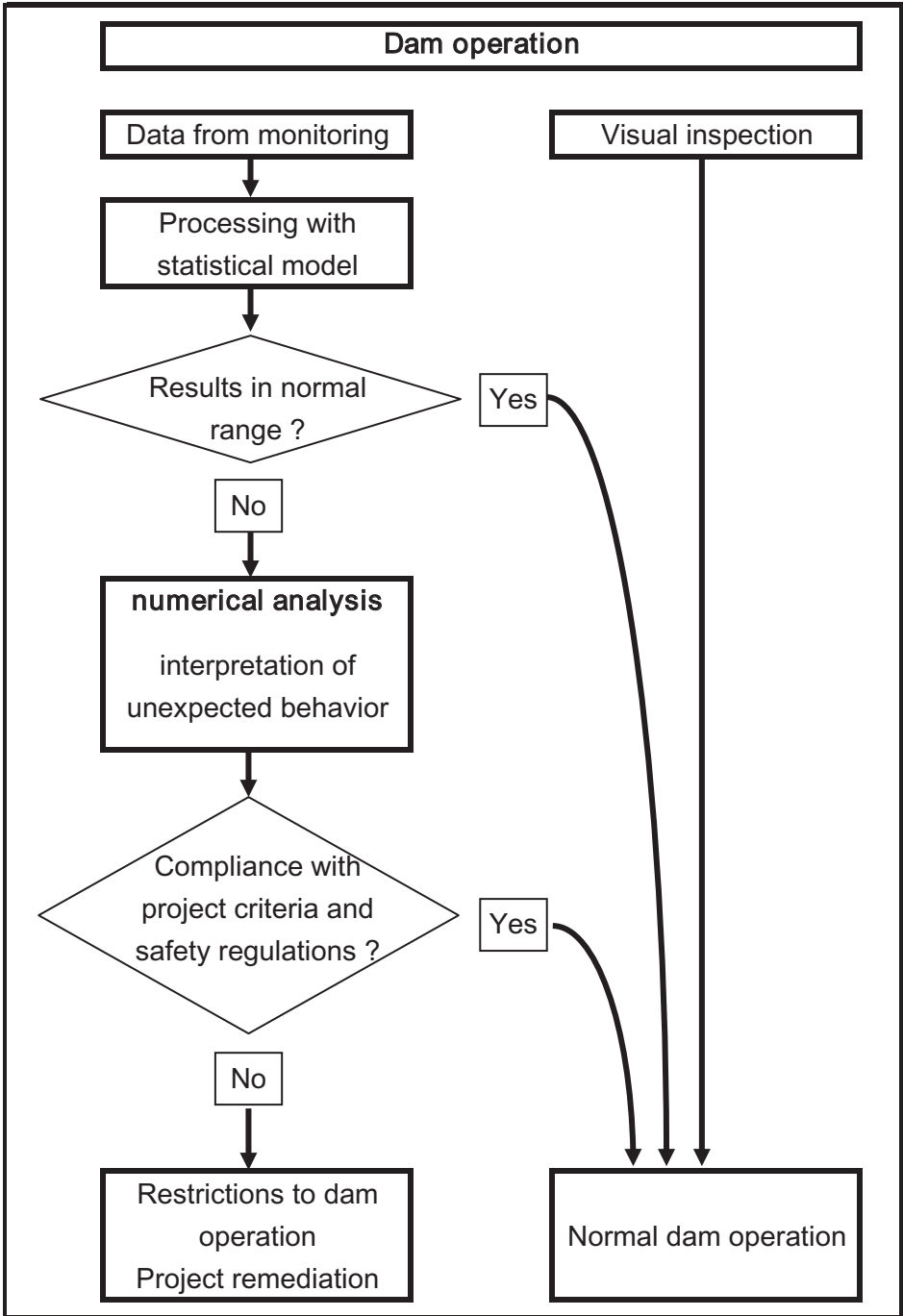


Table 8  
*Use of numerical models during dam operation*

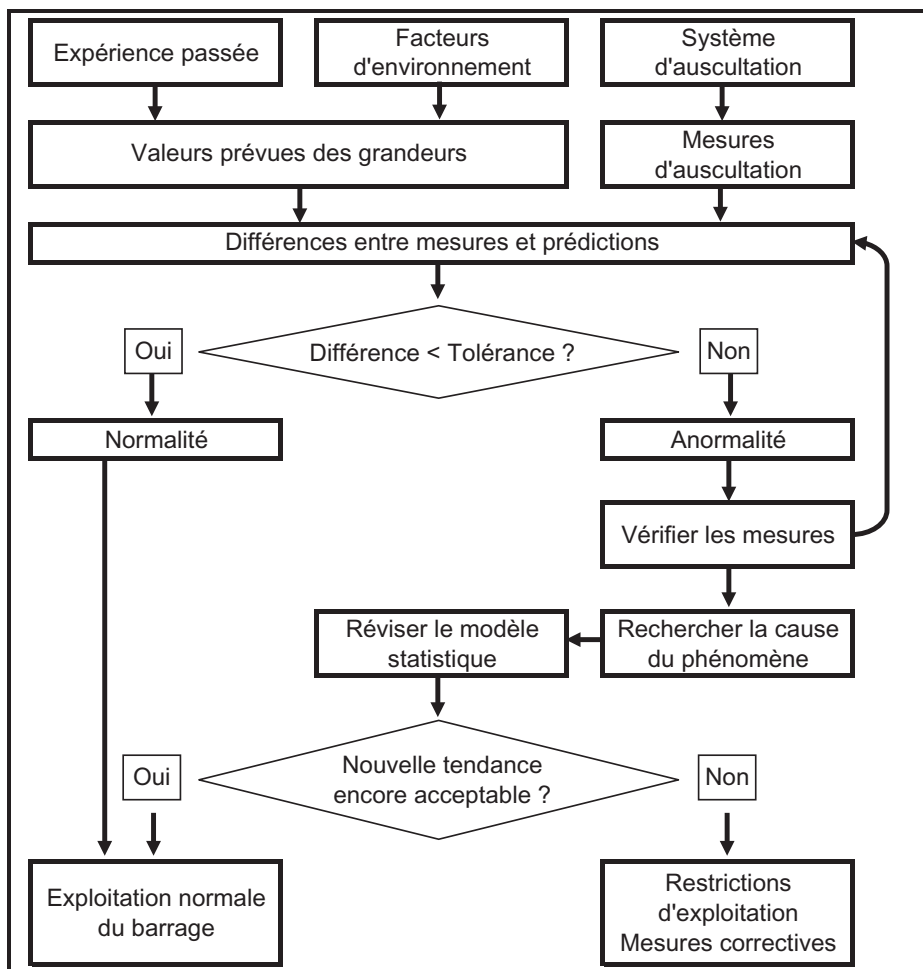


Tableau 9  
Usage des modèles statistiques dans la surveillance des barrages

Matériaux	Type de barrage	Nombre	Références
Barrages en béton	Voûte	11	1A, 2A, 3A1, 4A1, 5A1, 6A, 6C, 8B, 9A, 10A, 10C
	Poids	4	5A2, 7A, 7B
	Autres	2	3A2, 4A2, 8A
Barrages en remblai	Enrochement, noyau argileux	4	1B, 2B, 3B1, 3B2, 5B2, 8C, 9B
	Terre, noyau argileux	7	4B1, 4B2, 5B1, 7C
	CFRD	2	6B, 10B

Tableau 10  
Distribution des types de barrages et caractéristiques des problèmes proposés

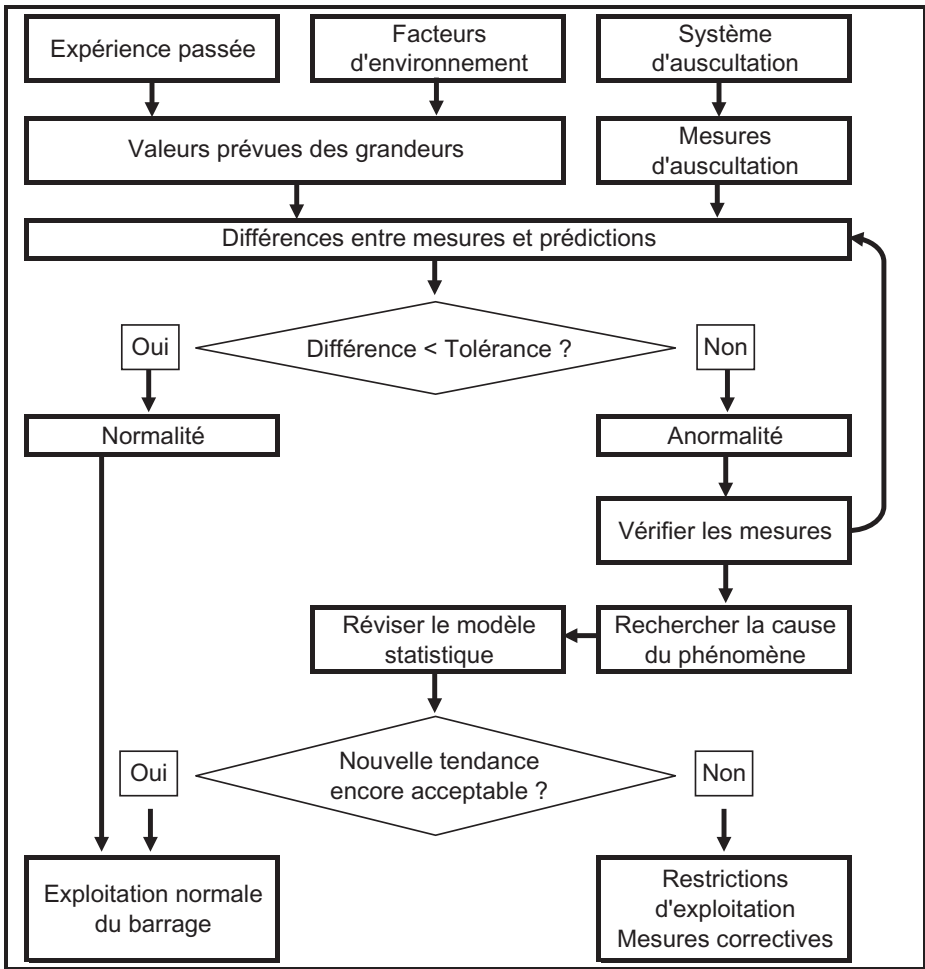


Table 9  
Use of the statistical models in dam surveillance

Matériaux	Type de barrage	Nombre	Références
Barrages en béton	Voûte	11	1A, 2A, 3A1, 4A1, 5A1, 6A, 6C, 8B, 9A, 10A, 10C
	Poids	4	5A2, 7A, 7B
	Autres	2	3A2, 4A2, 8A
Barrages en remblai	Enrochement, noyau argileux	4	1B, 2B, 3B1, 3B2, 5B2, 8C, 9B
	Terre, noyau argileux	7	4B1, 4B2, 5B1, 7C
	CFRD	2	6B, 10B

Table 10  
Distribution of dam types and characteristics for proposed problems

---

## FIGURES

---

- Fig. 1 Scénarios de chargement
- Fig. 2 Type de modèle selon le degré d'information
- Fig. 3 Mécanismes de rupture d'un barrage en maçonnerie sous charge hydrostatique
- Fig. 4 Systèmes de protection thermique
- Fig. 5 Enveloppe des températures minimales pour un système
- Fig. 6 Essai d'un barrage en béton jusqu'à la rupture
- Fig. 7 Mécanismes de défaillance d'un barrage poids
- Fig. 8 Les deux approches de chargement sismique
- Fig. 9 Exemple de graphique de comparaison de résultats de modèles numériques
- Fig. 10 Modèle aux éléments finis d'un barrage voûte
- Fig. 11 Modèle aux éléments finis d'un barrage en remblai d'encrochement
- Fig. 12 Contraintes principales de parement (rosettes)
- Fig. 13 Contraintes de parement (zones de couleur)



---

## FIGURES

---

Fig. 1	Loading scenarios
Fig. 2	Type of model in terms of level of information
Fig. 3	Failure mechanisms of masonry dams due to hydrostatic overloads
Fig. 4	Systems analyzed for thermal protection
Fig. 5	Envelopes of minimum temperatures (°C) for systems analyzed
Fig. 6	Concrete dam model tested to failure
Fig. 7	Failure mechanisms for a gravity dam
Fig. 8	The two ways to consider earthquake loading
Fig. 9	Example of comparison graph of numerical results
Fig. 10	Finite element model for a concrete arch dam
Fig. 11	Finite element model for a rockfill dam
Fig. 12	Principal stresses on a dam face (crosses)
Fig. 13	Stresses along the downstream dam face (colored zones)

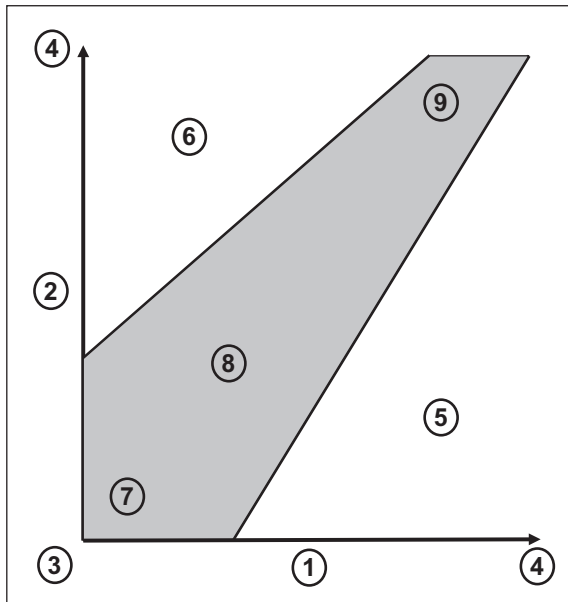
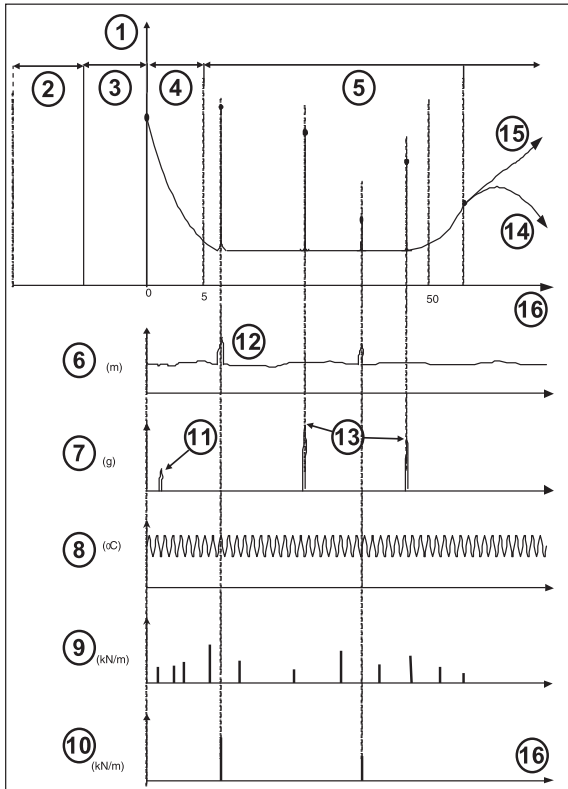


Fig. 1  
Loading scenarios  
*Scénarios de chargement*

1	Probability of failure	1	<i>Probabilité de rupture</i>
2	Design	2	<i>Conception</i>
3	Construction	3	<i>Construction</i>
4	Impounding	4	<i>Mise en eau</i>
5	Ageing, External events	5	<i>Vieillesse, agression externe</i>
6	Reservoir level	6	<i>Niveau du réservoir</i>
7	Peak ground acceleration	7	<i>Accélération de pic</i>
8	Temperature	8	<i>Température</i>
9	Ice loads	9	<i>Charge de glace</i>
10	Debris loads	10	<i>Charge des sédiments</i>
11	Reservoir triggered earthquake	11	<i>Séisme induit par le réservoir</i>
12	Flood	12	<i>Crue</i>
13	Severe earthquake	13	<i>Séisme sévère</i>
14	Strengthening, Load reduction	14	<i>Renforcement, réduction de charge</i>
15	Significant damage in progression	15	<i>Progression de l'endommagement</i>
16	Time (years)	16	<i>Temps (années)</i>

Fig. 2  
Type of model in terms of level of information  
*Type de modèle selon le degré d'information*

1	Available information	1	<i>Niveau d'eau à la rupture</i>
2	Model complexity	2	<i>Raffinement du modèle</i>
3	Low	3	<i>Faible</i>
4	High	4	<i>Fort</i>
5	Poor data utilization	5	<i>Données mal exploitées</i>
6	Results of little practical relevance	6	<i>Résultats peu crédibles</i>
7	Model meaningless - Acquire more data	7	<i>Modèle peu sensé – Compléter les données</i>
8	Keep it simple !	8	<i>Vive la simplicité !</i>
9	Versatile complex model	9	<i>Modèle complexe versatile</i>

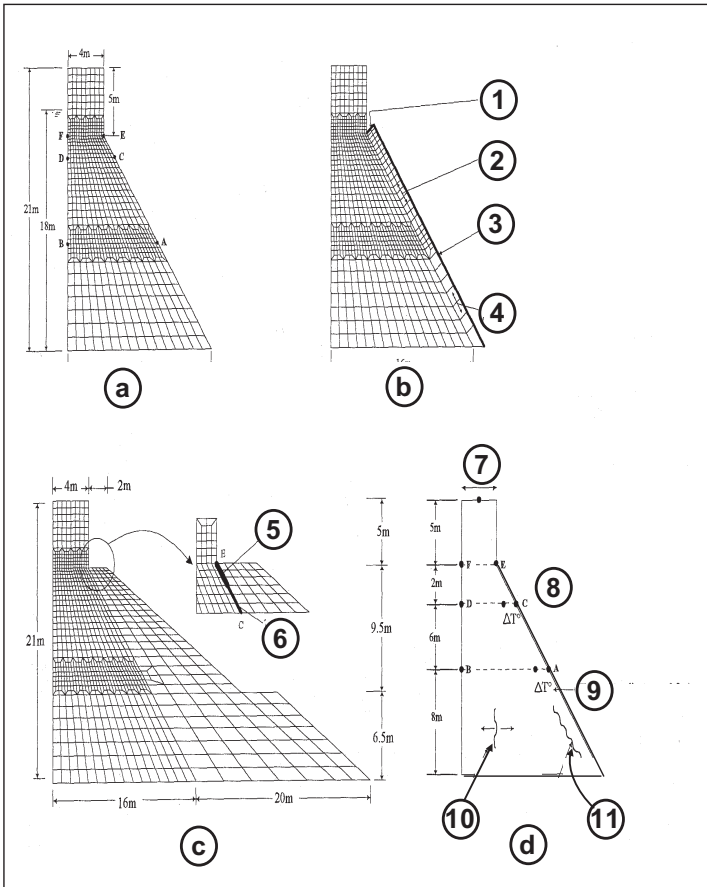
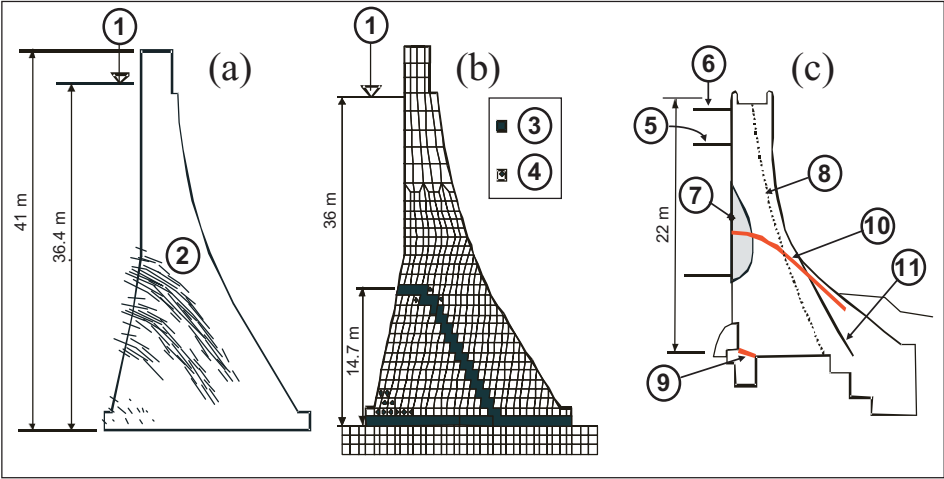


Fig. 3  
Failure mechanisms of masonry dams due to hydrostatic overloads  
*Mécanismes de rupture d'un barrage en maçonnerie sous charge hydrostatique*

(a) Poroplastic model (Fauchet & al. 1991)	(a) <i>Modèle poroplastique (Fauchet &amp; al. 1991)</i>
1 Water level at failure	1 <i>Probabilité de rupture</i>
2 Damaged area	2 <i>Conception</i>
(b) Porofracture model (Leger & al. 1997)	(b) <i>Modèle porofracture (Leger &amp; al. 1997)</i>
3 Cracks	3 <i>Construction</i>
4 Tensile softening	4 <i>Mise en eau</i>
(c) Bouzey dam failures	(c) <i>Ruptures du barrage de Bouzey</i>
5 Water level at first failure	5 <i>Niveau d'eau à la 1<sup>re</sup> rupture</i>
6 Water level at second failure	6 <i>Niveau d'eau à la 2<sup>e</sup> rupture</i>
7 Tensioned zone at second failure	7 <i>Zone tendue à la 2<sup>e</sup> rupture</i>
8 Line of thrust (with uplift included)	8 <i>Ligne de poussée (y compris sous-pression)</i>
9 First failure line	9 <i>Ligne de 1<sup>re</sup> rupture</i>
10 Main rupture at second failure	10 <i>Ligne principale à la 2<sup>e</sup> rupture</i>
11 Original profile before reinforcement	11 <i>Profil original avant renfort</i>

Fig. 4  
Systems analyzed for thermal protection  
*Systèmes de protection thermique*

(a) Without any thermal protection and with synthetic insulation	(a) <i>sans protection thermique et avec isolation synthétique</i>
(b) Synthetic insulation and air space	(b) <i>isolation synthétique et lame d'air</i>
1 Equivalent film	1 <i>Film équivalent</i>
2 1 m air space	2 <i>Lame d'air 1 m</i>
3 Equivalent film	3 <i>Film équivalent</i>
4 Thermal conduction	4 <i>Conduction thermique</i>
(c) Granular downstream fill	(c) <i>Remblai aval granulaire</i>
5 150 mm insulation	5 <i>Isolation 150 mm</i>
6 75 mm insulation	6 <i>Isolation 75 mm</i>
(d) Response parameters	(d) <i>Paramètres en réponse</i>
7 Displacement amplitude	7 <i>Amplitude des déplacements</i>
8 Parameters along lines A-B, C-D and E-F: No. of freeze-thaw cycles, freezing rate, cycle frequency and duration, freezing index, Min. and max temperatures, Temperature gradients.	8 <i>Paramètres le long des lignes A-B, C-D et E-F : Nb de cycles gel-dégel, vitesse de gel, fréquence et durée des cycles, index de gel, températures min. et max., gradients.</i>
9 Thermal gradient over 0.3m	9 <i>Gradient thermique à 0,3 m</i>
10 Tensile stress	10 <i>Contrainte de traction</i>
11 Frost penetration	11 <i>Pénétration du gel</i>

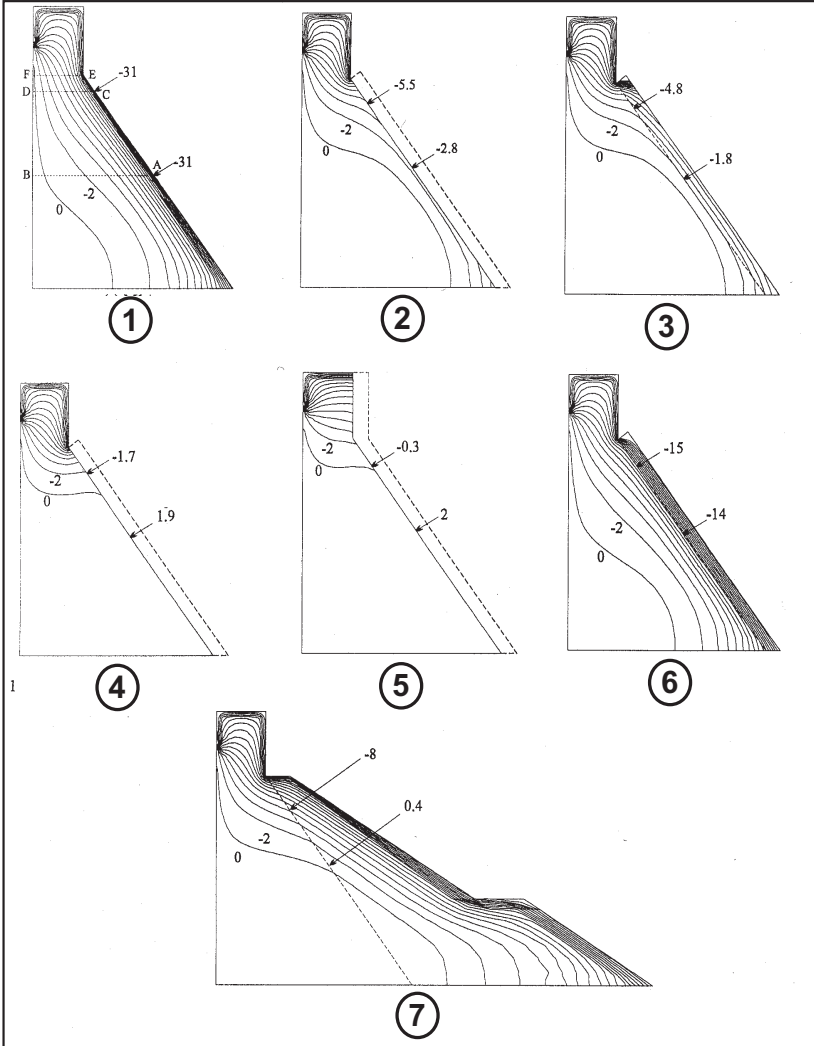
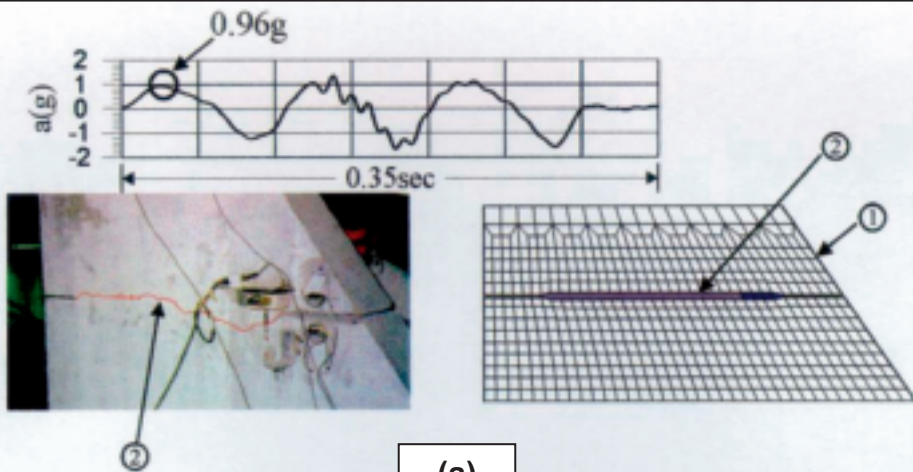


Fig. 5  
Envelopes of minimum temperatures (°C) for systems analyzed  
*Enveloppe des températures minimales pour un système*

1	No thermal protection	1	<i>Sans protection thermique</i>
2	50 mm insulation+300 mm concrete	2	<i>Isolant 50 mm et béton 300 mm</i>
3	id. + 40 mm air space	3	<i>Id. + lame d'air 40 mm</i>
4	150 mm insulation+300 mm conc.	4	<i>Isolant 150 mm et béton 300 mm</i>
5	id., protection to crest	5	<i>Id., protection jusqu'en crête</i>
6	300 mm concrete + 1 m air space	6	<i>Béton 300 mm + lame d'air 1 m</i>
7	Rockfill (10% moisture), no synthetic insulation	7	<i>Enrochement (w=10%), sans isolation synthétique</i>

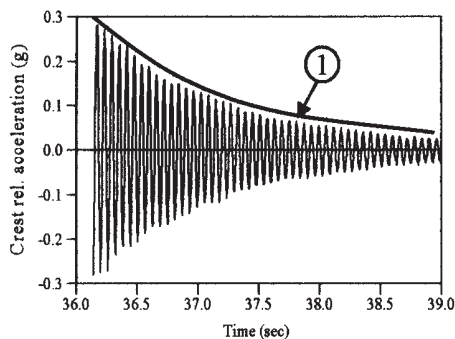


(a)

Cracking test of a monolithic specimen  
*Essai de fissuration sur un spécimen monolithique*

- 1. Finite element model
- 2. Completely cracked section

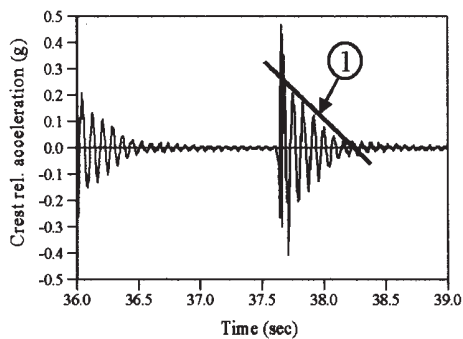
- 1. *Modèle d'éléments finis*
- 2. *Section complètement fissurée*



(b)

Impact tests on uncracked specimen  
*Essais d'impact sur le spécimen non fissuré*

- 1. Logarithmic decay ( $\xi \approx 1\%$ )
- 1. *Décroissement logarithmique ( $\xi \approx 1\%$ )*



(c)

Impact tests on partially cracked specimen  
*Essais d'impact sur le spécimen partiellement fissuré*

- 1. Linear decay ( $\xi \approx 23\%$ )
- 1. *Décroissement linéaire ( $\xi \approx 23\%$ )*



Fig. 6  
Concrete dam model tested to failure  
*Essai d'un barrage en béton jusqu'à la rupture*

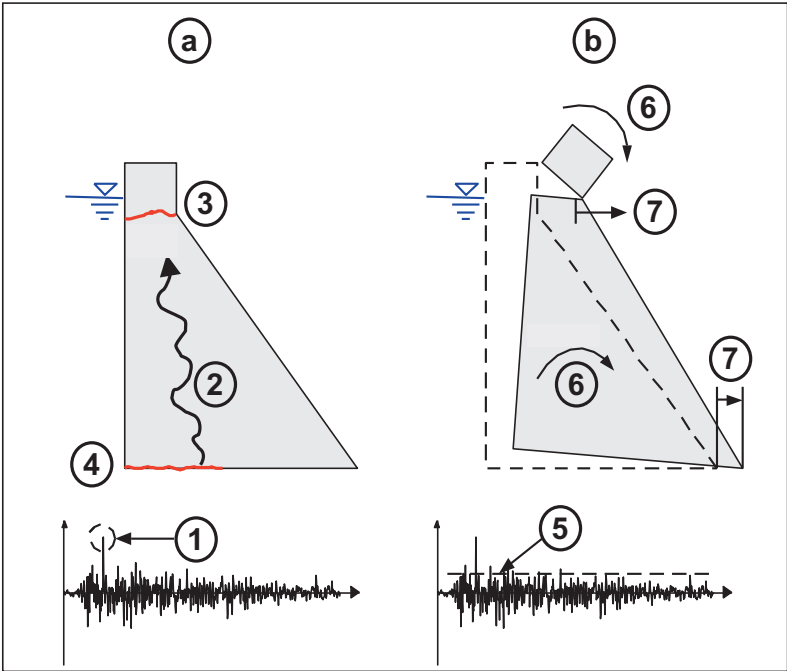
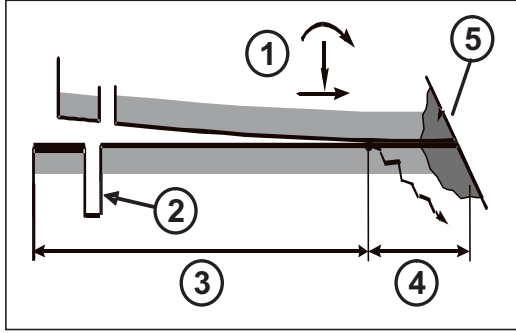


Fig. 7  
 Failure mechanisms for a gravity dam  
*Mécanismes de défaillance d'un barrage poids*

<ol style="list-style-type: none"> <li>1 Vertical and horizontal forces, and moment</li> <li>2 Drain</li> <li>3 Flexural crack (under tension)</li> <li>4 Plunging shear crack</li> <li>5 Concrete crushing</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1 <i>Forces horizontale et verticale, et moment de flexion</i></li> <li>2 <i>Drain</i></li> <li>3 <i>Fissure de flexion (en traction)</i></li> <li>4 <i>Fissure plongeante de cisaillement</i></li> <li>5 <i>Ecrasement du béton</i></li> </ol>
--	--

Fig. 8  
 The two ways to consider earthquake loading  
*Les deux approches de chargement sismique*

<p>(a) Stress analysis (cracking)</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 Peak acceleration</li> <li>2 Dynamic amplification</li> <li>3 Crack</li> <li>4 Base crack</li> </ol>	<p>(a) <i>Analyse en contraintes (fissuration)</i></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 <i>Accélération de pic</i></li> <li>2 <i>Amplification dynamique</i></li> <li>3 <i>Fissure de crête</i></li> <li>4 <i>Fissure de pied</i></li> </ol>
<p>(b) Stability analysis (sliding/rocking)</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>5 Sustained acceleration</li> <li>6 Rocking</li> <li>7 Sliding</li> </ol>	<p>(b) <i>Analyse de stabilité (glissement/basculement)</i></p> <ol style="list-style-type: none"> <li>5 <i>Accélération entretenue</i></li> <li>6 <i>Basculement</i></li> <li>7 <i>Glissement</i></li> </ol>

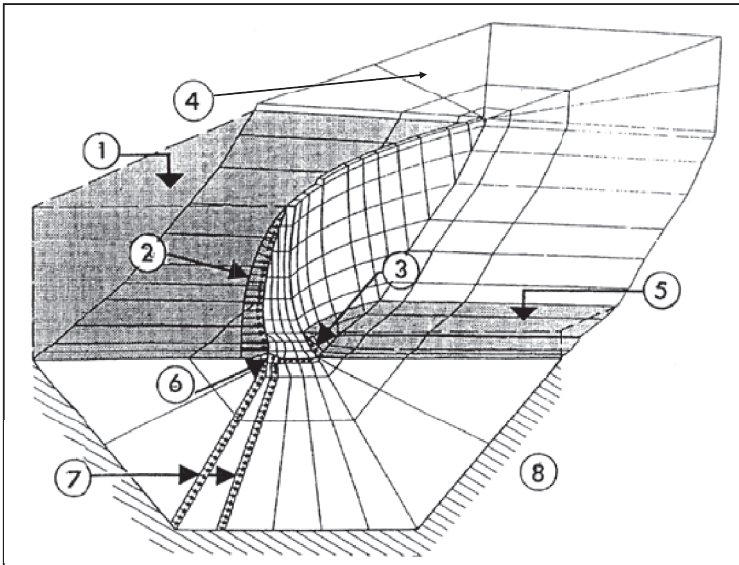
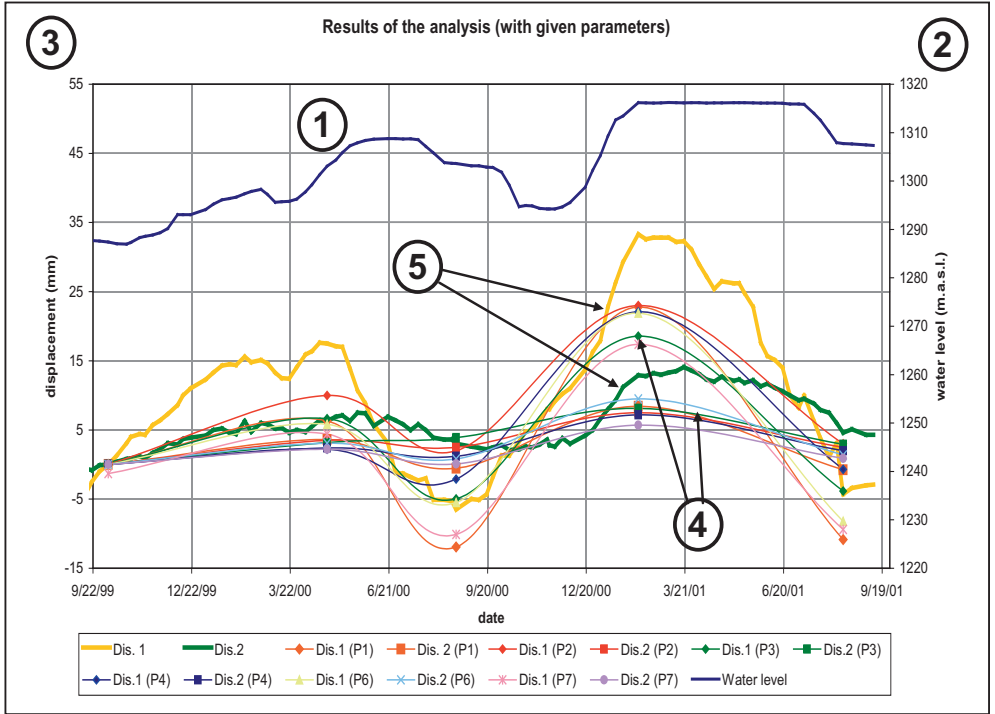


Fig. 9  
 Example of comparison graph of numerical results  
*Exemple de graphique de comparaison de résultats de modèles numériques*

1 Reservoir level	1 Niveau du réservoir
2 Reservoir elevation scale	2 Echelle de niveau du lac
3 Displacement scale	3 Echelle des déplacements
4 Results provided by different solutions	4 Résultats donnés par différentes solutions
5 Measured reference values	5 Valeurs mesurées de référence

Fig. 10  
 Finite element model for a concrete arch dam  
*Modèle aux éléments finis d'un barrage voûte*

1 Reservoir level	1 Niveau du lac
2 Reservoir water pressure	2 Pousseé hydrostatique amont
3 Tailwater pressure	3 Pousseé hydrostatique aval
4 Idealized foundation shape	4 Fondation simplifiée
5 Tailwater level	5 Niveau aval
6 Uplift below dam footprint	6 Sous-pression sous l'appui
7 Hydraulic gradient applied as an external force	7 Gradient hydraulique appliqué comme force extérieure
8 Fixed limits of the model	8 Limites fixes du modèle

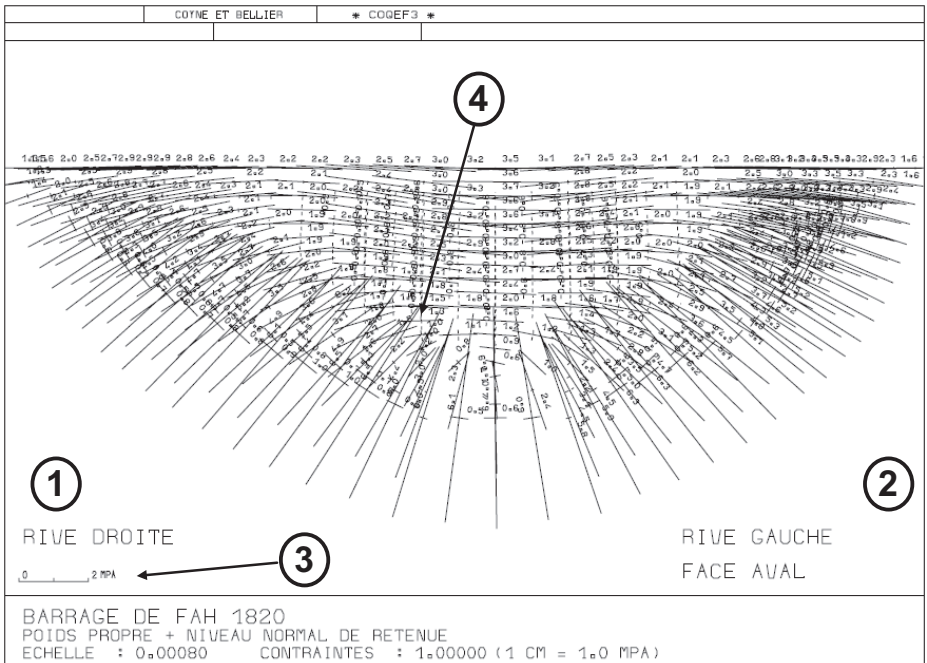
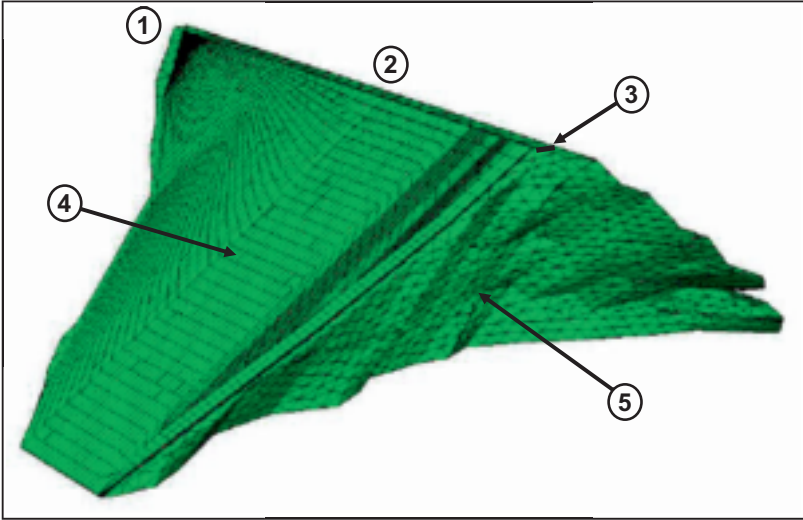


Fig. 11  
 Finite element model for a rockfill dam  
*Modèle aux éléments finis d'un barrage en remblai d'enrochement*

- |   |   |
|---|---|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>1 Left dam end</li> <li>2 Crest</li> <li>3 Right crest end</li> <li>4 Upstream concrete dam face</li> <li>5 Rock foundation shape</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1 <i>Extrémité gauche du barrage</i></li> <li>2 <i>Crête</i></li> <li>3 <i>Extrémité droite</i></li> <li>4 <i>Face amont en béton</i></li> <li>5 <i>Forme de la fondation</i></li> </ol> |
|---|---|

Fig. 12  
 Principal stresses on a dam face (crosses)  
*Contraintes principales de parement (rosettes)*

- |  |   |
|--|---|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>1 Right bank</li> <li>2 Left bank - Downstream face</li> <li>3 Stress scale (MPa)</li> <li>4 Principal stresses on the developed dam downstream face</li> </ol> | <ol style="list-style-type: none"> <li>1 <i>Rive droite</i></li> <li>2 <i>Rive gauche- Face aval</i></li> <li>3 <i>Echelle des contraintes (MPa)</i></li> <li>4 <i>Contraintes principales dessinées sur la face aval développée</i></li> </ol> |
|--|---|

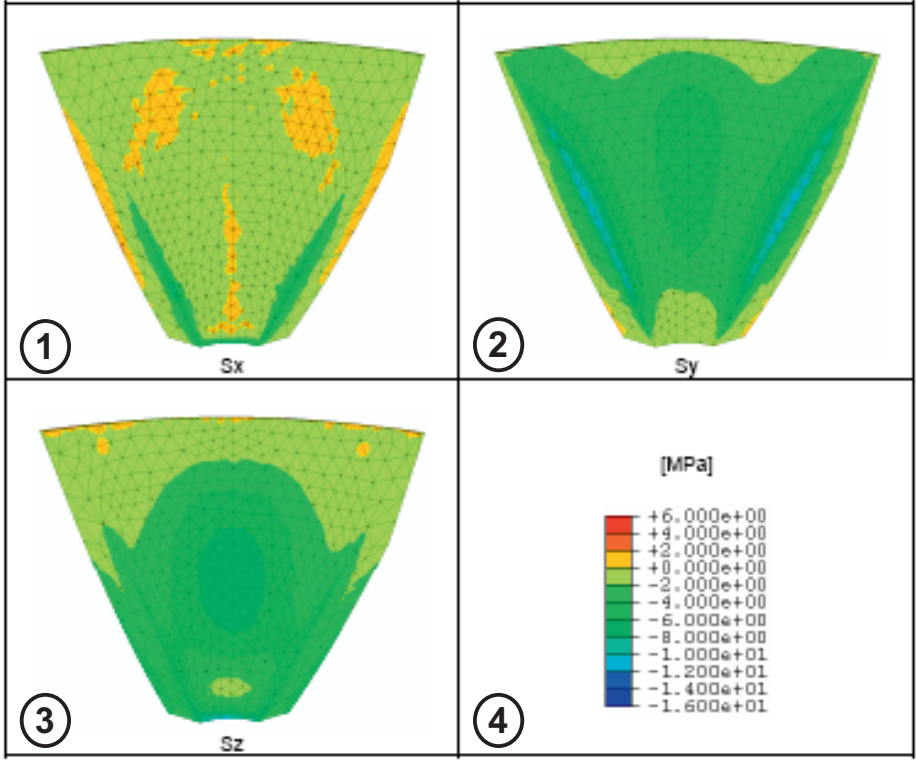




Fig. 13  
Stresses along the downstream dam face (colored zones)  
*Contraintes de parement (zones de couleur)*

- |   |                                   |   |   |
|---|-----------------------------------|---|---|
| 1 | Bank to bank normal stress        | 1 | <i>Contrainte normale rive à rive</i>     |
| 2 | Upstream-downstream normal stress | 2 | <i>Contrainte normale amont-aval</i>      |
| 3 | Vertical normal stress            | 3 | <i>Contrainte normale verticale</i>       |
| 4 | Colored stress scale              | 4 | <i>Echelle de contraintes en couleurs</i> |

Imprimerie de Montligeon  
ZA Les Gaillons Bellevue - 61400 St Hilaire le Châtel  
Dépôt légal : Avril 2013  
N° 25985  
ISSN 0534-8293





---

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS  
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES  
61, avenue Kléber, 75116 Paris  
Téléphone : (33-1) 47 04 17 80 - Fax : (33-1) 53 75 18 22  
<http://www.icold-cigb.org/>