

# COMPUTATIONAL PROCEDURES FOR DAM ENGINEERING

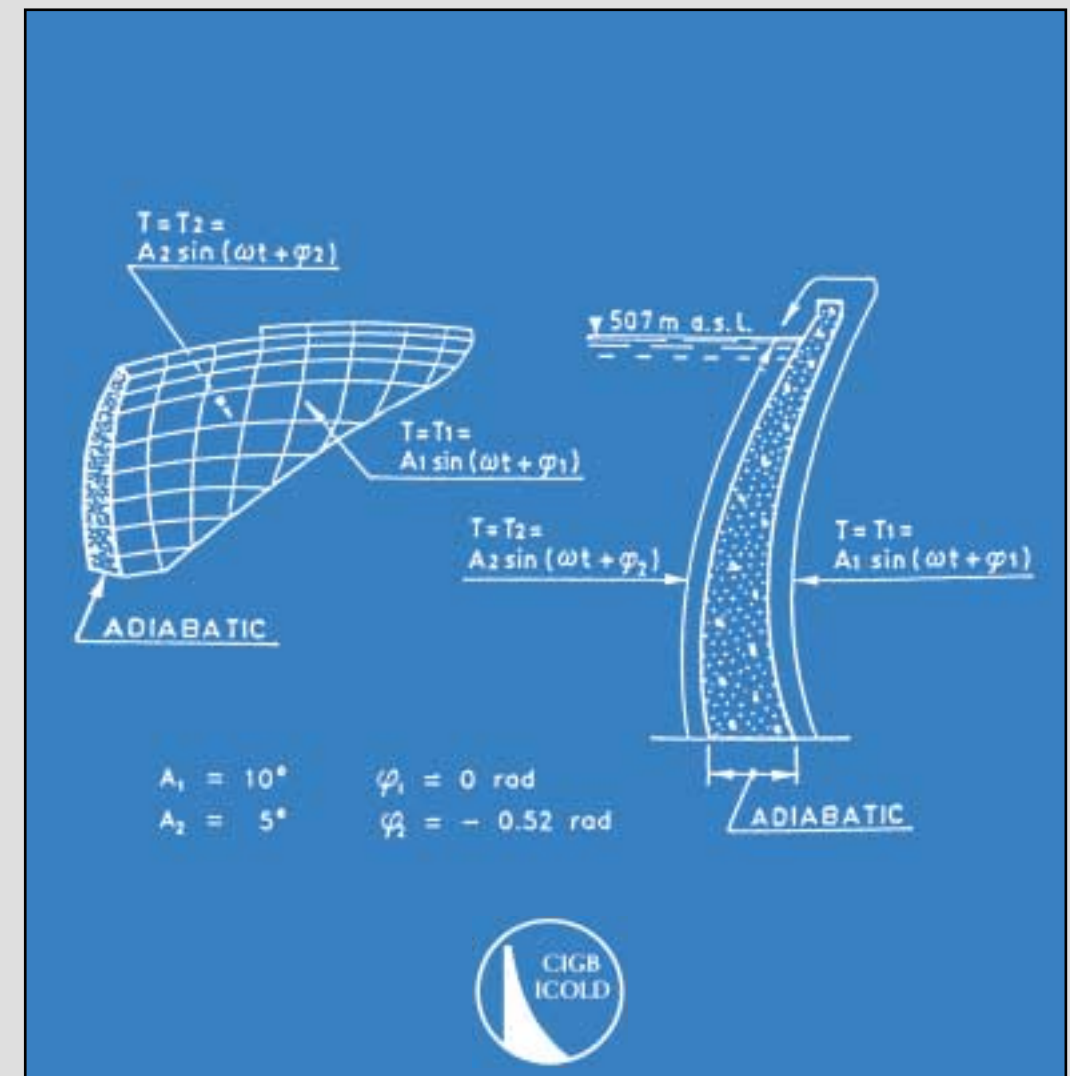
*Reliability and applicability*

# PROCÉDURES DE CALCUL DES BARRAGES

*Fiabilité et applicabilité*

Bulletin 122

COMPUTATIONAL PROCEDURES FOR DAM ENGINEERING  
PROCÉDURES DE CALCUL DES BARRAGES



INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS  
 COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES  
 151, boulevard Haussmann - 75008 Paris - France  
 Téléphone : (33) 01 53 75 16 52 - Fax : (33) 01 40 42 60 71  
<http://www.icold-cigb.org/>



The cover illustration is reproduced from Fig. 2a of the Bulletin :  
Talvacchia arch dam : Thermal analysis – periodic state

*L'illustration de couverture est extraite de la Fig 2a du Bulletin :  
Barrage de Talvacchia : Analyse thermique – état périodique*

**AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ :**

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

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

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

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

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

**NOTICE – DISCLAIMER :**

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

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

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

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

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

Original text in English  
French translation by Y. Le May

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

# COMPUTATIONAL PROCEDURES FOR DAM ENGINEERING

---

*Reliability and applicability*

# PROCÉDURES DE CALCUL DES BARRAGES

---

*Fiabilité et applicabilité*

---

Commission Internationale des Grands Barrages - 151, bd Haussmann, 75008 Paris  
Tél. : (33-1) 53 75 16 52 - Fax : (33-1) 40 42 60 71  
E-mail : [secretaire.general@icold-cigb.org](mailto:secretaire.general@icold-cigb.org) - Site : [www.icold-cigb.org](http://www.icold-cigb.org)

---

AD HOC COMMITTEE ON COMPUTATIONAL ASPECTS  
OF ANALYSIS AND DESIGN OF DAMS  
COMITÉ AD HOC DES MÉTHODES DE CALCUL DES BARRAGES  
(1993-1999)

*Chairman/Président*

Italy/Italie G. GIUSEPPETTI

*Vice-Chairman/Vice-Président*

France/France B. TARDIEU

*Members/Membres*

Austria/Autriche P. OBERNHUBER

Canada/Canada W. LIAM FINN

Finland/Finlande O. RAVASKA

Germany/Allemagne P.J. PAHL

Iran/Iran V. LOTFI (1)

S.N. SOHEILI (2)

Italy/Italie M. FANELLI

Japan/Japon H. YOSHIKOSHI

Romania/Roumanie A. POPOVICI

Russia/Russie Y.P. LIAPICHEV

Spain/Espagne J. POLIMON

Switzerland/Suisse R. DUNGAR

USA/États-Unis C.H. YEH

---

(1) Member until 1998/Membre jusqu'en 1998

(2) Member since 1998/Membre depuis 1998

---

## SOMMAIRE

---

### AVANT-PROPOS

1. INTRODUCTION :  
ANTÉCÉDENTS, OBJET ET  
CONTENU DU BULLETIN
2. DE LA RÉALITÉ PHYSIQUE  
AUX MODÈLES  
MATHÉMATIQUES :  
CONCEPTS FONDAMENTAUX  
DE SIMULATION NUMÉRIQUE
3. TECHNIQUE DES BARRAGES  
ET PROCÉDURES  
DE MODÉLISATION  
APPLICABLES
4. CAPACITÉ OU INSUFFISANCE  
DES MODÈLES NUMÉRIQUES  
POUR L'ANALYSE DES  
PHÉNOMÈNES RELATIFS À  
LA SÉCURITÉ DES BARRAGES
5. VALIDATION DES LOGICIELS  
DE CALCUL DE BARRAGES
6. REMARQUES  
COMPLÉMENTAIRES
7. CONCLUSIONS
8. BIBLIOGRAPHIE

### ANNEXES

---

## CONTENTS

---

### FOREWORD

1. INTRODUCTION :  
BACKGROUND, SCOPE AND  
CONTENTS OF THE BULLETIN
2. FROM PHYSICAL REALITY TO  
MATHEMATICAL MODELS :  
BASIC CONCEPTS OF  
NUMERICAL SIMULATION
3. DAM ENGINEERING AND  
RELATED MODELLING  
PROCESSES
4. CAPABILITY OR  
INADEQUACY OF  
NUMERICAL MODELS TO  
ANALYSE DAM SAFETY  
CORRELATED PHENOMENA
5. VALIDATION OF COMPUTER  
SOFTWARE FOR DAMS
6. COMPLEMENTARY  
REMARKS
7. CONCLUSIONS
8. BIBLIOGRAPHY

### APPENDICES

---

# TABLE DES MATIÈRES

---

AVANT-PROPOS .....	8
1. INTRODUCTION : ANTÉCÉDENTS, OBJET ET CONTENU DU BULLETIN .....	10
2. DE LA RÉALITÉ PHYSIQUE AUX MODÈLES MATHÉMATIQUES : CONCEPTS FONDAMENTAUX DE SIMULATION NUMÉRIQUE .	12
3. TECHNIQUE DES BARRAGES ET PROCÉDURES DE MODÉLISATION APPLICABLES .....	22
3.1 Projet de barrages nouveaux .....	26
3.1.1 Barrages en béton .....	26
3.1.2 Barrages en remblai .....	34
3.2 Évaluation de la sécurité de barrages existants .....	42
3.2.1 Barrages en béton .....	44
3.2.2 Barrages en remblai .....	52
3.2.3 Autres commentaires sur l'évaluation de la sécurité .....	54
4. CAPACITÉ OU INSUFFISANCE DES MODÈLES NUMÉRIQUES POUR L'ANALYSE DES PHÉNOMÈNES RELATIFS À LA SÉCURITÉ DES BARRAGES .....	58
4.1 Barrages en béton – Comportement statique .....	60
4.1.1 État contrainte-déformation .....	60
4.1.2 Stabilité locale et stabilité globale relatives à l'état de fissuration .	62
4.1.3 Glissement et renversement .....	64
4.1.4 Instabilité de versants ou de plots .....	66
4.1.5 Percolations .....	66
4.1.6 Vieillessement, alcali-réactions et phénomènes identiques .....	66
4.1.7 Dissolution due aux percolations et phénomènes identiques ...	68
4.2 Barrages en béton – Comportement dynamique .....	68
4.2.1 État contrainte-déformation .....	68
4.2.2 Stabilité locale et stabilité globale relatives à l'état de fissuration .	70
4.2.3 Glissement et renversement .....	70
4.2.4 Instabilité de versants ou de plots .....	70

---

# TABLE OF CONTENTS

---

FOREWORD .....	9
1. INTRODUCTION : BACKGROUND, SCOPE AND CONTENTS OF THE BULLETIN .....	11
2. FROM PHYSICAL REALITY TO MATHEMATICAL MODELS : BASIC CONCEPTS OF NUMERICAL SIMULATION .....	13
3. DAM ENGINEERING AND RELATED MODELLING PROCESSES .....	23
3.1 The design of new dams .....	27
3.1.1 Concrete dams .....	27
3.1.2 Embankment dams .....	35
3.2 The safety assessment of existing dams .....	43
3.2.1 Concrete dams .....	45
3.2.2 Embankment dams .....	53
3.2.3 Further comments on safety assessment .....	55
4. CAPABILITY OR INADEQUACY OF NUMERICAL MODELS TO ANALYSE DAM SAFETY CORRELATED PHENOMENA .....	59
4.1 Concrete dams – Static behaviour .....	61
4.1.1 Stress-strain state .....	61
4.1.2 Local and global stability related to cracking state .....	63
4.1.3 Sliding and overturning .....	65
4.1.4 Instability of slopes or blocks .....	67
4.1.5 Seepage .....	67
4.1.6 Ageing, alkali-aggregates reactions and similar phenomena ....	67
4.1.7 Dissolution due to seepage and similar phenomena .....	69
4.2 Concrete dams – Dynamic behaviour .....	69
4.2.1 Stress-strain state .....	69
4.2.2 Local and global stability related to cracking state .....	71
4.2.3 Sliding and overturning .....	71
4.2.4 Instability of slopes or blocks .....	71

4.3	Barrages en béton – Comportement hydraulique .....	70
4.3.1	Cavitation .....	70
4.3.2	Érosion .....	72
4.3.3	Dislocation de dalles d'évacuateurs de crue .....	72
4.3.4	Crue exceptionnelle .....	72
4.3.5	Érosion au pied aval .....	72
4.3.6	Sédimentation .....	74
4.4	Barrages en remblai – Comportement statique .....	74
4.4.1	État contrainte - déformation .....	74
4.4.2	Stabilité .....	78
4.4.3	Percolations .....	80
4.4.4	Érosion interne .....	82
4.4.5	Fracturation hydraulique .....	82
4.4.6	Phénomènes particuliers : dissolution due aux percolations, liquéfaction statique, détérioration physico-chimique, argiles dispersives .....	84
4.5	Barrages en remblai – Comportement dynamique .....	84
4.5.1	État contrainte - déformation .....	86
4.5.2	Érosion interne après séisme .....	90
4.6	Barrages en remblai – Comportement hydraulique .....	90
5.	VALIDATION DES LOGICIELS DE CALCUL DE BARRAGES .....	104
5.1	Description des activités - bancs d'essai .....	106
6.	REMARQUES COMPLÉMENTAIRES .....	112
7.	CONCLUSIONS .....	116
8.	BIBLIOGRAPHIE .....	120
	ANNEXES .....	131
	Annexe 1 – Concept de probabilité de rupture .....	132
	Annexe 2 – Classement et choix des modèles de comportement des sols pour le calcul de barrages en remblai .....	135
	Annexe 3 – Synthèse des résultats et solutions de référence .....	139



4.3	Concrete dams – Hydraulic behaviour .....	71
4.3.1	Cavitation .....	71
4.3.2	Erosion .....	73
4.3.3	Dislocation of paving slabs of spillways .....	73
4.3.4	Extreme flood .....	73
4.3.5	Downstream heel erosion .....	73
4.3.6	Siltation .....	75
4.4	Embankment dams – Static behaviour .....	75
4.4.1	Stress-strain state .....	75
4.4.2	Stability .....	79
4.4.3	Seepage .....	81
4.4.4	Internal erosion .....	83
4.4.5	Hydraulic fracturing/splitting .....	83
4.4.6	Particular phenomena : Dissolution due to seepage, static liquefaction, physical-chemical deterioration, dispersive clays .....	85
4.5	Embankment dams – Dynamic behaviour .....	85
4.5.1	Stress-strain state .....	87
4.5.2	Post seismic internal erosion .....	91
4.6	Embankment dams – Hydraulic behaviour .....	91
5.	VALIDATION OF COMPUTER SOFTWARE FOR DAMS .....	105
5.1	Description of Benchark-Workshop activities .....	107
6.	COMPLEMENTARY REMARKS .....	113
7.	CONCLUSIONS .....	117
8.	BIBLIOGRAPHY .....	120
	APPENDICES .....	131
	Appendix 1 – Concept of probality of failure .....	132
	Appendix 2 – Classification and selection of constitutive models of soils for embankment dam analysis .....	135
	Appendix 3 – Synthesis of the results and related reference solutions .....	139

---

## AVANT-PROPOS

---

Le Comité ad hoc des Méthodes de Calcul des Barrages a été renouvelé au cours de la 61<sup>e</sup> Réunion Exécutive qui s'est tenue au Caire, en novembre 1993, les pays membres du Comité étant les suivants : Allemagne, Autriche, Canada, Espagne, États-Unis, Finlande, France, Iran, Italie, Japon, Roumanie, Russie, Suisse.

Nous rappelons les missions du Comité :

*Les calculs sont une partie intégrante du projet et de la surveillance des barrages, et les méthodes de calcul sont en évolution et progrès continus. Le Comité des Méthodes de Calcul des Barrages sera donc renouvelé pour la période 1993 -1999 avec les missions suivantes :*

- 1. Identifier et définir tous les domaines et étapes de l'ingénierie des barrages, où les méthodes de calcul analytiques ou informatiques peuvent intervenir efficacement.*
- 2. Identifier et décrire les conditions auxquelles doivent répondre ces méthodes de calcul, afin d'aider l'ingénieur avec le maximum d'efficacité et le moins d'incertitudes et d'ambiguïtés possible.*
- 3. Identifier les diverses catégories de problèmes techniques où les méthodes analytiques sont encore insuffisantes ou défectueuses, et les indiquer clairement dans des rapports qui seront adressés à tous les Comités Nationaux de la CIGB, afin que des méthodes appropriées puissent être mises au point.*
- 4. Organiser et tenir, avec l'accord de la CIGB, des réunions spéciales (ateliers – bancs d'essai) portant sur des exercices d'application de méthodes de calcul à des problèmes caractéristiques de barrages. Évaluer et publier les résultats accompagnés d'une analyse critique, de façon à réaliser des progrès et à définir des « solutions de référence » dans toute la mesure du possible.*
- 5. Explorer et illustrer, à l'intention des ingénieurs de barrages, toute nouvelle méthode ou technique de calcul pouvant être valablement utilisée dans le domaine des projets de barrages. Publier des rapports ou bulletins, par le canal du Secrétariat de la CIGB, afin de diffuser les connaissances rassemblées.*

Nous remercions tous les membres du Comité qui ont apporté de précieuses contributions à la préparation de ce Bulletin, ainsi que tous les Comités Nationaux et les Organismes qui ont permis la tenue de trois Ateliers (3<sup>e</sup>, 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup>) au cours de la durée du mandat du Comité.

Nous adressons en particulier nos remerciements à Guido Mazzà (ENEL, Italie) pour sa participation appréciée et dévouée à l'élaboration technique du Bulletin, à A. Carrère (Coyne et Bellier, France) pour sa contribution et ses précieux conseils, à Pasquale Palumbo et à Giovanni La Barbera (ISMES, Italie) pour l'organisation technique des Ateliers.

Gabriella Giuseppetti      Bernard Tardieu  
Président                      Vice-Président

Comité ad hoc des Méthodes de Calcul des Barrages

---

---

## FOREWORD

---

The ad hoc Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams was renewed during the 61st Executive Meeting in Cairo (November, 1993) with Austria, Canada, Finland, France, Germany, Iran, Italy, Japan, Romania, Russia, Spain, Switzerland, USA, as member countries.

The Committee's Terms of Reference were as follows :

*Engineering analysis is an integral part of dam design and monitoring, and its computational aspects are in a process of continuous development and progress. Hence the Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams will be reappointed for the period 1993-1999 with the following new Terms of Reference :*

- 1. To identify and define all areas and phases of dam engineering where analytical or computer-based procedures can be efficiently integrated in the overall engineering process.*
- 2. To identify and describe the requisites of such procedures in order to assist the engineering activities efficiently, with the minimum uncertainties and ambiguities.*
- 3. To identify particular classes of dam engineering problems in which analytical tools are still inadequate or defective, and to clearly formulate them in ad hoc reports to all National Committees so that, by diffusion through ICOLD, the implementation of adequate tools can be promoted.*
- 4. To organize and hold, with ICOLD endorsement, specialized events (Benchmark Workshops) in which exercises typifying classes of dam problems are proposed for computational solutions. To evaluate and publish the results with a critical analysis, so that progress can be achieved and « reference solutions » can be defined whenever possible.*
- 5. To explore and illustrate, for the benefit of dams engineers, new computational approaches or techniques that can be put to sound engineering use in the field of dam projects. To publish Reports or Bulletins, through ICOLD Secretariat, to diffuse the knowledge thus gained.*

We wish to thank all the members of the Committee for their essential contribution in the preparation of this document; special thanks to National Committees and to the Organizations who made possible carrying out three Benchmark-Workshops (3rd, 4th and 5th) during the life of this Committee.

Special acknowledgements have to be expressed to Dr. Guido Mazzà of ENEL (Italy) for his devoted and competent activities in the technical drafting of the Bulletin, to Dr. A. Carrère of Coyne et Bellier (France) for his contribution and valuable suggestions, and to Drs. Pasquale Palumbo and Giovanni La Barbera of ISMES (Italy) for the technical organisation of the Benchmark-Workshops.

Gabriella Giuseppetti      Bernard Tardieu  
Chairman                      Vice-Chairman

Ad hoc Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams

---

---

# 1. INTRODUCTION : ANTÉCÉDENTS, OBJET ET CONTENU DU BULLETIN

---

Les travaux effectués par le Comité ad hoc des Méthodes de Calcul des Barrages, renouvelé en 1993, sont la suite naturelle de ceux accomplis par le Comité identique précédent qui établit le Bulletin 94 « *Logiciels de Calcul des Barrages – Validation* ». Les lecteurs intéressés peuvent s'y rapporter pour des informations détaillées sur le cadre méthodologique, la terminologie et les buts des bancs d'essai organisés au cours des activités du Comité.

Dans le Bulletin 94, trois notions (ou phases) critiques différentes dans l'utilisation des programmes informatiques de calcul adoptés dans la technique des barrages furent analysées : *Justification, Validation et Assurance qualité*. En outre, dans le Bulletin susmentionné, les concepts fondamentaux et les thèmes principaux à analyser dans les bancs d'essai furent indiqués, ainsi que les schémas de représentation des résultats en termes de *Solutions de référence* (i.e. de solutions à adopter dans la validation de nouveaux codes de calcul).

Le présent Bulletin (comme indiqué dans les *missions* du nouveau Comité) comprend deux sujets principaux.

Le premier porte sur un examen analytique critique du rôle et de l'efficacité des modèles mathématiques actuellement disponibles pour les différents types de barrage, des différents phénomènes affectant leur sécurité, des diverses étapes de leur vie ; les informations correspondantes sont présentées sous la forme de six Tableaux (trois pour les barrages en béton et trois pour les barrages en remblai) précédés de quelques chapitres de considérations générales et suivis de notes contribuant à clarifier leurs contenus.

Le deuxième sujet vise à illustrer quelques *Solutions de référence* déduites des quatre premiers bancs d'essai.

Dans chaque cas, plusieurs thèmes techniques ont été définis, étudiés par plusieurs participants de divers pays à l'aide de différents logiciels, et les résultats obtenus ont été discutés en vue de définir des *Solutions de référence* et, si possible, les *Bandes d'incertitude* pour les résultats de chaque thème technique.

Dans la dernière partie du Bulletin, une synthèse des résultats les plus importants des quatre bancs d'essai est donnée, laissant à de futurs rapports le soin de présenter les résultats du 5<sup>e</sup> banc d'essai (organisé à Denver, au printemps 1999) et d'autres événements éventuels.

Les lecteurs intéressés sont vivement invités à consulter les comptes rendus des quatre bancs d'essai déjà tenus.

---

# 1. INTRODUCTION : BACKGROUND, SCOPE AND CONTENTS OF THE BULLETIN

---

The activities carried out by the *ad hoc* Committee on Computational Aspects of Analysis and Design, reappointed in 1993, are the natural continuation of those performed by the previous analogous Committee that issued the Bulletin n. 94 *Computer software for Dams - Validation*. The interested readers can make reference to this Bulletin for the necessary deepening related to the methodological frame, the terminology and the aims of the Benchmark-Workshops (B-Ws) organized during the Committee activity.

In the Bulletin n. 94 three different critical aspects (or phases) in the use of computer programs adopted for dam engineering were analysed: *Justification, Validation and Quality Assurance*. In the aforesaid Bulletin, moreover, basic concepts and main themes to be analysed in the B-Ws were shown as well as the schemes to represent the results in terms of *Reference Solutions* (i.e. solutions to be adopted in the validation of new computer codes).

On the contrary, the present report (as pointed out by the *Terms of Reference* of the new Committee) includes essentially two main subjects.

The first one consists of a critical, analytical review of what can be the role and the effectiveness of presently available mathematical models for the different types of dams, different phenomena affecting their safety, different stages in their life; this kind of information are organised in six tables (three for concrete dams and three for embankment dams), preceded by some chapters of general considerations and followed by notes helping to clarify their contents.

The second subject is aimed to illustrate some of the *Reference Solutions* achieved through the first four B-Ws.

In each of these events, several technical themes were defined, solved by several participants of different countries with different software packages and the relevant results were discussed to define the above mentioned *Reference Solutions* and, where possible, the *Uncertainty Bands* for the results of each technical theme.

In the last part of the Bulletin the synthesis of the most significant results of the four B-Ws is shown, leaving to future reports the presentation of the results of the 5th B-W (to be held in Denver, Spring 1999) and of possible further events.

The interested readers are warmly recommended to consult the Proceedings of the already held four B-Ws.

---

## 2. DE LA RÉALITÉ PHYSIQUE AUX MODÈLES MATHÉMATIQUES : CONCEPTS FONDAMENTAUX DE SIMULATION NUMÉRIQUE

---

Dans la présentation d'une étude sur les possibilités des modèles mathématiques dans le domaine de l'évaluation de la sécurité et de la conception des barrages, il est inévitable de procéder à un examen critique des concepts et des outils généralement utilisés.

En vérité, la démarche depuis les résultats fournis par les modèles mathématiques jusqu'à l'estimation (quantitative) de la sécurité du barrage n'est ni immédiate ni triviale.

En premier lieu, une analyse du contenu logique des deux termes concernés par cette opération de synthèse est nécessaire.

Tout d'abord, les modèles mathématiques, qui constituent l'objet du présent Bulletin, sont toujours, par nécessité, partiels. Cela signifie qu'ils décrivent ou simulent, d'abord sous forme mathématique, puis en termes numériques, le comportement de quelques réponses particulières (partielles) du barrage aux variations de certaines actions externes. Par exemple, un modèle mathématique peut décrire (à l'intérieur de limites d'applicabilité bien définies) la réponse structurale du barrage à un séisme (en terme de déplacements, contraintes, etc.); un autre modèle peut décrire les variations dans la répartition des pressions interstitielles à l'intérieur du corps du barrage, résultant des variations du niveau de retenue ; et ainsi de suite.

Généralement (dans la technique actuelle, et avec quelques exceptions), les divers modèles mathématiques applicables à l'étude du comportement d'un barrage donné vis-à-vis des différentes actions physiques sont des outils non-interactifs, en ce sens qu'ils sont utilisés séparément et souvent indépendamment pour les diverses réponses, avec des considérations limitées (et parfois sans aucune considération) vis-à-vis des interactions possibles.

Dans le domaine physique, il y a, au contraire, très souvent des effets non-linéaires qui modifient la réponse globale, la rendant différente de la simple (linéaire) superposition de situations séparées. Bien entendu, il est possible que des modèles sophistiqués puissent tenir compte de ces interactions non-linéaires; des efforts ont déjà été faits dans ce sens (voir, par exemple, quelques-uns des résultats des quatre bancs d'essai). De toute façon, il est bon de signaler que ces modèles plus sophistiqués nécessitent, d'une part, des données plus affinées et, d'autre part, des connaissances et expériences techniques plus grandes dans l'interprétation des résultats.

Mais, même en dehors des considérations susmentionnées, il reste que l'ingénieur de barrage doit, suivant la pratique professionnelle ainsi que les règlements officiels, synthétiser tous les résultats des analyses partielles en une mesure quantitative globale de la sécurité du barrage. Cela représente une phase

---

## 2. FROM PHYSICAL REALITY TO MATHEMATICAL MODELS : BASIC CONCEPTS OF NUMERICAL SIMULATION

---

In presenting a study on the possibilities of mathematical models in the field of dam safety evaluation and design, it is inevitable to have a critical look at the conceptions and tools currently used.

Indeed, the step from the results gained from mathematical models to a (quantitative) estimate of dam safety is neither an immediate nor a trivial one.

In the first place, an analysis of the logical content of the two terms to be joined by this synthetic operation is required.

First of all the mathematical models, that form the object of the present Bulletin, are always, by necessity, partial ones. This means that they describe, or simulate first in mathematical form, then in numerical terms, the behaviour of some particular (partial) responses of the dam to the variations of some external agents. For instance, a mathematical model may describe (within well-defined limits of applicability) the structural response of the dam to an earthquake (in terms of displacements, stresses, etc.); another model may depict the variations in the distribution of pore pressures inside the dam body as a consequence of variations in the impoundment level; and so on.

Usually (in the present state-of-the-art, and with some exceptions) the different mathematical models that can be applied to investigate the behaviour of a given dam vis-à-vis different physical actions are non-interacting tools, in the sense that they are used separately and often independently for the different responses, with limited considerations (and sometimes without any consideration) about possible interactions.

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 (linear) superposition of the separate situations. Of course, it is possible that more sophisticated models could allow consideration of these non-linear interactions; some efforts have already been made in this sense (see e.g. some of the results of the four B-Ws). It is right to point out, in any case, that these more sophisticated models require, on one hand, more refined input data and, on the other hand, greater engineering knowledge and experience in the interpretation of results.

But, even apart from the above considerations, there remains the fact that the dam engineer is required, by professional practice as well as by official Regulations, to synthesize all the results of partial analyses in an overall quantitative measure of the dam safety. This represents an even more important conceptual step, underlying

conceptuelle encore plus importante, soulignant quelles sont les hypothèses non établies, mais implicitement acceptées, qui doivent être analysées, au moins afin que les rapports sur la sécurité puissent avoir une signification non ambiguë.

Cette tâche est rendue difficile du fait que le terme sécurité est vague et peut recouvrir diverses choses. Même les définitions techniques de la sécurité sont affectées par diverses implications complexes apportées presque inévitablement par le concept de sécurité.

La principale difficulté résulte du fait que la sécurité n'est pas un attribut physique de l'objet (dans notre cas : le barrage) que l'on pourrait mesurer en principe au moyen d'appareils appropriés; elle est plutôt une construction conceptuelle complexe, résultant de nécessités socio-économiques et évoluant dans le temps par suite de changement de perceptions et de progrès technico-scientifiques.

La principale motivation conduisant à une évaluation de la sécurité est, à la base, d'ordre psychologique : la crainte du danger – issue de l'expérience – et l'incitation à se sentir protégé vis-à-vis de ce danger. Le concept de sécurité est ainsi associé à la possibilité de rupture et à l'évaluation de sa probabilité, ainsi qu'aux prévisions concernant le futur.

La rupture est un fait d'expérience et est enregistrée dans la mémoire collective. Dans le cas des barrages, des statistiques sont disponibles (les activités remarquables de la CIGB dans ce domaine méritent d'être rappelées); elles montrent que la fréquence d'accidents graves (rupture totale ou partielle), évaluée à environ  $10^{-4}$  par barrage-an jusqu'à 1950, est maintenant descendue à environ  $10^{-5}$  par barrage-an, ou moins (voir Bulletin 99 de la CIGB). Cette diminution est manifestement perçue comme une augmentation du niveau de sécurité, rendue possible par les progrès techniques – au sens le plus général – ainsi que par des règlements et codes de pratique plus rigoureux.

Cependant, bien que les progrès dans la technologie et dans l'organisation de la société aient conduit à une augmentation marquée de la sécurité – comme le prouvent les valeurs de fréquence de rupture précitées –, l'évaluation scientifique de la sécurité et, à vrai dire, la définition très technique des diverses mesures de la sécurité utilisées dans la pratique (coefficients de sécurité, probabilités de rupture, etc.) donnent toujours lieu à des critiques.

Une brève discussion de quelques points contestables concernant le concept de probabilité de rupture figure dans l'Annexe 1. Dans un souci de concision, seules les conclusions de cette discussion sont données ci-après.

La présentation de base de l'approche de fiabilité suppose que la capacité portante et la charge appliquée sont toutes deux des variables à un degré de liberté. En fait, elles sont complexes, des fonctions à variables multiples s'étendant dans le temps et l'espace; cette objection peut être quelque peu contrée en se référant à des scénarios de chargement spécifiques. Cependant, la prise en compte, de façon exhaustive, de tous les scénarios possibles (afin que l'évaluation de la sécurité témoigne de réalisme) nécessite un travail énorme de simulation, impliquant la prise en considération d'interactions non linéaires : opération coûteuse et délicate qui n'est pas souvent entreprise.



which there are some unstated, yet implicitly accepted, assumptions that should be analysed, at least in order that the statements about safety could acquire an unambiguous meaning.

This task is made difficult by the fact that safety is a loose term, under which different things can be assumed by different people. Even the technical definitions of safety are affected by mixed implications that the concept of safety brings along almost inevitably.

The main difficulty lies in the point that safety is not a physical attribute of the object (in our case: of the dam) that one could in principle measure with adequate instruments; it is, rather, a man-made, complex conceptual construct, arising from socio-economic necessities and evolving in time through both changing perceptions and technical-scientific advancements.

The primary motivation in looking for a safety assessment is, at the root, a psychological one: the fear of danger – born from experience – and the urge of feeling protected from it. The concept of safety is thus linked to the possibility of failure, and the evaluation of its likelihood, and to expectations about the future.

Failure is a fact of experience and is recorded in collective memory. In the case of dams, statistics are available (it is hardly necessary to recall the praiseworthy activity developed in this field by ICOLD), which show that the frequency of serious accidents (total or partial failure), evaluated at about  $10^{-4}$  per dam-year until about 1950, is now down to about  $10^{-5}$  per dam-year or less, see ICOLD Bulletin n. 99. This decrease is obviously perceived as an increase in the level of safety, made possible by the technical progress – in the more general sense – as well as by more stringent Regulations and Codes of Practice.

However, while – as attested by the just cited figures – the advances in technology, and in societal organisation, have brought about a marked increase of safety, the science of safety estimation, and, indeed, the very technical definition of the various measures of safety that are used in practice (safety factors, probabilities of failure, etc.) still are open to criticism.

A brief discussion of some debatable points concerning the concept of probability of failure is reported in a separate Appendix 1. For the sake of brevity only the conclusions of this discussion are laid down hereafter.

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, many-variables functions extended in time and space; this objection can be somehow surmounted by making reference to specific loading scenarios. However, to consider exhaustively all the possible scenarios (in order that the safety appraisal could be a realistic one) a tremendously big simulation effort should be sustained, involving the consideration of non-linear interactions: a costly and delicate enterprise, not often carried out.

En outre, si pour les actions externes il est logique de parler de probabilités d'occurrence dans un sens *a priori*, par contre, lorsqu'on considère la fonction de distribution de probabilités de la capacité portante, on parle des conséquences d'incertitudes et d'informations incomplètes concernant le barrage réel, i.e. de probabilités de Bayes ou *a posteriori*. Les deux différents types de probabilités sont alors utilisés ensemble – comme s'ils étaient homogènes – pour obtenir une valeur de la probabilité de rupture. Cette dernière, à son tour, est considérée, presque toujours, comme une probabilité objective, plutôt que subjective, ce qui constitue une position conceptuellement insoutenable.

De plus, la procédure en vue d'obtenir la probabilité de rupture nécessite une connaissance précise des limites extrêmes des fonctions de distribution de probabilités, ce qui en réalité est très peu connu.

Enfin, on ne mentionne ni on ne considère presque jamais, de façon explicite, la nature de la probabilité de rupture associée à l'espace de temps, ni le fait que cette probabilité n'est pas un attribut physique du barrage (dans le sens, par exemple, de son poids ou de la répartition de la température, etc.), qui en principe, si ce n'est en pratique, ne pourrait être mesuré que si on avait des appareils appropriés.

Ces considérations montrent, une fois de plus, que la sécurité d'un barrage est une quantité à ne pas définir une fois pour toutes, mais qui est sujette à des changements objectifs (dégâts, mesures correctives) et subjectifs (améliorations des connaissances), tout au long de la vie du barrage. La Fig. 1 essaie de montrer comment la sécurité, malgré les difficultés conceptuelles indiquées ci-dessus, peut être gérée efficacement dans le temps. Des moyens spéciaux, tels que des analyses de risque (identification des problèmes, ou accident encore en *période d'incubation*), la gestion du risque (traitement, en temps opportun, des conditions potentiellement dangereuses) et, mieux encore, des procédures d'assurance qualité sont maintenant disponibles et connaissent des progrès constants (avec, également, l'aide des techniques d'intelligence artificielle (I.A.).

La même Fig. 1 est destinée à montrer que le cadre général de la sécurité est beaucoup plus large que sa contrepartie purement technique, incluant des réalités objectives (le monde physique), les facteurs humains, les aspects réglementaires, etc.

Il faut également souligner que seuls des efforts pour une meilleure communication entre toutes les parties concernées assureront que les questions de sécurité seront perçues de façon claire et appropriée, sans porter atteinte aux ambiguïtés et malentendus.

Les considérations précédentes ne doivent pas être prises comme une réfutation de l'utilité pratique de concepts consacrés, tels que le coefficient de sécurité ou la probabilité de rupture. Elles visent uniquement à montrer que, si ces concepts peuvent être efficacement utilisés pour des comparaisons, pour des vérifications de conformité aux normes officielles et pour des prises de décisions opérationnelles, ils ne doivent pas être considérés comme une mesure absolue ou objective de la sécurité. En particulier, le concept de probabilité de rupture ne prendra pas une signification intuitive (assimilable grosso modo à une fréquence d'occurrence), mais constituera un indice conventionnel permettant un classement de situations plus ou moins exposées à des risques.

Besides, while for the 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 our information concerning the real dam, i.e. of Bayesian or *a-posteriori* probabilities. The two different kinds of probabilities are then used together – as if they were homogeneous – to obtain a figure for the probability of failure. The latter, in turn, is then considered, practically always, as an objective, rather than a subjective probability, which is a conceptually untenable position.

Besides, the procedure for obtaining the probability of failure requires accurate knowledge of the extreme tails of the two probability distribution functions, which in reality are very poorly known.

Finally, almost never there is explicit mention or consideration of the time-span-related nature of the probability of failure, nor of the fact that this probability is not a physical attribute of the dam (in the sense, e.g., of its weight, or temperature distribution, etc.) which in principle, if not in practice, could be measured if only we had the appropriate instruments.

These considerations show once more that safety of a dam is a quantity not to be defined once and for all, but subjected to changes, both objective (damage, remedial actions) and subjective (improvements in knowledge), during all of its life. Fig. 1 tries to show how safety, in spite of all the conceptual difficulties shown above, can be managed effectively in time. Specialized tools, such as hazard audits (identification of problems, or accident still in the incubation period), hazard management (timely treatment of potentially dangerous conditions), last but not least quality assurance procedures are now available, and are under constant development (also with the help of artificial intelligence techniques).

The same Fig. 1 aims to show how the general framework of safety is much wider than its purely technical counterpart, including objective realities (the physical world), the human factors, the legal aspects, etc.

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, without damaging ambiguities or misunderstanding.

The preceding considerations should not be taken as a refutation of the practical usefulness of such time-hallowed concepts as safety factor or probability of failure. They only intend to show that, while these concepts may be effectively used for comparative purposes, for verification of compliance with official standards and for reaching operational decisions, they are not to be taken as an absolute or objective measure of safety. In particular, the concept of probability of failure should not be taken in the intuitive meaning (roughly, assimilable to a frequency of occurrence), but as a conventional index allowing a relative grading of more or less hazard-exposed situations.

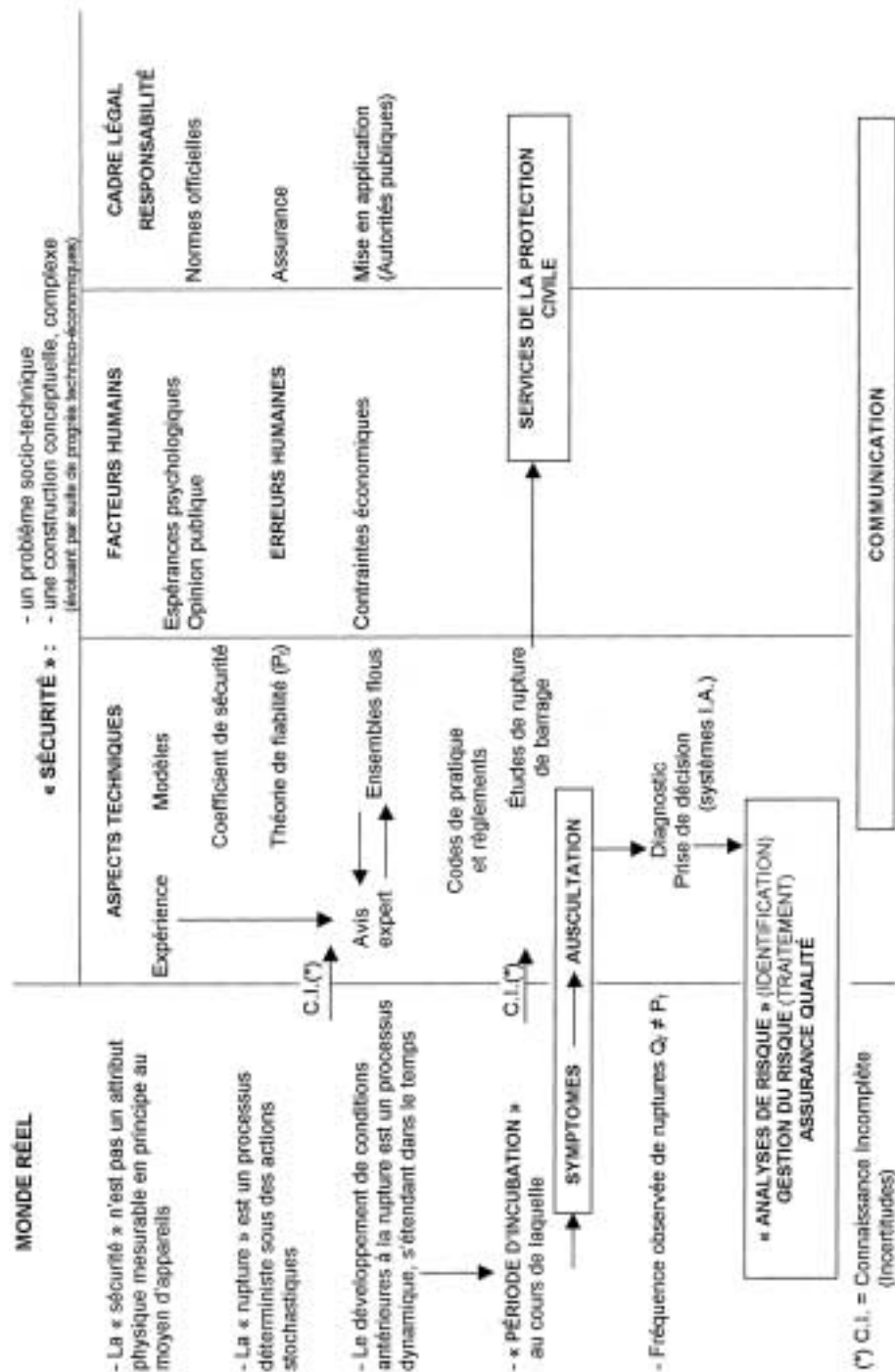


Fig. 1

Schéma conceptuel de gestion de la sécurité d'un barrage

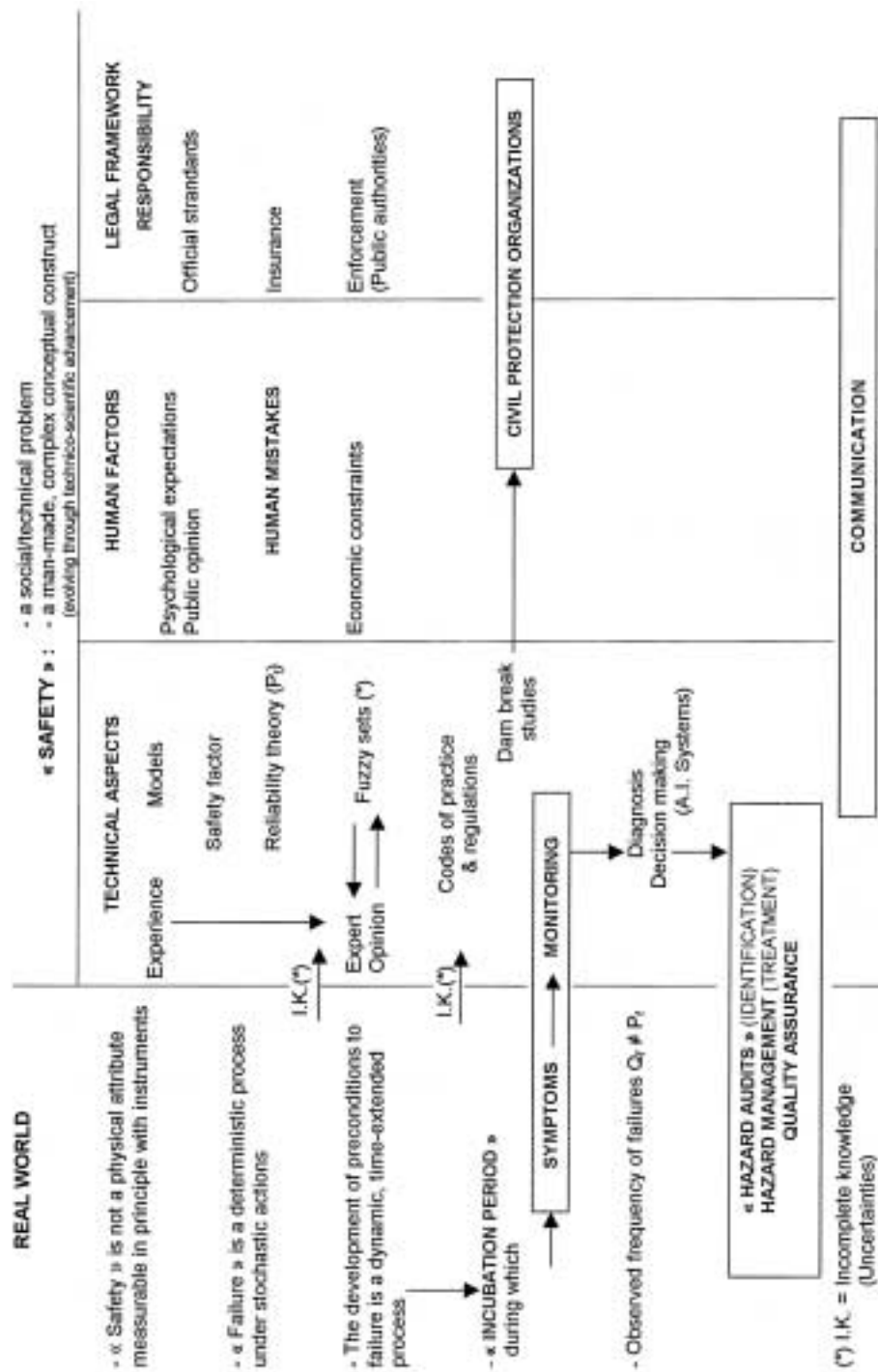


Fig. 1  
Conceptual scheme of dam safety management

Quel est le propre rôle des modèles mathématiques dans ce cadre complexe? Tout d'abord, les définitions des modèles mathématiques seront élargies pour inclure non seulement des techniques avancées, comme les calculs par la méthode des éléments finis, mais aussi des techniques plus modestes, telles que des méthodes ou règles empiriques (par exemple, règle de Bligh [Nuovo Colombo, Manuale dell'Ingegnere, H-97, H-207] pour les gradients hydrauliques admissibles dans des alluvions perméables, ou l'équilibre limite dans l'analyse des digues en remblai suivant la méthode des surfaces de glissement); une longue pratique et de nombreuses applications couronnées de succès permettent de considérer ces techniques comme dignes de confiance.

Chacun des modèles permet de porter un jugement qualitatif (satisfaisant – non satisfaisant) sur un aspect partiel du comportement de l'ouvrage. Ce jugement qualitatif peut, dans certains cas, être accompagné d'indices quantitatifs exprimant l'éloignement plus ou moins grand par rapport à une situation dangereuse (coefficients de sécurité partiels).

Les modèles seront utilisés avec une perception claire de la nature des outils de simulation. En d'autres termes, ils ne donnent, à vrai dire, réponse qu'au type suivant de question :

*Qu'arriverait-il si le barrage obéissait à telles ou telles lois physiques de comportement et si les actions étaient de tels ou tels type et intensité?*

La précision de la réponse impose des vérifications internes sur les modèles et une validation des logiciels ; par contre, l'applicabilité de ces réponses au monde physique (*justification*) entraîne un jugement qui inclut des considérations externes aux modèles ; en fait, cela ne représente qu'une phase du processus.

Les résultats des modèles, ainsi que les indices résultants et/ou les jugements synthétiques, permettront à l'ingénieur de vérifier que le barrage répond aux codes de pratique et/ou aux règlements officiels. Ceux-ci définissant et, si possible, quantifiant seulement certains aspects des exigences de sécurité des barrages, alors que d'autres sont négligés malgré leur importance vis-à-vis de la sécurité, cette opération n'est pas exhaustive pour vérifier que des normes de sécurité satisfaisantes sont obtenues. Des précédents et des expériences sont des éléments essentiels pour l'obtention de la sécurité. À cet égard, les tableaux examinés au chapitre 4 sont destinés à présenter une image, à la fois objective et mise à jour dans toute la mesure du possible, des contributions partielles susceptibles d'être offertes par des modèles mathématiques dans la mesure où ils peuvent être appliqués aux évaluations de sécurité ultérieures; mais cette image reflète uniquement la technique actuelle et est donc sujette à évolution et mise à jour dans le futur.

Now what is the proper role of mathematical models in this complex framework? First of all, the definitions of mathematical models should be widened to include not only advanced tools, like Finite Element analyses, but also more modest ones, such as empirical, or rule-of-thumb rules (e.g. the Bligh rule [Nuovo Colombo, Manuale dell'Ingegnere, H-97, H-207] for allowable hydraulic gradients in permeable alluvia or the limit equilibrium according to slide surfaces analysis of embankments) that are to be considered as reliable on the strength of a long practice and frequent, successful applications.

Each of them allows to form qualitative judgements (satisfactory-not satisfactory) of a partial aspect of the dam behaviour. The qualitative judgement can be accompanied, in some cases, by quantitative indices expressing the greater or smaller distance from a dangerous situation (partial safety factors).

The models should be utilized with a clear perception of their nature of simulation tools. In other words, they give, strictly speaking, answer only to the following type of question :

*What would happen if the dam should obey to such-and-such physical laws of behaviour and if the actions were of such-and-such type and intensity?*

The accuracy of the answer entails verifications internal to the models and related software validation; instead, the relevance of these answers to the physical world (*justification*) entails a judgement which includes considerations external to the models; these are, in fact, only one step of the process.

The results of the models, together with the resulting indices and/or the synthetic judgements just alluded to, should allow the dam engineer to document that the dam complies with codes of practice and/or official regulations. Since the latter define and, where possible, quantify only some aspects of dam safety requirements, while others are left out notwithstanding their importance for safety, this operation is not exhaustive to ensure that satisfactory safety standards are met. Precedents and experience are essential ingredients of safety procurement. In this respect, the tables discussed in paragraph 4 are intended to present a picture, both as objective and up-to-date as possible, but clearly only relevant to the present state-of-the-art and, as thus, subject to future evolution and updating, of the possible partial contributions offered by mathematical models in so far as they may be relevant to subsequent safety evaluations.

---

### 3. TECHNIQUE DES BARRAGES ET PROCÉDURES DE MODÉLISATION APPLICABLES

---

Même si en termes généraux, comme indiqué au chapitre 2, la modélisation mathématique concerne tous types d'approches numériques utilisées pour simuler la réponse du barrage aux variations des actions externes, la modélisation, dans le présent Bulletin, signifie des méthodes numériques et algorithmes introduits dans des programmes de calcul.

Malgré l'espace de plus en plus grand occupé par la modélisation mathématique dans tous les domaines techniques (aéronautique, mécanique, génie civil, etc.), dans le domaine des barrages de tels modèles n'ont été introduits que depuis quelques années et dans une mesure assez limitée. Cela résulte, en partie, du fossé existant entre les spécialistes de modélisation mathématique et les concepteurs et gestionnaires de barrages. Le premier groupe est constitué généralement de spécialistes de système d'information, ce qui leur permet de développer les modèles à leur niveau maximal. Le second groupe préfère avoir recours à des méthodes classiques de calcul et à des méthodes empiriques basées sur leur expérience éprouvée.

Au cours des dix dernières années, ce fossé a été réduit par suite de la reconnaissance accrue du potentiel de tels modèles, de l'utilisation de plus en plus répandue d'ordinateurs, et de l'organisation de séminaires et conférences dans lesquels les deux cultures sont engagées.

La connaissance critique des possibilités offertes par les programmes informatiques de calcul dans ce domaine a été grandement facilitée par la préparation du Bulletin 94 sur la validation des logiciels utilisés dans le calcul des barrages et par l'organisation de quatre bancs d'essai sur la comparaison des différents logiciels pour l'analyse de problèmes intéressant les ingénieurs de barrage. Il est prévu que le futur banc d'essai sera consacré à la *justification* des logiciels plutôt qu'à leur *validation*, comme cela prévaut actuellement (voir chapitre 5). Cela sera une occasion de renforcer les liens entre le monde des spécialistes en logiciels dans les domaines de l'hydraulique et des structures et celui des ingénieurs de barrage. Grâce à de telles initiatives, les ingénieurs de barrage ne dépendront pas des spécialistes en informatique pour la modélisation de leurs problèmes, mais pourront collaborer avec eux sans barrière de langage ou fossé dans les connaissances. Cela évitera le risque de mauvaise définition des problèmes et d'ambiguïtés dans l'interprétation des résultats.

Un des objectifs du présent Bulletin est d'apporter une plus grande contribution à la résolution de ce problème, avec examen, ne serait-ce que de façon synthétique, des aspects les plus significatifs du rôle que la modélisation est capable de jouer dans le projet et l'évaluation de la sécurité des barrages.

En règle générale, un projet débute par le choix du site et des dispositions générales de toutes les structures faisant partie de l'aménagement, en tenant compte des conditions géologiques, hydrologiques, sismologiques, etc., avec l'aide éventuelle de modèles mathématiques. Le type de barrage peut alors être choisi et étudié.



---

### 3. DAM ENGINEERING AND RELATED MODELLING PROCESSES

---

Even if in general terms, as stated in chapter 2, mathematical modelling refers to every kind of numerical approaches used to simulate the response of the dam to the variations of external agents, in the present Bulletin mathematical modelling mainly refers to numerical methods and algorithms implemented into computer programs.

Despite the ever extending space that mathematical modelling occupies in all fields of engineering (aeronautical, mechanical, civil, etc.), in the field of dams only since some years and in a rather limited measure have such models found their niche. This fact is to some extent attributable to the existing gap between the specialists of mathematical modelling and planners and managers of dams. The first group are usually also information system specialists, thanks to which they are able to develop the models to their full potential. The second group often prefer to revert to traditional methods of calculation and empirical methods based on their proven experience.

In the course of the last 10 years or so this gap has been reduced due to the ever greater realization of the potential of such models, to the increasing use of computers and to the organization of seminars and conferences in which both cultures are involved.

The critical knowledge of the capabilities offered by computer programs in this field has been significantly aided by the drawing up of Bulletin n. 94 on the validation of the software used in the analysis of dams, and by the organisation of four B-Ws on the comparison of different software for the analysis of problems of interest to dam engineers. It is predicted that future B-Ws will be addressed to *justify* the use of software rather than *validate* it as is presently prevalent (see chapter 5). This will be a chance to strengthen significantly the ties between the world of the hydraulic and structural engineering software specialists and that of the dam engineers. Thanks to initiatives of this kind, dam engineers should not be dependant on specialists in informatics for the mathematical modelling of their problems but they should be able to work with them without language barriers or gaps in knowledge. This should avoid the risk of poor definition of problems and ambiguities in the interpretation of results.

One of the aims of this Bulletin is to contribute further to the resolution of this problem and its purpose is to examine, if only in a synthetical way, the most significant aspects of the role that mathematical modelling is able to play in the design and in the assessment of the safety of dams.

As a rule, a project starts with the choice of the site and of the layout of all the structures in the scheme, in accordance with an analysis of geology, hydrology, seismology, etc., possibly with the help of mathematical models. The dam type can then be chosen and designed.

Lorsque l'étude du projet est suffisamment avancée sur la base de données solides et appropriées, la méthode de modélisation du barrage peut, à ce moment-là seulement, être choisie. Ce choix présuppose que l'ingénieur a préalablement analysé les problèmes spécifiques du projet sur lequel il travaille.

Le modèle doit intervenir sur les problèmes à résoudre et les traiter de façon satisfaisante, car un modèle qui ne résout pas les problèmes détectés par expérience n'est d'aucune utilité. En d'autres termes, le choix du modèle doit être justifié dans un *domaine de pertinence* qui englobe les problèmes détectés et auxquels une réponse doit être apportée. Le choix nécessite une grande expérience des modèles et des barrages.

Lorsqu'il s'agit d'un barrage existant – souvent un barrage ancien – dont le niveau de sécurité doit être évalué, l'ingénieur a encore plus de raison d'analyser le comportement actuel de l'ouvrage avec la plus grande attention, en utilisant les mesures d'auscultation et les observations directes de la structure et de son environnement immédiat. Il doit faire tout son possible pour détecter tout comportement anormal et inquiétant qui le plus souvent apparaît sous la forme d'un comportement irréversible. Un tel comportement est souvent difficile à déceler au milieu de variations globalement réversibles associées au niveau de la retenue, à la température, aux saisons, etc.

Lorsqu'un comportement particulier a été observé et compris au moins partiellement, le modèle mathématique peut être choisi en se basant sur les problèmes détectés.

Le choix du type de modèle est l'une des tâches les plus cruciales, car il nécessite une grande expérience et peut avoir un effet décisif sur le coût de la modélisation : modèle tridimensionnel ou modèle bidimensionnel ? Doit-il représenter la fondation et dans quelle limite ? Doit-il représenter les phases de construction ? Quelle loi rhéologique doit-on utiliser ? Une loi couplée doit-elle être adoptée ? (dans quelle loi la pression d'eau est-elle une variable ?) Un calcul dynamique est-il nécessaire ? etc.

Une fois choisi le type de modélisation, l'ingénieur détermine les paramètres d'entrée nécessaires, en se basant sur les reconnaissances effectuées (topographie, géologie, géotechnique, etc.).

A ce stade, un processus d'étalonnage est nécessaire pour confirmer l'acceptabilité d'un modèle de calcul destiné à étudier le problème technique particulier concernant le barrage. Le choix des paramètres d'entrée relatifs aux matériaux et aux charges, les conditions aux limites et les comparaisons des grandeurs calculées (déplacements, températures, réseaux de fissures, percolations, etc.) avec les grandeurs mesurées constituent la base du processus d'étalonnage.

L'Annexe 2 présente une liste, accompagnée de commentaires, des modèles de comportement les plus utilisés pour les sols. Cette Annexe a été incluse en considérant que les modèles de comportement pour les sols n'ont pas connu, jusqu'à ce jour, la même diffusion et la même confiance que ceux concernant le béton.

Only when the project has made sufficient progress on the basis of solid and adequate data can the method for modelling the dam itself be chosen. This choice presupposes that the engineer has beforehand analyzed the specific problems of the project he is working on.

The model has to represent the problems to be solved and must deal with them satisfactorily, for a model which does not solve the problems detected through experience would serve no useful purpose. In other words, the choice of the model must be *justified* in a *field of relevance* which encompasses the problems detected and to which an answer must be found. This choice requires a lot of experience with models and dams.

When dealing with an existing dam – often an old one – whose level of safety is to be assessed, the engineer has even more reason to analyze the present behaviour of the structure with the greatest of care, using monitoring and direct observation of the structure and its immediate environment. He must do his utmost to detect unusual and worrying behaviour which most of the time is seen as irreversible behaviour. Irreversible behaviour is often difficult to detect in the midst of globally reversible variations associated with the reservoir level, temperature, seasons, etc.

Once particular behavioural aspects have been observed and at least partially understood, the mathematical model can be chosen on the basis of the problems detected.

Choosing the type of model is one of the most crucial tasks, for it requires a lot of experience and can have a decisive effect on the cost of modelling: does the model have to be three-dimensional or can it be two-dimensional; does it have to represent the foundation, and how much of it; does it have to represent construction phases; what sort of rheological law should be used; does a coupled law have to be used (in what law is water pressure a state variable?); is dynamic calculation necessary, etc.?

Once the type of modelling has been chosen, the engineer determines the required input parameters, choosing them on the basis of the investigations carried out (topography, geology, geotechnics, etc.).

At this stage, a calibration process is necessary to confirm the acceptability of a computational model to study the particular dam engineering problem. Selection of input material and load parameters, boundary conditions, and comparisons of computed response quantities (displacements, temperatures, crack patterns, seepage flow, etc.) with the related measured quantities are the basis of the calibration process.

In the Appendix 2 a list and related comments of the most used constitutive models for soils are presented. This annex has been included considering that constitutive models for soils has not achieved till now the same diffusion and reliability as for concrete.

### **3.1. PROJET DE BARRAGES NOUVEAUX**

Avant la description des principaux phénomènes à examiner dans la phase de projet des barrages, quelques aspects généraux relatifs à la modélisation mathématique sont présentés ci-après.

La première considération porte sur la nature spécifique du modèle mathématique utilisé dans l'analyse, en ce sens que des modèles différents doivent être adoptés pour étudier des phénomènes différents (cet aspect est évidemment valable pour des barrages existants).

Comme indiqué au chapitre 2, cela signifie qu'ils décrivent quelques réponses partielles du barrage aux variations des actions externes.

Le deuxième aspect à considérer est qu'en principe les modèles mathématiques ne sont pas destinés à se substituer aux méthodes classiques de calcul (ou aux techniques classiques d'étude, telles que les modèles réduits), mais plutôt à servir de moyen supplémentaire permettant une analyse plus approfondie et plus complète.

Les considérations et facteurs fondamentaux qu'il faut avoir présents à l'esprit lors d'un projet de barrage sont principalement, comme indiqué ci-dessus : les aspects socio-économiques, géomorphologiques, hydrologiques et hydrauliques, les charges, les caractéristiques des matériaux (béton et roche de fondation).

#### **3.1.1. Barrages en béton**

En ce qui concerne les barrages en béton, les modèles doivent permettre d'analyser les aspects spécifiques suivants :

- Modélisation du comportement linéaire, non-linéaire et visqueux du béton;
- Modélisation du comportement de la fondation rocheuse, susceptible d'être fissurée, en tenant compte des effets de la présence d'eau ;
- Modélisation des phases de construction, en tenant compte des phénomènes thermiques (dégagement et diffusion de la chaleur d'hydratation) ; de l'interaction des éléments de structure séparés (joints, pulvino, interface barrage-fondation); des prescriptions techniques mises en œuvre au cours de l'avancement des travaux (injection des joints et de la fondation, stabilisation des appuis, etc.);
- Modélisation du comportement de l'ouvrage sous l'action d'un séisme, tenant compte de l'interaction fluide-structure, avec détermination des conditions aux limites correctes sur la zone de la fondation rocheuse considérée;
- Modélisation de scénarios inhabituels ou exceptionnels en vue d'évaluer les marges de sécurité de l'ouvrage (éventuellement, en plus de celles requises par les règlements), en supposant une augmentation des charges ou une réduction de la résistance des matériaux;
- Modélisation du comportement du barrage, fissuré ou non fissuré, tenant compte de l'effet de la pression d'eau à l'intérieur du corps du barrage.

Quelques problèmes pouvant être actuellement étudiés, avec divers niveaux de précision, au moyen de modèles mathématiques sont décrits ci-après.

### **3.1. THE DESIGN OF NEW DAMS**

Before describing the main phenomena which must be examined in the design phase of dams, some general aspects related to mathematical modelling are presented.

The first consideration looks at the non-manifold nature of the mathematical model put to use in the analysis, in the sense that different models have to be used to study different phenomena (this aspect is obviously valid for existing dams too).

This means that, as stated in chapter 2, they describe the behaviour of some partial responses of the dam to variations in external influences.

The second fact to be considered is that, in principle, mathematical models are not intended as substitutes for traditional methods of calculation (or for traditional techniques of evaluation such as scale models) but rather as another tool having specific possibilities capable of deeper, more complete analysis.

The fundamental factors and considerations to be kept in mind during a dam project, as above said, are principally these: socio-economic, geo-morphological, hydrologic and hydraulic aspects, loadings, characteristics of materials (concrete and foundation rock).

#### **3.1.1. Concrete dams**

More specifically, for concrete dams, models should be able to analyse the following aspects:

- to model the linear, non linear and viscous behaviour of concrete ;
- to model the behaviour of rock foundation, possibly cracked, taking into account the effects of the presence of water ;
- to model the phases of construction considering thermal (production and dispersion of the heat of hydration) and creep phenomena ; the interaction of separate structural elements (joints, pulvino, foundation/dam interface) ; the technical requirements carried out during the progress of the project (injection of joints and foundation, stabilization of abutments, etc.) ;
- to model the behaviour of the structure in the eventuality of seismic action, taking into account the fluid-structure interaction and to impose the correct boundary conditions on the rock foundation area under consideration ;
- to model unusual or extreme scenarios to evaluate the safety margins of the construction (possibly in addition to those required by law) making the assumptions of increase in loadings or reduction in the strength of the materials ;
- to model the behaviour of the dam, cracked or uncracked, taking into consideration the effect of water pressure within the dam body.

Some problems which are currently approachable, with different accuracy levels, using mathematical models are described in the following.

### a) Dimensionnement et optimisation de l'ouvrage

Le modèle mathématique est un outil parmi de nombreux autres, apportant une contribution importante au projet de l'ouvrage (les relevés du site, la qualité de la construction, le contrôle des matériaux, etc., sont d'autres facteurs importants à cet égard). Traditionnellement, le projet d'un barrage fait intervenir un champ limité de scénarios de charges, souvent schématisés de manière très simple, avec vérification que les limites de stabilité et/ou la résistance locale ou globale ne seront pas dépassées dans toute configuration possible de charges.

A ce propos, on peut dire que généralement la modélisation mathématique, associée à la technologie de l'information, a rendu plus faciles et amélioré les travaux de projet (Conception assistée par ordinateur – CAO – et Ingénierie assistée par ordinateur – IAO –). Les aspects géométriques et relatifs à la construction peuvent être définis et modifiés de façon interactive avec l'aide de programmes graphiques installés dans des postes de capacité convenable.

Une fois définis la zone dans laquelle l'ouvrage doit être construit et le type de barrage, les programmes de calcul permettent la vérification de la validité du type d'ouvrage choisi; d'autres analyses et affinements peuvent optimiser le choix du projet en question en se référant aux *fonctions objectives* définies et aux contraintes. Une *fonction objective* type peut, par exemple, concerner la recherche du volume minimal du barrage. Des contraintes types peuvent être des limites dans les valeurs des contraintes dans certaines zones du barrage, par exemple absence de contraintes de traction au pied amont d'un barrage-poids, ou des limites dans les caractéristiques géométriques, par exemple épaisseur minimale d'un barrage-voûte.

L'optimisation est, bien entendu, particulièrement importante dans le cas des barrages du type voûte et du type poids-voûte, où la forme de la vallée et le type de fondation sont extrêmement variés, alors que pour les barrages-poids une longue tradition de construction et de nombreuses années d'exploitation ont permis de définir un profil type. L'optimisation peut également inclure d'autres paramètres de projet tels que: température optimale pour l'injection des joints des barrages-voûtes; emplacement optimal du rideau d'injection des barrages en béton; solutions optimales pour des raisons économiques, faisant intervenir comme fonctions objectives le coût minimal ou le profit maximal concernant la construction et l'exploitation du barrage.

Un aspect particulièrement important qui révèle le potentiel des modèles est le fait que des analyses paramétriques peuvent être effectuées, une fois le modèle établi, en faisant varier les paramètres géométriques et les charges. De cette façon, il est possible de réaliser une analyse de sensibilité en vue d'évaluer l'influence des paramètres physico-mécaniques incertains, ce qui permet au projeteur d'obtenir une synthèse fiable, de prendre une décision sur l'éventualité d'autres examens et d'analyses plus fines et, le cas échéant, de modifier le projet.

### b) Simulation des aspects relatifs à la construction

Le sous-chapitre ci-après examinant les problèmes de température et de fluage qui ont une influence prépondérante sur le comportement des barrages en béton au cours de leur construction, on indique ici le potentiel des modèles mathématiques pour la simulation d'autres aspects de construction qui influencent le comportement de l'ouvrage et de sa fondation.

### *a) Sizing and structural optimization*

Mathematical modelling is one tool among many that makes an important contribution to a structural project (site surveys, quality of construction, material control, etc., are other important factors in this respect). Traditionally, the design of a dam is the result of references to a limited range of load scenarios often schematized in a very simple manner, verifying that there is no possibility that stability limits and/or local or global resistance will be exceeded under any possible configuration of loadings.

From this point of view, one can say that currently, mathematical modelling combined with the potential of information technology has, in a remarkable way, made easier and improved design activities (CAD and CAE). Geometric and construction aspects can be defined and modified in an interactive manner with the aid of graphic programs installed in work stations of suitable capacity.

Once the zone in which the construction is to be built and the type of dam has been defined, the computer programs enable the verification of the validity of the type of structure chosen; further analyses and refinements can optimise the choice of the project in hand with reference to the defined *objective functions* and to constraints. A typical *objective function* could be, for example, the minimisation of the volume of the dam. Typical constraints could be limits in the values of the stresses in certain areas of the dam, e.g. the absence of tensions at the upstream heel of a gravity dam, or, limits in geometric characteristics, e.g. minimum thickness of an arch dam.

Shape optimization, obviously, is especially important in the case of arch dams and arch gravity dams in which the shape of the valleys and the type of foundation are extremely varied, while for gravity dams it can be held that the long tradition of construction and the many years of operation have effectively identified a typical profile. The optimisation can also include other design parameters as: optimum temperature for grouting the joints of arch dams, optimum position of the concrete dams grout curtain, optimum solutions for economical reasons taking into account as objective functions the minimum cost or the maximum profit concerning dam construction and operation.

One particularly important aspect that brings to light the potential of mathematical models is that parametric analyses may be carried out once the model is tailored for the relevant geometric aspects and constraints. In this way it is possible to accomplish sensitivity analysis to assess the influence of the more uncertain physical-mechanical parameters allowing the designer to obtain a reliable synthesis and to decide on the possibility of further surveys, of more refined analyses and, possibly, to modify the design.

### *b) Simulation of construction aspects*

Leaving to the next section the examination of thermal problems and of creep which are pre-eminently influential in the behaviour of concrete dams in the construction phase, this section will show the potential of mathematical models to simulate those construction aspects which influence the behaviour of the structure and its foundation.

Parmi ces aspects, on peut citer : les phases de construction, les joints, les joints de reprise, l'injection des joints des barrages-voûtes, les interventions sur les fondations et les appuis.

Ces divers aspects étaient souvent traités dans les modèles mathématiques d'une manière très approximative, ou étaient complètement ignorés (ainsi que dans les Règlements Officiels).

Actuellement, la capacité atteinte par les programmes informatiques permet de traiter ces problèmes particuliers d'une manière plus proche de la réalité physique.

*c) Simulation des problèmes thermiques et du fluage*

Parmi les aspects les plus critiques du projet et de la construction d'un barrage, on peut indiquer l'évaluation des contraintes résultant de la production et de la dispersion de la chaleur d'hydratation dans la masse de béton, et l'évaluation de la réduction de ces contraintes dans le temps due au fluage du béton.

Les grandes masses de béton généralement utilisées dans la construction des barrages en béton peuvent être le siège de contraintes d'origine thermique dépassant la résistance du béton. Si le contrôle de telles contraintes est insuffisant, une fissuration est susceptible de se développer et de causer de graves conséquences dans l'exploitation du barrage.

Lors du Congrès de la CIGB à Lausanne, la Question 57 a été spécialement consacrée à ce problème.

Les limites techniques et économiques auxquelles le projeteur est assujetti sont souvent si nombreuses et si rigoureuses que le recours à des méthodes très sophistiquées d'analyse et d'étude/recherche est presque obligatoire. D'autre part, l'évaluation de la sécurité de barrages existants affectés par de sérieuses fissures d'origine thermique nécessite une connaissance précise des régimes thermiques passés et actuels, avant d'entreprendre de coûteux programmes de rénovation ou de réparation.

Une modélisation mathématique doit comprendre les principaux éléments suivants :

- Un modèle thermique de diffusion capable de simuler la production, la propagation et la dispersion de la chaleur d'hydratation, tenant compte de la séquence du phénomène et des conditions aux limites, de la dispersion de la chaleur vers la surface en contact avec l'air en prenant en compte les effets de convection au moyen de coefficients corrects d'échange de chaleur ou en considérant les conditions de propagation de chaleur imposées.

- Un modèle constitué d'un matériau de type visco-élastique, pour tenir compte des effets de fluage et de la variation du module d'élasticité dans le temps ; un tel modèle doit être, le cas échéant, associé à un modèle de fissuration de façon à simuler la formation et la propagation de fissures ; les conditions de charges et de contraintes doivent être définies afin de permettre une prise en compte adéquate des variations de température et du poids du matériau en accord avec la séquence de bétonnage.

Malgré les nombreux travaux, à la fois expérimentaux et numériques, effectués par diverses équipes de recherche sur ce sujet, il y a encore malheureusement très



Among these aspects, the following are quoted : phases of construction, joints, lift joints, grouting of joints of arch dams, interventions in the foundations and abutments.

The points listed above were often dealt with in mathematical models in a very approximate manner or were completely ignored (also in Official Regulations).

Currently the growth potential of the computer programs permits the treatment of these special problems in ways ever closer to physical reality.

*c) Simulation of thermal problems and creep*

Among the most critical aspects of dam design and construction is the evaluation of the stresses due to generating and dispersion of hydration heat in concrete masses which are not completely free to contract and the evaluation of the reduction of such stresses with time owing to the creep behaviour of the concrete.

In fact, concrete masses of large dimensions generally used in the construction of concrete dams can produce stresses of thermal origin in excess of the strength of the concrete. Insufficient control of such stresses can obviously lead to the development of cracking which could result in serious consequences in the operation of the dam.

During ICOLD Congress held in Lausanne the Question 57 was specifically devoted to this problem.

The technical and economic limits by which the designer is constrained are often so numerous and stringent that recourse to highly sophisticated methods of analysis and survey/inquiry is almost obligatory. On the other hand the assessment of safety of existing dams in which zones of serious cracking of thermal origin may be present, call for an accurate picture of both past and present thermal regimes, before embarking on costly programmes of refurbishment or repair.

Mathematical modelling must contain the following principal elements :

- a diffusive thermal model able to simulate development, propagation and dispersion of hydration heat taking into account the sequence of casting and of the conditions at the boundaries, the heat dispersion towards the surface in contact with the air considering convection effects by means of correct coefficients of heat exchange or otherwise considering conditions of imposed heat flow ;

- a model set up with material of a viscoelastic type with ageing to take account of creep effects and of the variation of the modulus of elasticity with time ; such a model must be eventually connected to a cracking model in such a way as to simulate the formation and propagation of cracks; the conditions of loading and of constraint must be defined in such a manner as to allow suitable consideration of temperature variations and of the weight of material in accordance with the sequence of casting.

In the face of the notable volume of work, both experimental and numerical which various research bodies have conducted on this subject, there are as yet

peu de résultats déduits d'essais in situ pour confirmer les théories validées à partir d'essais en laboratoire exécutés sur des éprouvettes de grandes dimensions (voir Séminaire tenu à Chambéry en 1994 et 5<sup>e</sup> Symposium RILEM, Barcelone, 1993).

Pour cette raison, il est extrêmement important que les nouveaux ouvrages soient équipés d'appareils de mesure et de dispositifs d'auscultation permettant une comparaison entre la théorie et les situations réelles.

Les effets thermo-mécaniques résultant de la production et de la diffusion de la chaleur d'hydratation sont associés au retrait, en ce sens que tous deux se développent en même temps et ont une influence réciproque.

Récemment, un certain nombre d'exemples de modélisation mathématique, relatifs au fluage, au retrait et aux processus de détérioration, ont été présentés (5<sup>e</sup> RILEM, 1993).

*d) Évaluation du comportement à la rupture : modèles réduits physiques et modèles mathématiques*

Un aspect très important devant lequel se trouve le projeteur de barrage lors du dimensionnement de l'ouvrage est l'évaluation des niveaux de sécurité de la construction.

Il est utile de faire observer, dans ce contexte, combien il est fallacieux de parler de coefficients de sécurité en termes absolus, comme indiqué clairement au chapitre 2, le coefficient de sécurité étant exprimé plus correctement sous la forme d'un processus complexe auquel conduit toute une série d'actions.

Lors du projet d'un barrage particulièrement important, la pratique courante est d'avoir recours à un modèle réduit physique (parfois exigé par les règlements), presque toujours construit pour examiner comment le barrage réagira dans les conditions d'exploitation et évaluer les limites de résistance du barrage vis-à-vis de scénarios exceptionnels définis. Indépendamment de l'analyse numérique se rapportant aux conditions d'exploitation et grâce à l'évolution des modèles mathématiques pour le calcul non-linéaire, des modèles mathématiques sont également utilisés pour évaluer le comportement des barrages à la rupture.

Les premiers modèles utilisés à cet effet étaient généralement limités à la vérification de l'équilibre des forces et ne tenaient pas compte de la résistance du béton à la traction (modèles *sans traction*). Au cours de la dernière décennie, de nombreux autres modèles ont été établis (tout d'abord, les modèles élasto-plastiques classiques de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager grandement modifiés; des modèles de détérioration et des modèles de mécanique de fracture, etc.); ces modèles, s'ils ne sont pas capables d'aborder tous les aspects physiques du comportement réel du béton, peuvent cependant simuler, de manière assez réaliste, de nombreux facteurs, tant que les paramètres caractérisant le même modèle et se rapportant aux aspects essentiels du problème en question peuvent être déduits.

Une discussion approfondie sur ce sujet peut être trouvée dans les comptes rendus du Congrès de la CIGB, tenu à Lausanne (1985), où des réponses furent données par divers experts à la question : « Les modèles mathématiques remplaceront-ils les modèles physiques dans l'analyse de la fissuration ? ».

unfortunately very few figures available from in situ tests to confirm the theories validated on laboratory tests carried out also on large specimens (see Int. Workshop in Chambery, 1994 and 5th RILEM Symp. in Barcelona, 1993).

For this reason, it is of extreme importance that new constructions be instrumented with measuring equipment and monitoring systems which will allow a comparison between theory and true situations to be made.

Thermo-mechanical effects linked with the production and diffusion of hydration heat are, as noted, associated with shrinkage in the sense that both develop at the same time and have reciprocal influence.

Recently a number of examples of mathematical modelling have been presented which simultaneously consider creep, shrinkage and damage processes (5th RILEM, 1993).

*d) Evaluation of behaviour up to failure: physical scale models and mathematical modelling*

A very important aspect which the dam designer must confront in structural dimensioning is the evaluation of the safety levels of the construction.

It is useful to point out in this context how it can be misleading to speak of safety factors in absolute terms, as clearly stated in chapter 2, in that safety is expressed more correctly as a complex process to which a whole series of activities lead.

It is the usual practice when designing especially important dams, to have recourse to a physical scale model (sometimes mandatory by law), almost always constructed to examine how the dam would react in operating conditions and to evaluate the limits of the dam strength in the face of defined extreme scenarios. Apart from the numerical analysis with reference to operating conditions and thanks to the evolution of mathematical models for non linear analysis, mathematical models are being used also to evaluate behaviour of dams up to failure.

The first models used for this purpose were rather crudely limited to checking the equilibrium of forces and to ignore the tension strength of the concrete (*no-tension* models). In the last 10 years or so many other models have been set up (to begin with the classic elasto-plastic models of Mohr-Coulomb and of Drucker-Prager greatly modified; damage models, fracture-mechanics models, etc.) that, while not capable of fully collating all the physical aspects of true behaviour of concrete, are able to simulate, in a fairly realistic manner, many of the factors, as long as the parameters that characterize the same model can be deduced referring to the essential aspects of the problem in hand.

A deep discussion on this subject can be found in the minutes of the ICOLD Congress held in Lausanne in which answers were given by various experts to the question: " Will mathematical models replace physical models in analysing cracking? ".

Aujourd'hui, des modèles mathématiques, en y apportant une légère amélioration, peuvent être valablement utilisés, au moins en association avec des modèles physiques. Les modèles mathématiques ne présentent pas les limitations suivantes des modèles physiques :

- Difficulté d'application du poids mort (couramment, le problème peut être résolu en réalisant l'essai à la machine centrifuge qui, bien entendu, ne permet pas l'utilisation de modèles réduits de grandes dimensions) ;
- Perte de la loi de similitude pour les forces de volume au cours des essais à la rupture lorsque l'hypothèse de linéarité n'est plus valable ;
- Coûts élevés de réalisation du modèle, des dispositifs d'application des charges et du système de contrôle de l'essai ;
- Difficulté d'exécution d'analyses paramétriques.

De ce fait, les modèles réduits et les modèles mathématiques doivent être considérés comme des représentations schématiques et partielles de la réalité ; leur performance est étroitement associée aux hypothèses adoptées comme base de leur construction.

### **3.1.2. Barrages en remblai**

#### *a) Méthodes de stabilité*

En général, la sécurité des barrages nouveaux est vérifiée au moyen des méthodes de stabilité à l'équilibre limite. Ces méthodes classiques ayant fait leurs preuves font appel à des modèles mathématiques pour différents types de lignes de rupture et calculs de forces. Elles identifient les lignes de rupture critiques et les tracent, en indiquant les coefficients de sécurité.

Ces formulations du problème de stabilité sont très sensibles aux pressions interstitielles dans les matériaux imperméables du barrage et de sa fondation. Les pressions interstitielles interviennent comme données non seulement dans les conditions d'état permanent, mais aussi – et surtout – au cours de la construction, à la fin de la construction, et en cas de vidange rapide de la retenue. Mais il est souvent difficile de déterminer ces pressions dont l'effet sur les résultats est considérable.

La détermination des pressions interstitielles peut être guidée par des modèles aux éléments finis représentant l'écoulement dans des milieux poreux.

En fait, pour obtenir une représentation valable des pressions interstitielles, il y a lieu de modéliser la construction du barrage et les variations du niveau de la retenue, et d'adopter une loi rhéologique couplée représentant le comportement mécanique et hydraulique des matériaux utilisés, car les pressions interstitielles dépendent directement de la variation de l'indice des vides qui, à son tour, dépend de l'effet des contraintes sur le squelette du matériau.

Les résultats fournis par les méthodes avancées pouvant réaliser ce type de modélisation couplée comprennent les déplacements en tout point et les pressions interstitielles qui sont très utiles pour l'analyse des valeurs mesurées pendant et après la construction ; ils comprennent également les déformations plastiques statiques et dynamiques et l'état des matériaux en tout point.

Nowadays mathematical models, with the need for slight improvement, can be reliably used, at least in conjunction with physical models. The mathematical models do not have the following limitations of the physical models :

- difficulty in applying dead load (currently the problem can be eliminated by conducting the test in a centrifuge which, of course, does not permit the use of scale models of large size) ;
- loss of the law of similitude for the volume forces during tests up to failure when the assumption of linearity is no longer valid ;
- high construction costs of the model, of the devices to apply loads and of the control system of the test ;
- difficulty in carrying out parametric analyses.

Hence, both scale models and mathematical modelling have to be considered as necessarily schematic and partial representations of reality ; their performance is closely connected to the assumptions used as the basis of their setting-up.

### **3.1.2. Embankment Dams**

#### *a) Stability methods*

Most commonly the safety of new dams is checked by means of the limit equilibrium stability methods. These tried and proven traditional methods are processed by mathematical models for different types of failure lines and force calculations. They identify critical failure lines and plot them, together with safety factors.

These formulations of the stability problem are extremely sensitive to pore pressures in the impervious materials of the dam and its foundation. The pore pressures must be provided as data not only for steady-state conditions but also – and above all – during construction, at the end of construction, or in the case of rapid drawdown. But it is often difficult to determine these pressures whose effect on the results is decisive.

Determining pore pressures can be guided by finite-element models representing flow in porous media.

In fact, to really find out what the pore pressures are, the construction of the dam and the variations in reservoir level have to be modelled, and a coupled rheological law that properly represents the mechanical and hydraulic behaviour of the materials employed has to be used, for pore pressures depend directly on variation of the voids content which is in turn associated with the effect of stresses on the skeleton of the material.

The output data of the advanced methods that can carry out this sort of coupled modelling includes displacements at any point and pore pressures that are very useful for analyzing the values monitored during and after construction ; it also includes static and dynamic plastic deformation and the state of the materials at any point.

Les méthodes de stabilité peuvent utiliser les valeurs de sous-pression fournies par des méthodes avancées et calculer le coefficient de sécurité classique à partir de la cohésion et de l'angle de frottement interne, ou de l'enveloppe de rupture composite de chacun des matériaux constituant le barrage et sa fondation.

#### *b) Modélisation dynamique*

Dans la modélisation dynamique, une méthode plus ou moins complexe est utilisée pour déterminer la réponse du barrage. Cette réponse dépend des charges transmises par la fondation et l'eau de la retenue, le cas échéant, et de la modification des caractéristiques mécaniques des matériaux résultant des forces dynamiques.

Des méthodes simples, telles que la Méthode de l'Équivalent Linéaire de Seed (MELS), permettent de modifier le module de cisaillement et le coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion (déformation de cisaillement). Les pressions interstitielles induites par un séisme ne sont pas directement estimées par la MELS, bien que leur rôle très important soit reconnu, en particulier lorsque les matériaux ne sont pas très denses et tendent à devenir plus denses au cours d'un séisme.

Des méthodes dynamiques avancées tiennent compte de l'eau et de son comportement pendant et après un séisme. Elles peuvent également utiliser des lois rhéologiques représentant la dilatance du matériau, les effets de ramollissement, l'écroutissage, etc.

Dans le cas de méthodes dynamiques simples, les déplacements irréversibles sont calculés suivant la procédure Newmark, utilisant des méthodes de stabilité. Cela comporte la détermination de l'accélération horizontale limite qui conduit à un coefficient de sécurité de 1 pour un cercle de rupture donné ou une ligne polygonale de glissement. On utilise alors l'accélérogramme du centre de gravité de la zone instable, qui est déterminé au moyen des méthodes susmentionnées, et l'accélération au-delà de l'accélération horizontale limite est doublement intégrée pour obtenir un déplacement horizontal.

Avec des modèles dynamiques avancés, la méthode Newmark peut également être utilisée pour assurer une continuité avec la pratique standard. Le calcul donne directement les déplacements irréversibles.

Indépendamment du fait qu'elles tiennent compte de l'eau et de la méthode de construction, etc., les méthodes avancées présentent l'avantage de ne pas faire de présomption sur la mécanique de rupture, et d'aider l'ingénieur à détecter des mécanismes de rupture possibles autres que ceux auxquels il pensait en premier.

Afin de connaître les mécanismes de rupture réels, il est très utile d'avoir analysé avec soin et compris les ruptures observées sur des barrages existants. Un modèle peut contribuer à des extrapolations pour des dimensions plus grandes et des matériaux différents, s'il représente, de manière suffisamment proche de la réalité, le comportement conduisant à une rupture possible.

Il n'y a pas de compétition entre les méthodes de stabilité et les méthodes avancées. Les méthodes de stabilité sont un moyen simple et valable pour convertir certaines données ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $u$ ) en un coefficient de sécurité. Afin de bien comprendre ce que signifient  $c$ ,  $\varphi$ ,  $u$  en tout point, la présence d'un ingénieur expert en mécanique

Stability methods can use the uplift pressure data given by advanced methods and calculate the traditional safety factor on the basis of cohesion and the angle of internal friction or composite failure envelope of each of the materials of which the dam and its foundation are made.

*b) Dynamic modelling*

In dynamic modelling, a more or less complex method is used to determine the response of the dam. The dam response depends on the loadings it receives from the foundation and the impounded water, if any, and on the modification of the mechanical characteristics of the materials induced by dynamic forces.

Simple methods such as Seed's Linear Equivalent Method (SLEM) modify the shear modulus and damping ratio as function of distortion (shear deformation). Seismically induced pore water pressures are not directly estimated by the SLEM, although it is known that they play a very important role, especially when the materials are not very dense and tend to densify during an earthquake.

Advanced dynamic methods do take account of water and its behaviour during and after an earthquake. They can also use rheological laws representing the dilatancy of the material, softening effects, strain hardening, etc.

In the case of simple dynamic methods, irreversible displacements are calculated with the Newmark method, using stability methods. This involves determining the limit horizontal acceleration which results in a safety factor of 1 for a given failure circle or polygonal slip surface. Then, using the accelerogram of the centre of gravity of the unstable zone, which is calculated using the methods described above, acceleration beyond the limit horizontal acceleration is doubly integrated to give a horizontal displacement.

With advanced dynamic models the Newmark method can also be used to ensure continuity with standard engineering practice. The calculation gives irreversible displacements directly, however.

Apart from the fact that they take account of water and the construction method, etc., the advantage of advanced methods is that they make no presumptions as to the mechanics of failure and help the engineer detect possible failure mechanisms other than those he first imagined.

To imagine the right failure mechanisms it is very useful to have carefully analyzed and understood failures observed on existing dams. A model can help extrapolate to larger dimensions or to different materials if its representation of the behaviour leading to possible failure is sufficiently close to reality.

There is no rivalry between the stability methods and advanced methods. Stability methods are a simple and robust way of converting certain input data ( $c$ ,  $\varphi$ ,  $u$ ) into a safety factor. To fully understand what  $c$ ,  $\varphi$ , and  $u$  mean at any point, an experienced soil mechanics engineer is required. In addition, only a good soil

des sols est nécessaire. En outre, seul un tel ingénieur tirera le meilleur parti des modèles sophistiqués. Entre ses mains, les modèles seront les outils les plus précieux.

#### *c) Barrages non zonés*

Le projet d'un barrage en remblai dépend, pour une très grande part, des matériaux disponibles près du site du barrage et de la nature de la fondation, des méthodes de construction, du type de dérivation de la rivière, des charges, etc. Ces choix, qui incombent à l'ingénieur de projet, ont une influence directe sur le type de modèle à adopter.

Par exemple, un barrage non zoné ou quasi non zoné, constitué de matériaux fins, ne peut être convenablement calculé qu'avec un modèle utilisant une loi rhéologique couplée et représentant la construction du barrage et les variations du niveau de retenue. Cela résulte du fait que le risque de rupture est plus grand à la fin de la construction – en particulier s'il y a eu beaucoup de pluie ou de gel au cours de la construction – et lors d'une vidange rapide, même partielle, de la retenue. Les problèmes de ce type sont liés aux variations des pressions interstitielles et doivent être traités dans le modèle.

En outre, l'analyse des gradients de percolation et du potentiel de renard revêt une grande importance dans le projet de barrages non zonés qui n'ont pas des dispositifs filtrants suffisants.

#### *d) Barrages en enrochement*

Dans le cas d'un barrage en enrochement avec masque amont d'étanchéité, l'eau de la retenue ne pénètre pas dans le remblai. Si l'eau qui y pénètre depuis les appuis, l'eau de retenue atteignant les extrémités du masque et/ou l'eau de la nappe phréatique pénétrant depuis les rives sont maîtrisées de façon satisfaisante au moyen de rideaux d'injection et de drainage, le remblai peut être considéré comme non saturé et une loi couplée n'est pas nécessaire.

Par contre, le problème à traiter est celui du comportement du masque sous les différentes charges statiques et dynamiques. Il importe donc que le modèle puisse utiliser une loi rhéologique avec écrouissage, représentant de façon aussi satisfaisante que possible le comportement de l'enrochement en fonction de l'état des contraintes.

Le modèle doit représenter les phases de construction du barrage, étant donné qu'une loi avec écrouissage présuppose une représentation de l'histoire de chargement du matériau.

#### *e) Noyau étanche*

Pour les barrages en remblai à noyau étanche, seuls le noyau et les drains nécessitent une modélisation avec une loi rhéologique couplée.

Le comportement mécanique des drains n'est pas un aspect essentiel, ceux-ci n'étant pas très épais ; par contre, leur comportement hydraulique doit être pris en compte, car cela détermine les conditions aux limites pour le comportement hydraulique à l'intérieur du noyau.

Des modèles avancés contribuent à l'étude du risque de fracturation hydraulique, au moyen d'un calcul de la contrainte principale mineure et de la



mechanics engineer will get the most out of sophisticated models. In his hands, the models will be the most precious of tools.

*c) Unzoned dams*

Embankment dam design depends very largely on the materials available near the dam site and on the foundation, construction methods, the type of river diversion, loading, etc. These choices, which are a matter for the design engineer, have a direct effect on the type of model that should be used.

For example, an unzoned dam or quasi-unzoned dam made with fine materials can only be properly calculated with a model that uses a coupled rheological law and that represents the construction of the dam and variations in the reservoir level. This is because the risk of failure is greatest at the end of construction, especially if there has been a lot of rain or frost during the construction period, and during rapid drawdown, even if it is only partial. The problems of this type of dam are connected to the variations in pore pressures, and that is what must be dealt with in the model.

Moreover, analysis of seepage gradients and piping potential is of particular concern in the design of unzoned dams, which have no redundant filtering capabilities.

*d) Rockfill dams*

In a rockfill dam with an impermeable upstream facing, the water in the reservoir does not penetrate into the embankment. If the water that seeps in from the abutments, the reservoir water coming around the ends of the facing and/or the groundwater entering from the banks, is controlled satisfactorily by the grout and drainage curtains, the embankment can be considered to be non-saturated, and a coupled law is not necessary.

On the contrary, the problem to be dealt with is that of the behaviour of the facing under different static and dynamic loadings. It is therefore essential for the model to be able to use a rheological law with strain hardening which gives as good as possible a representation of the behaviour of the rockfill as a function of its state of stress.

The model has to represent the dam-construction phase since a law with strain hardening presupposes representation of the loading history of the material.

*e) Impermeable core*

For embankment dams with an impermeable core, only the core and the drains need to be modelled with a coupled rheological law.

The mechanical behaviour of the drains is not an essential aspect because they are not very thick, but their hydraulic behaviour must obviously be taken into account since that is what determines the boundary conditions for the behaviour of the water in the core.

Advanced models provide assistance for analysis of the risk of hydraulic fracturing by means of an analysis of the principal minor stress and pore pressure.

pression interstitielle. Les effets d'arc dans le noyau, soit dans la direction amont-aval lorsque les recharges ne sont pas très déformables, soit dans la direction de rive à rive dans des vallées étroites, soit dans une combinaison des deux directions, peuvent être analysés à l'aide de ces modèles.

Actuellement, il n'existe pas de loi satisfaisante de comportement représentant l'effet du remplissage de la retenue sur la recharge amont d'un barrage en enrochement. Comme on le sait, la recharge amont tasse au cours du remplissage, malgré le fait qu'elle est imbibée d'eau, ce qui entraîne de faibles pressions de contact entre blocs.

Il est nécessaire très souvent de modéliser la fondation, en particulier lorsque ses caractéristiques mécaniques et hydrauliques sont analogues à celle du matériau de remblai. Lorsque la fondation est rocheuse, on la considère souvent comme rigide pour des raisons économiques. Cela peut être acceptable, mais cela l'est moins si cette hypothèse implique que la fondation est infiniment imperméable. Même si elle est soigneusement injectée, la roche en surface est souvent cent fois plus perméable que le noyau, ce qui n'est pas sans effet sur l'évolution des pressions interstitielles dans le noyau.

#### *f) Autres considérations*

Des modèles avancés sont d'une aide précieuse dans l'étude du comportement de barrages construits sur des alluvions profondes dans lesquelles les coupures sont constituées par des rideaux d'injection ou des murs parafoilles. Le rideau d'injection ou le mur parafoille est généralement construit avant la mise en place du remblai, dans des matériaux de fondation qui ne sont pas nécessairement bien connus et sont soumis aux effets de la construction du barrage et de la mise en eau de la retenue.

L'étude sur modèle permet de prévoir les problèmes et d'interpréter les résultats d'auscultation au cours de la construction, ce qui rend possible une amélioration du modèle et de la précision des résultats.

Ces exemples courants montrent que le type de modèle dépend essentiellement des problèmes à résoudre et non pas seulement du type de barrage. En outre, un modèle parfait n'existe pas et n'existera jamais. L'objectif d'un modèle n'est pas de remplacer la réalité, mais de simplifier le problème afin qu'il puisse être plus facilement abordé.

Un modèle est défini après analyse des problèmes, et non avant. La définition du modèle guide le choix des données d'entrée et donc les reconnaissances et les essais à effectuer sur la fondation.

Les reconnaissances ne peuvent pas déboucher sur une connaissance parfaite de la fondation et des matériaux de construction du barrage, mais cela n'est pas une raison pour ne pas les exécuter avec une précision suffisante. Un modèle doit donc être comparé avec les résultats d'auscultation de façon à pouvoir examiner et améliorer les données d'entrée en accord avec les conditions réelles dès le début de la construction. La précision des résultats fournis par le modèle s'améliore ainsi à chaque phase de l'évolution d'un projet. Cela a conduit à un Modèle d'Accompagnement d'un Projet (MODAP).

Arch effects in the core, either upstream-downstream when the shoulders are not very deformable, or bank-to-bank in narrow valleys, or a combination of both, can be analyzed with these methods.

At present there is no good behavioural law for representing the effect that the filling of the reservoir has on the upstream shoulder of a rockfill dam; as we all know, the upstream shoulder settles during impounding, despite the fact that it is waterlogged and therefore has lower inter-block stresses.

In most cases it is necessary to model the foundation, especially when its mechanical and hydraulic characteristics are very similar to those of the embankment material. When the foundation is made of rock, it is often considered to be rigid, for economic reasons. This may be acceptable, but it is less so if this assumption automatically implies that the foundation is infinitely impervious. Even if it is carefully grouted, the rock surface is often one hundred times more pervious than the core. This is not without effect on the evolution of pore pressures in the core.

*f) Further considerations*

Advanced models are of great help in analyzing the behaviour of dams built on deep alluvium in which total or partial cut-off takes the form of grout curtains or slurry walls. The grout curtain or slurry walls are generally built before the embankment, and are built in foundation materials that are not necessarily well known and which are subject to the effects of construction of the dam and impounding.

Model analysis makes it possible to predict problems and to interpret the results of monitoring during construction, which in turn enables the model and its predictive accuracy to be enhanced.

The example of these routine cases shows that the type of model depends essentially on the problems to be solved and not just on the dam type. Moreover, there is no such thing as a perfect model, and there never will be. The objective of a model is not to replace reality, but to simplify the problem so that it can be more easily addressed.

A model is defined after analysis of the problems, not before. Definition of the model governs the input data to be provided and, as a result, the investigations and foundation tests to be carried out.

Investigations cannot give perfect knowledge of the foundation and dam-construction materials, though this should not be a reason for not carrying them out with a sufficient accuracy. A model must therefore be compared with monitoring results so that the input data can be discussed and improved in accordance with knowledge of actual conditions right from the start of construction. The predictive accuracy of a model thus improves with each phase in the life of a project. This has led to a so called Model Accompanying a Project (MODAP).

### 3.2. ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ DE BARRAGES EXISTANTS

Des études effectuées sur des barrages existants, et particulièrement sur des barrages anciens, conduisent souvent à des études complexes faisant appel à des méthodes avancées. Celles-ci sont en définitive plus utilisées pour des barrages anciens que pour des barrages nouveaux, au point qu'on pourrait être tenté de formuler la règle empirique suivante : *barrages nouveaux, méthodes anciennes ; barrages anciens, méthodes nouvelles.*

Ce paradoxe mérite un examen plus approfondi : le recours plus grand à des méthodes nouvelles pour les barrages anciens ne résulte pas uniquement des inquiétudes éventuelles de la population et de ses représentants, mais s'explique également par des raisons scientifiquement justifiées.

Si le comportement d'un barrage ancien est régulièrement suivi et est jugé parfaitement réversible, personne n'est inquiet et le barrage s'intègre parfaitement dans son milieu et dans l'esprit de la population.

Si le comportement du barrage devient anormal, c'est-à-dire est totalement nouveau – à moins que son comportement antérieur ait été simplement oublié –, c'est précisément ce comportement nouveau que le modèle doit représenter pour fournir une valeur réelle ajoutée.

Très souvent, l'analyse classique de stabilité n'explique pas à elle seule ce qui est considéré comme anormal. Un modèle avancé pouvant représenter la loi rhéologique du matériau incriminé est nécessaire.

Plus le cas est critique et le comportement du barrage est exceptionnel, plus le recours à un modèle sophistiqué et à des lois rhéologiques complexes est nécessaire, car le matériau du barrage est soumis à des charges qui conduisent à des déformations élevées avec des effets totalement non-linéaires. Plus que jamais, l'analyse du problème doit précéder la modélisation, étant donné qu'un modèle ne fait rien de plus que de convertir fidèlement les données d'entrée en résultats de calcul.

Le chapitre précédent concernait un ensemble d'opérations concourant à assurer la sécurité, le modèle mathématique n'étant qu'un moyen, certes important, à considérer parmi d'autres.

En général, les raisons qui conduisent à réévaluer la sécurité d'un barrage en cours d'exploitation sont les suivantes :

- Anomalies de comportement détectées par des mesures régulières sur l'ouvrage (par exemple, dérive des déplacements du barrage ou de sa fondation, apparition ou propagation de fissures, augmentation des fuites et/ou des sous-pressions, etc.) ;

- Phénomènes de vieillissement et/ou de détérioration décelés par inspection visuelle et par mesures de contrôle in situ (par exemple, tomographie acoustique), ou à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons extraits du barrage ;

- Changements de régime d'exploitation ;

- Changements de l'évaluation sismique du site où le barrage est implanté ;

### 3.2. THE SAFETY ASSESSMENT OF EXISTING DAMS

Studies of existing dams, and particularly of old dams, often lead to complex studies using advanced methods. Advanced methods are definitely used more for old dams than for new dams, to the point where one might be tempted to lay down a rule-of-thumb that goes: *new dams, old methods ; old dams, new methods*.

This paradox deserves closer inspection : the insistence on using new methods for old dams is not just because of the possible worry of the population and its representatives, but also because of scientifically justified reasons.

If the behaviour of an old dam is regularly analyzed and monitored and is seen to be perfectly reversible, no-one is worried and the dam blends into its surroundings and into the minds of the population.

If the dam starts to behave abnormally, i.e. in a totally new way, unless its previous behaviour has simply been forgotten, it is precisely this new behaviour that the model should represent in order to provide a real added value.

In many cases, traditional stability analysis alone does not explain what is taken to be abnormal. An advanced model that can represent the rheological law of the material incriminated is what is needed.

The more critical the case, the more extreme the behaviour of the dam, and the greater the need for a sophisticated model and complex rheological laws, for the dam material is subject to loading actions that result in high strains with totally non-linear effects. More than ever, analysis of the problem has to precede modelling, for a model can do nothing more than faithfully and dutifully convert the engineer's input data into output data.

The previous section referred to a whole series of activities concurring to produce safety, mathematical modelling being only one, however important, among those to consider.

Generally the reasons that can lead to the need for re-evaluation of the safety of a dam in operation are as follows :

- anomalies in behaviour patterns shown by regular measurement of the structure (e.g. deviations in the movement of the dam or its foundations, appearance or propagation of cracking, increase in leakages and/or uplift pressures, etc.) ;

- ageing effects and/or deterioration noted by visual inspection and from site surveys (e.g. sonic tomography) or from laboratory tests on samples from the dam ;

- changes in the operating regime ;

- changes in seismic zoning of the site on which the dam is located ;

- Changements dans le développement de la zone à l'aval du barrage, conduisant à une réévaluation des risques auxquels sont exposés la population et les biens, et, par conséquent, à un réexamen des critères de projet du barrage ;

- Changements dans les normes nationales, conduisant à adopter de nouveaux critères (définis par la technique actuelle) en vue d'améliorer les niveaux de sécurité de l'ouvrage ; il va sans dire que les prescriptions légales pour une telle réévaluation se basent généralement sur la présente liste de raisons.

Dans le présent chapitre, les principaux aspects des méthodes utilisées pour vérifier la sécurité des barrages, dans des conditions normales d'exploitation et dans des conditions exceptionnelles, sont décrits ; ils montrent la contribution offerte par la modélisation mathématique. D'autres informations peuvent être trouvées dans la Question 68 du Congrès de la CIGB, tenu à Durban (1994).

### **3.2.1. Barrages en béton**

#### *a) Interprétation du comportement observé*

La sécurité d'un barrage au cours de ses phases d'exploitation peut être vérifiée par l'analyse de son comportement, c'est-à-dire de la réaction de l'ouvrage aux variations des conditions externes et internes. Tout comportement contrôlé par des mesures d'auscultation fréquentes, s'appuyant sur des critères bien établis (voir Bulletins de la CIGB 41, 60, 68, 87), doit être interprété aussi rapidement que possible. Cette interprétation peut indiquer un état normal ou alarmant, et son efficacité est étroitement associée à la rapidité de fourniture des informations. Dans ce cas, l'interprétation permet de juger si l'état de l'ouvrage est normal ou dangereux. Cette opération consiste à établir une corrélation entre les causes (variations ambiantes) et les *effets* (grandeurs associées au comportement de l'ouvrage). La corrélation est généralement établie en ayant recours à des modèles déterministes ou statistiques. Les modèles déterministes, qui permettent une évaluation plus technique du comportement de l'ouvrage comparativement aux modèles statistiques, se rattachent à des modèles numériques convenablement validés et étalonnés.

Les grandeurs le plus couramment suivies sont les déplacements de certains points significatifs de l'ouvrage, mais d'autres grandeurs, telles que les rotations, les fuites, les contraintes, les déformations unitaires, etc., peuvent et doivent compléter le cadre de référence des paramètres soumis à un contrôle.

Les modèles peuvent être bidimensionnels (dans le cas de barrages-poids principalement de crête rectiligne), ou tridimensionnels. La vaste expérience dans ce domaine a également montré l'importance de la représentation des joints dans les modèles de référence.

D'autres cas ont démontré que l'effet des mouvements des rives de la retenue (résultant des variations de charges sur les zones submergées) sur le comportement du barrage ne pouvait pas être ignoré. Même aujourd'hui, la modélisation numérique, bien que sophistiquée, ne peut pas prendre en compte quelques effets locaux, en particulier dans le cas de zones étroites ; pour cette raison, son utilisation pour l'évaluation du comportement dû à ces effets est limitée.

– changes in development downstream of the dam calling for re-evaluation of the risks to life and/or economic risks and consequently the design criteria for the dam ;

– changes in national standards which introduce fresh concepts from new criteria (defined by the state of the art) to be adopted in order to improve structural safety levels ; it goes without saying that regulatory requirements for re-evaluation are generally based on the present list of reasons.

In this section the essentials of the methods used to check the safety of dams under operating conditions and in extreme conditions, showing the contribution offered by mathematical modelling, are described. Further information can be found in the Question 68 of the ICOLD Congress held in Durban.

### **3.2.1. Concrete dams**

#### *a) Interpretation of observed behaviour*

The safety of a dam during its operation phases can be ascertained by checking its behaviour. By this we mean reaction of the structure to variations of internal and external conditions. Any behaviour evaluated objectively by frequent readings from the monitoring systems, backed-up by established criteria (see ICOLD Bulletins 41, 60, 68, 87), must be interpreted as quickly as possible. This interpretation can indicate a state of normality or of alarm and its usefulness is closely connected to the timing of information. The interpretation, useful if carried out in a timely way, allows the making of a judgement of normality or alert. This activity is performed establishing a correlation between causes (ambient variations) and *effects* (quantities associated to the structural behaviour). The correlation is generally carried out resorting to *a priori* (deterministic) or statistical models. The deterministic models, which allow a more engineering assessment of the structural behaviour with respect to statistical ones, make reference to numerical models suitably validated and calibrated.

The values most commonly kept under observation are the displacements of certain significant points of the structure but other quantities, such as rotations, leakages, stresses, strains, etc., can and must complete the reference frame of the parameters under observation.

The models may be both two-dimensional (in the case of gravity dams mainly with a rectilinear axis) or three dimensional. The vast amount of experience in this field has also shown the importance of the simulation of joints in reference models.

Yet other cases have demonstrated that the tilting of the basin (owing to the hydrostatic loading variations on the submerged area) on the behaviour of the dam cannot be ignored. Even today, if in smaller measure, numerical modelling, however sophisticated, cannot take into account some local effects especially if in narrow areas ; for this reason its use in evaluating observed behaviour due to these effects is limited.

Ce qui a été dit est, dans une large mesure, également valable pour le comportement dynamique (vérification de la sécurité de l'ouvrage soumis à un séisme ou à tout autre phénomène vibratoire), ce comportement étant cependant fortement influencé par l'interaction fluide/structure : il s'ensuit que le modèle numérique de référence doit prendre en compte de tels effets. Des résultats soulignant l'importance de ces effets ont été tirés des précédents premiers et deuxième bancs d'essais. Ces aspects sont traités avec plus de détails un peu plus loin.

#### *b) Modèles pour l'identification structurelle*

L'établissement d'un modèle mathématique de référence permet non seulement l'identification du comportement de la structure, mais aussi de certains paramètres physico-mécaniques de l'ouvrage et/ou des zones de la fondation proches de l'ouvrage. Jusqu'à maintenant, l'expérience a montré que l'identification, en principe exécutée au moyen d'une comparaison entre des mesures appropriées (dans l'espace et le temps) et des résultats numériques d'un modèle de référence, pouvait fournir des résultats fiables en utilisant des mesures faites lors d'essais dynamiques (voir, par exemple, 10<sup>e</sup> Conférence Mondiale de Sismologie, 1992).

Dans ce cas, indépendamment des programmes informatiques *classiques* destinés à l'analyse structurelle, on doit avoir recours également à d'autres familles de codes de calcul, permettant, outre l'analyse des données expérimentales dans le domaine temps/fréquence, l'identification des paramètres au moyen de techniques numériques appropriées. Parmi celles-ci, les méthodes basées sur l'analyse modale, appliquées dans le domaine des fréquences, sont probablement les plus utilisées pour les barrages. De telles méthodes sont basées sur la comparaison des fonctions de transfert numériques et expérimentales, et sur la réduction au minimum de la différence entre les réponses en fréquence mesurées et calculées.

Dans le cas d'un comportement non-linéaire, la caractérisation de la structure doit être effectuée en se référant à des techniques d'identification appropriées, différentes de celles susmentionnées. Les méthodes présentant de l'intérêt sont celles pouvant tenir compte du caractère évolutif du paramètre fréquence de la réponse dynamique, car cela permet d'établir une corrélation avec une possible dégradation de la raideur de la structure.

#### *c) Évaluation de la sécurité des barrages en béton dans des conditions normales d'exploitation et dans des conditions exceptionnelles*

En ce qui concerne les barrages en exploitation, équipés de dispositifs d'auscultation répondant aux recommandations données dans les Bulletins de la CIGB 60, 68, 87, et sur lesquels des inspections et des mesures régulières sont effectuées, leur comportement est bien connu. Grâce également aux méthodes d'identification sus-mentionnées, des modèles mathématiques très sophistiqués et fiables peuvent être élaborés. Ce n'est pas le cas pour des barrages au stade de projet.

La compréhension du comportement de l'ouvrage, associée à une reconstitution de l'état initial contrainte – déformation, permet, en règle générale, l'évaluation de l'état actuel de l'ouvrage, à la fois dans les conditions d'exploitation et dans divers scénarios de charges qu'il est nécessaire d'examiner pour vérifier le niveau de sécurité du barrage.



What has been said is, in large measure, valid also for dynamic behaviour (checking of the safety of the structure in the face of a seismic event or of a vibratory excitation of a different nature) which however, is often strongly influenced by fluid/structure interaction: it follows that in the numerical reference model such effects must be taken into account. Some results that highlight the importance of these effects have been deduced in the course of the preceding 1st and 2nd B-Ws. These aspects are dealt with in greater detail later on.

*b) Models for structural identification*

The setting up of a mathematical reference model permits not only the identification of special structural behaviour but also of some physical mechanical parameters of the structure and/or nearer portions of the foundation. Up to now, experience has shown that identification, that in principle can be carried out by means of a comparison between suitable (in space and time) measurements and numerical results of a reference model, can supply particularly reliable results using readings obtained from dynamic tests (see e.g. 10th World Conf. on Earthquake Eng., 1992).

In this case apart from the *usual* computer programs for structural analysis, one must also have recourse to other families of codes which allow, besides the analysis of experimental data in the time/frequency domain, also the identification of parameters through suitable numerical techniques. Among these the methods based on modal analysis, which operates in the frequency domain, are probably the most used in the field of dams. Such methods are based on the comparison of numerical and experimental transfer functions and on the minimization of the difference between measured and computed frequency responses.

In the case of non-linear behaviour the characterization of the structure has to be carried out making reference to suitable identification techniques different from the ones above considered. Of interest appear to be those methods capable of taking into account the evolutive character of the frequency content of the dynamic response because it can be correlated to the possible degradation of the structural stiffness.

*c) Safety evaluation of concrete dams in operating and in extreme conditions*

For operating dams fitted with monitoring systems along the guidelines given in ICOLD Bulletins 60, 68, 87 and for which regular inspections and surveys are conducted, there is in depth knowledge of the true behaviour of the dam. Thanks also to the methods of identification previously mentioned, highly sophisticated and reliable mathematical models can be set up. This is not the case for dams in the design stage.

The understanding of the behaviour of the structure, associated with a reconstruction of the initial stress-strain state, allows, as a rule, the evaluation of the current state of the structure both under operational conditions and under various scenarios of the loadings that need to be examined to verify the safety level of the dam.

Généralement, la reconstitution de l'état initial est un problème très complexe car on manque souvent d'informations sur la construction du barrage. D'autre part, même si des informations détaillées sont disponibles, la simulation peut être difficile. Pour cette raison, une simplification du modèle est très souvent effectuée, en considérant que les contraintes initiales sont généralement une faible fraction des contraintes résultant des charges en exploitation et spécialement des conditions de charges exceptionnelles. De plus, certaines contraintes initiales peuvent diminuer dans le temps du fait du fluage des matériaux.

En ce qui concerne l'analyse de rupture, quelques considérations générales sont présentées dans le chapitre 3.1.1 sur la comparaison entre modélisation mathématique et modélisation physique.

Au cours de cette dernière décennie, de grands progrès ont été réalisés dans la modélisation mathématique concernant l'analyse sismique des barrages en béton. Il y a un consensus technique pour reconnaître que le calcul dynamique est la méthode la plus satisfaisante pour évaluer l'état contrainte – déformation de structures, et qu'une approche pseudo-statique, même si elle est admise dans de nombreuses normes nationales, doit être considérée comme hasardeuse.

Il faut également noter que la compréhension de certains aspects du calcul sismique en élasticité linéaire doit être approfondie. En fait, si le problème de l'interaction fluide – structure est bien analysé dans de nombreuses études (voir par exemple, 2<sup>e</sup> banc d'essai), celui de l'interaction barrage – fondation nécessite plus de recherches. Par exemple, de récentes études ont montré (voir Séminaire de Grindelwald, 1993) que la technique actuelle consistant à ignorer la masse de la fondation et les effets d'amortissement par rayonnement dans le bassin pouvait aboutir à une surestimation des contraintes dans le barrage. Cela risque donc de conduire à des projets techniquement superflus ou à la conclusion erronée qu'un barrage existant n'est pas sûr.

Dans le cadre de l'analyse dynamique non-linéaire (avec non-linéarité concentrée et répartie), on constate que, malgré d'importants progrès, une telle analyse n'est pas effectuée de manière systématique pour des ouvrages réels, mais le plus souvent à titre de recherche uniquement. Les raisons de ces difficultés sont principalement liées à la détermination d'une base expérimentale pour des lois de comportement valables dans le domaine dynamique, ainsi qu'à l'établissement d'algorithmes permettant une analyse dans des échelles de temps acceptables. Par nature, les algorithmes prennent beaucoup de temps, car ils doivent, bien entendu, être élaborés en intégrant dans le temps les équations de mouvement (alors que, généralement, la procédure modale est adoptée dans le calcul dynamique en élasticité linéaire).

D'autre part, l'établissement de codes de calcul dans le domaine dynamique non-linéaire semble absolument nécessaire, même en considérant le fait que les Recommandations et Normes penchent vers l'adoption du plus grand séisme possible pour la conception des barrages nouveaux et pour la réévaluation de la sécurité des barrages existants. Cependant, les méthodes pseudo-statiques, dans lesquelles les forces d'inertie sont déduites de spectres classiques suivant diverses techniques, sont toujours adoptées.

Une étude exécutée avec le soutien du National Research Council des États-Unis présente la technique sismique appliquée aux barrages en béton (1990).

Generally the reconstruction of the initial state is a very complex problem because there is often a lack of information on the construction of the dam. On the other hand even when this information is available in detail the simulation can be extremely difficult. For this reason very often simplification of the model is undertaken, taking into account the fact that initial stresses are generally a small fraction of the stresses induced by operating loads and especially by extreme load conditions. Moreover, some of the initial stresses may diminish in time due to the creep of materials.

Regarding analysis of failure some general considerations are reported in paragraph 3.1.1 concerning the comparison between mathematical and physical modelling.

In the last ten years great strides have been taken in mathematical modelling regarding seismic analysis of concrete dams. The technical scientific consensus holds that fully dynamic analysis is the most suitable method to evaluate the stress-strain state of structures and a pseudo-static approach, even if accepted in many national standards, has to be seen as unconservative.

It should also be noted that the understanding of some aspects of linear elastic seismic analysis need to be deepened. In fact, if the problem of fluid-structure interaction is being studied and documented in many studies (see e.g., 2nd B-W) the problem of dam-foundation interaction requires further investigation. For example, recent studies have shown (Int. Workshop in Grindelwald, 1993) the usual technique of ignoring the mass of the foundation and the effects of radiation damping in the basin can produce an over-estimation of the stresses in the dam. This can therefore lead to over-engineered projects or the erroneous conclusion that an existing dam is unsafe.

In the context of non-linear dynamic analysis (both with reference to concentrated and distributed non linearity) it should be seen that despite significant advances, such analysis is not conducted in a systematic manner regarding real structures, but more often is of a research character only. The reasons for these difficulties are mainly connected with both the determination on an experimental basis of constitutive laws valid in the dynamic field and the set up of algorithms which allow analysis in acceptable timescales. By their nature algorithms are extremely time consuming, obviously having to be developed integrating in time the equations of motion (whereas, generally, modal procedure is employed in linear elastic dynamic analysis).

On the other hand the setting up of computer codes for non-linear dynamics would seem to be absolutely necessary, even considering the fact that Recommendations and Standards are moving towards the adoption of Maximum Credible Earthquake (M.C.E.) as input for the planning of new dams and for the re-evaluation of safety of existing ones. However, the pseudo-static approaches in which the forces of inertia are derived from conventional spectra according to various techniques are still adopted.

A study carried out with the support of the National Research Council of the U.S.A. reports on the state of the art of seismic engineering for concrete dams updated to 1990.

Les divers points précités ont suggéré aux organisateurs du 4<sup>e</sup> Atelier – banc d'essai d'ajouter aux thèmes proposés ceux relatifs au calcul dynamique d'un barrage muni d'un joint.

En outre, dans la procédure de *justification* des codes de calcul, il est très important de pouvoir disposer de mesures de comportement dynamique réel et donc d'avoir le plus grand nombre de barrages équipés de dispositifs d'auscultation sismique.

*d) Étude des phénomènes de fissuration dans des barrages en béton existants : association de la modélisation mathématique avec des travaux expérimentaux*

L'étude de phénomènes de fissuration et l'évaluation des niveaux de sécurité de barrages fissurés sont probablement parmi les problèmes les plus complexes auxquels est confronté l'ingénieur de barrage. Comme on l'a indiqué, les barrages peuvent être sujets à des états de contraintes susceptibles de provoquer la naissance et la propagation de fissures au cours de leur construction et de leur exploitation.

Dans les précédents chapitres, on a examiné les causes, d'origine thermique, des états de fissuration au cours de la construction ; le présent chapitre examine brièvement les problèmes relatifs à l'évaluation du potentiel de propagation d'une fissuration existante et ceux associés à la possibilité de formation de fissures résultant des charges normales d'exploitation et de charges exceptionnelles.

Le problème de fissuration est différent suivant les causes et les types de barrage ; pour cette raison, sa modélisation ne se prête pas à une approche unique.

Une distinction principale concerne la fissuration, considérée comme idéalement diffuse ou discrète, même si dans la réalité les deux types sont présents.

Dans le premier cas de ces situations extrêmes, les modèles de processus de détérioration ou elasto-plastiques constituent le choix le plus rationnel, du fait qu'ils peuvent simuler la possibilité de perte de raideur (isotrope ou anisotrope) du matériau, en considérant la détérioration accumulée dans les diverses zones de l'ouvrage due aux variations des charges. Dans le deuxième cas, des modèles se référant à la théorie de la mécanique de fracture sont plus appropriés. Ils peuvent examiner, de façon rationnelle, le problème de la stabilité de l'extrémité d'une fissure et déterminer la possibilité de propagation. Les modèles de processus de détérioration ainsi que les modèles de mécanique de fracture nécessitent des données expérimentales déduites d'essais en laboratoire qui examinent le comportement des échantillons de matériaux après la pointe du phénomène – adoucissement – (en vue de pouvoir évaluer les paramètres de l'énergie de fracture ou les paramètres régissant les lois de détérioration. Des chercheurs sont spécialement actifs dans ce domaine et il existe de nombreuses études numériques et expérimentales (voir, par exemple, Séminaires Internationaux de Chambéry, 1994, et de Crans-Montana, 1995).

Du point de vue expérimental, il y a lieu d'indiquer les nombreux travaux effectués dans des laboratoires sur modèles réduits. Malgré les limites de telles méthodes (effets d'échelle), il faut noter que ces expérimentations deviennent de plus en plus une référence, dans le domaine scientifique, pour la validation des méthodes d'analyse de la mécanique de fracture.

The points cited above have suggested to the organisers of the 4th B-W to add to the proposed themes those relative to the dynamic analysis of a dam provided with a joint.

Moreover in proceeding down the path of the *justification* of computer codes it is of great importance to be able to have available measurements of real dynamic behaviour and therefore to have as many dams as possible equipped with seismic monitoring systems.

*d) Study of cracking phenomena in concrete existing dams: integration of mathematical modelling with experimental activities*

The study of crack phenomena and the evaluation of the safety levels in cracked dams are probably among the most complex problems faced by the dam engineer. As has been noted, dams can be subjected to states of stress which may give rise to the initiation and propagation of cracking both in the construction phase and during operation.

In the previous sections it was presented the examination of causes of thermal origin in the construction phase which could give rise to the initiation and formation of cracked states; this section briefly examines the problems connected to the evaluation of the propagation potential of already existent cracking and those tied to the possibility of the formation of cracks as a result of the action of operating loads and extreme loads.

The problem of cracking reveals itself in different ways due to the causes and the types of dam; for this reason the possibility of its being modelled does not lend itself to a single approach.

A primary distinction is made by referring to the cracking as being ideally diffuse or discrete, even if in the reality they are both present.

In the first of these extreme situations, damage-process or elasto-plastic models are the more rational choice as they can simulate the possibility of loss of stiffness (isotropic or anisotropic) of the material, considering the accumulated damage in the different zones of the structure due to the changes of load. In the second case, models which refer to the theory of fracture mechanics are more suitable. They can examine in a rational way the problem of the stability of the tip of a crack and determine the possibility of propagation. Both damage-process models and fracture-mechanics models necessitate experimental data obtained from laboratory tests which examine the post-peak behaviour (softening) of the sampled materials (in order to be able to evaluate parameters of the fracture energy or the parameters which govern the laws of damage). Researchers are especially active in this field and there are many documented studies, both numerical and experimental (see e.g., Int. Workshops in Chambéry, 1994 and Crans-Montana, 1995).

From the experimental point of view it is worthwhile remembering the huge amount of activity that some laboratories are carrying out using scale models. In spite of the limitations of such approaches (size effects), it should be noted how in the scientific context these experiments are becoming a reference to validate the methods of analysis of fracture mechanics.

Cependant, d'autres travaux sont nécessaires afin de mieux comprendre quelques aspects importants tels que : l'interaction fissuration hydraulique et fracturation thermique, l'influence des dimensions, l'influence de la durée et de la vitesse d'application des charges, l'effet de la dimension de la fissuration compte tenu des dimensions de l'ouvrage (voir, par exemple, Séminaire International de Chambéry, 1994).

Malgré ces limitations, l'application des modèles de détérioration et des modèles de mécanique de fracture est toujours plus courante. Lors des travaux des 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> bancs d'essai, ces types de problèmes ont été examinés, ne fût-ce que par des méthodes relativement simples telles que la mécanique de fracture en élasticité linéaire (ce qui peut être également abordé au moyen de programme de calcul en élasticité linéaire), pour l'évaluation de la stabilité d'une fissure existante.

#### *e) Phénomènes particuliers*

Dans le présent chapitre, on examine brièvement quelques-uns des très nombreux problèmes particuliers généralement traités expérimentalement et/ou empiriquement, et pour lesquels une évaluation quantitative est souvent limitée à une première approximation.

De précédents chapitres ont déjà concerné les problèmes de modélisation dans le cas de consolidation de la fondation et/ou des appuis, et il a été indiqué comment l'utilisation de la modélisation mathématique pouvait être orientée vers une analyse de type paramétrique.

Une modélisation mathématique et des méthodes expérimentales (le plus souvent géophysiques) permettent d'étudier les effets des divers types de traitement sur la stabilité du système barrage – fondation (à la fois dans la phase de conception et dans la phase d'exploitation au cours de travaux de renforcement).

Un problème particulièrement important est celui de l'étude des effets de l'alcali-réaction sur la stabilité de l'ouvrage. Dans ce domaine, il y a de remarquables études visant à la compréhension du problème, et également l'application de la modélisation mathématique permettant une approche phénoménologique (voir par exemple, Séminaire de Chambéry, 1994). Généralement, dans de tels types d'effets, mais aussi dans ceux où les variations de volume du béton sont dues à des réactions chimiques, le problème est abordé en utilisant une modélisation par équivalence thermique et en étalonnant les paramètres à partir d'essais en laboratoire ou par analyse en retour de données mesurées sur l'ouvrage.

La Question 65 du Congrès de la CIGB, tenu à Vienne (1991), a été consacrée au problème du vieillissement.

En conclusion, on peut signaler qu'il y a dans la littérature de nombreux exemples relatifs au problème de modélisation servant de support aux travaux de restauration, ce problème ayant été traité dans le cadre de la Question 68 du Congrès de la CIGB de Durban (1994).

### **3.2.2. Barrages en remblai**

Dans le cas de barrages anciens, une des tâches le plus couramment entreprises est la détermination de l'état des contraintes au moment de l'analyse, c'est-à-dire

However, further work is needed to expand the knowledge of some important aspects such as: the interaction of water-cracking and temperature-fracture, the influence of dimension and the dependency of the material parameters on the duration and of the velocity of the application of load, the effect of the dimension of the cracking with respect to the dimension of the structure (see e.g. Int. Workshop in Chambery, 1994).

Despite these limitations the application of damage models and fracture mechanics models is ever more common. In the range of activities of 3rd and 4th B-Ws on dams these types of problem are being examined if only by relatively simple approaches such as linear elastic fracture mechanics (which can be also tackled with linear elastic computer programs) for the evaluation of the stability of an existing crack.

*e) Special phenomena*

In this section we examine briefly some among the vast number of special problems generally approached experimentally and/or empirically and for which quantitative evaluation is often limited to first approximations only.

Previous sections have already referred to the problems of modelling in the case of consolidation of foundation and/or abutments and it was seen how the use of mathematical modelling could be aimed especially towards the possibility of an analysis of the parametric type.

Mathematical modelling and experimental processes (mostly geophysical) can study, using synergy, the effects which the various types of treatment can have on the stability of the dam-foundation system (both in the design phase and in the operation phase during the course of strengthening work).

An especially important problem is that of the study of Alkali-Aggregate reaction effects on structural stability. In this field there are noteworthy studies towards understanding of the problem but also the application of mathematical modelling which permits a phenomenological approach to be made (see e.g. Int. Workshop in Chambery, 1994). Generally, in such types of effects, but also in those where the variations in the volume of concrete are due to chemical reactions, the problem is tackled by using modelling by thermal equivalence, calibrating the parameters on a basis of laboratory tests or by back-analysis of data measured on the structure.

To the problem of ageing ICOLD has devoted the Question 65 of the Congress held in Vienna.

In conclusion with reference to the problem of modelling in support of refurbishment operations there are many examples in the literature and the ICOLD Congress in Durban, has devoted to it the Question 68.

### **3.2.2. Embankment dams**

One of the most demanding tasks in the case of old dams is to determine the stress pattern at the time of the analysis, i.e. decades after construction. The case of

des décennies après la construction. Le cas des barrages par remblayage hydraulique est particulièrement intéressant et difficile de ce point de vue : leur masse volumique évolue lentement. L'analyse du comportement d'un barrage soumis à un séisme dépend directement de l'état du matériau dans l'ouvrage au moment de la secousse. Cet état du matériau doit être à la fois analysé in situ et reproduit dans le modèle avant la simulation du séisme.

Lors de l'analyse des « quantités inconnues » associées à un barrage ancien, on doit se rappeler que 80 % des ruptures de barrages concernent des barrages en remblai. 70 % de ces barrages rompus ont moins de 30 m de hauteur et n'ont en général pas fait l'objet d'études poussées pour des raisons de coût.

Environ 87 % des accidents ayant affecté des barrages en remblai sont associés à des érosions de surface imputables à des déversements résultant d'une mauvaise maîtrise des crues ou de pluies torrentielles. Pour le moment, ces phénomènes ne peuvent pas être traités par modélisation mathématique.

L'érosion interne (renard) est la deuxième cause d'accidents. Elle affecte souvent des barrages relativement nouveaux (âgés de moins de 10 ans). L'érosion interne peut se produire dans le corps du barrage, mais plus fréquemment le long des ouvrages en béton traversant le barrage ou à l'interface barrage-fondation.

Heureusement cependant, peu de barrages connaissent une rupture catastrophique, tandis que des barrages anciens présentent progressivement un comportement inattendu qui doit être compris et interprété en vue de décider des mesures à prendre, allant d'une auscultation plus approfondie à une vidange totale de la retenue et à une destruction du barrage.

### **3.2.3. Autres commentaires sur l'évaluation de la sécurité**

Quatre zones de comportement peuvent être identifiées pour les exploitants de barrages :

	Zone A	Satisfaisant pour l'exploitant
Limite 1		
	Zone B	Auscultation renforcée, préoccupation pour l'exploitant
Limite 2		
	Zone C	Travaux importants, relations avec le public
Limite 3		
	Zone D	Abandon, risque majeur
Limite 4		Rupture

Des systèmes d'analyse statistique sont constitués de modèles de détection d'anomalies, c'est-à-dire, grosso modo, permettant de déceler le passage de la Zone A à la Zone B. Dès qu'un ouvrage entre, en totalité ou en partie, dans la Zone B, il est primordial qu'une sérieuse modélisation soit réalisée car, si l'ouvrage passe ultérieurement dans la Zone C, il est très précieux de disposer d'un modèle bien étalonné, compte tenu de l'auscultation améliorée, et permettant de faire des choix rigoureux, solidement justifiés, à un moment où la population devient inquiète.



hydraulic-fill dams is especially interesting and difficult from this point of view: their density evolves slowly. Analysis of dam behaviour in the event of an earthquake depends directly on the state of the material in the dam at the moment of the tremor. This material state has to be both analyzed in situ and reproduced in the model before the earthquake is simulated.

When analyzing the “ unknown quantities ” associated with an old dam, one must bear in mind the fact that 80 % of dam failures have involved embankment dams. Of these embankment dams, 70 % have been less than 30 metres high and have therefore generally not been subject to much study for cost reasons.

87 % of the accidents involving embankment dams are associated with surface erosion due to overtopping resulting from poor flood control or torrential rain. For the moment, these phenomena cannot be handled by mathematical modelling.

Internal erosion (piping) is the second cause of accidents. It often involves relatively new dams (less than 10 years old). Piping can occur within the dam body, but most frequently occurs along concrete structures crossing the dam or along the dam/foundation interface.

Fortunately however, few dams fail catastrophically, while old dams are gradually developing unexpected behaviour that must be understood and interpreted in order to decide the remedial measures to be taken, measures that can range from simply stepping up monitoring to complete drawdown and destruction of the dam.

### 3.2.3. Further comments on safety assessment

Four behaviour zones can be identified for dam operators :

	Zone A	Operator comfortable
Limit 1		
	Zone B	Enhanced monitoring, concern for operator
Limit 2		
	Zone C	Major work, public relations
Limit 3		
	Zone D	Abandonment, major risk
Limit 4		Failure

Statistical analysis systems have simple abnormality detection models, i.e. roughly speaking, that detect the change from Zone A to Zone B. As soon as all or part of a project moves into Zone B, it is vital that serious modelling be carried out, for if the project subsequently moves into Zone C, it is extremely valuable to have a model that is well calibrated against enhanced monitoring and which enables severe choices backed up by solid substantiation to be made at a time when people are getting worried.

Cette modélisation ne peut s'effectuer en élasticité linéaire, étant donné qu'il s'agit d'expliquer des phénomènes qui, par définition, n'entrent pas dans le domaine linéaire réversible. C'est donc une fausse économie de réaliser cette modélisation au-dessous de l'optimum (au-dessous de l'optimum, financièrement et scientifiquement). En particulier, des règlements existants ne permettent pas d'interpréter des phénomènes irréversibles.

Ces modèles sont nécessaires autant pour l'étude des travaux importants de réparation que pour la fourniture de données destinées aux discussions entre l'exploitant et les autorités, et pour la mise en évidence de l'écart entre l'état observé du barrage et la rupture. Ils servent à définir une amélioration du dispositif d'auscultation.

This modelling cannot be elastic linear modelling since it involves explaining phenomena which, by definition, are not within the reversible linear field. It is therefore a false economy to perform this modelling with less than the best (less than the best financially or scientifically). In particular, existing regulations do not make it possible to interpret irreversible phenomena.

These models are as necessary for planning major repair works as they are for providing input for discussions with the Operator and authorities and for demonstrating the distance between the observed state of the dam and failure. They serve to define enhanced monitoring.

s

---

## 4. CAPACITÉ OU INSUFFISANCE DES MODÈLES NUMÉRIQUES POUR L'ANALYSE DES PHÉNOMÈNES RELATIFS À LA SÉCURITÉ DES BARRAGES

---

Les outils de calcul disponibles et les méthodes numériques existantes permettent aujourd'hui l'approche mathématique des problèmes de mécanique de structure. D'autre part, des limitations de la fiabilité de la modélisation mathématique surviennent souvent par suite de manque de données sur les propriétés des matériaux et d'observations du comportement de l'ouvrage. Celles-ci constituent le moyen le plus efficace pour la validation des modèles. En d'autres termes, la qualité de la simulation numérique ne peut être vérifiée que lorsqu'une connaissance adéquate du système barrage-fondation a été acquise et lorsque des informations sûres concernant son comportement sont disponibles.

L'évaluation de la qualité des algorithmes numériques est également en progrès grâce aux Ateliers - bancs d'essai traitant de la validation des logiciels utilisés dans les calculs de barrage. La phase suivante de justification des modèles numériques interviendra une fois que des données expérimentales seront disponibles et couvriront tous les divers aspects brièvement examinés dans les prochains paragraphes.

Les 6 Tableaux à la fin du présent chapitre indiquent, suivant le type de barrage et les différentes périodes de la vie de l'ouvrage, la capacité du modèle numérique à analyser les phénomènes relatifs à sa sécurité. En réalité, le même modèle utilisé pour analyser un phénomène défini peut convenir plus ou moins au cours des diverses périodes de la vie d'un barrage (construction, premier remplissage, exploitation), ou pour les divers types de barrage.

Dans ces 6 Tableaux, quatre indices numériques (1, 2, 3 et 4), appelés *Indices de Confiance* (I.C.), sont adoptés, chaque indice étant défini comme suit :

- I.C. 1 les phénomènes relatifs à la sécurité du barrage peuvent être analysés en toute confiance au moyen de modèles numériques ;
- I.C. 2 les phénomènes relatifs à la sécurité du barrage peuvent être analysés au moyen de modèles numériques, mais avec quelques limitations et/ou difficultés (simplifications dans les hypothèses de calcul, manque de données expérimentales pleinement fiables ou difficulté pour les obtenir, coût des analyses, etc.) ;
- I.C. 3 les phénomènes relatifs à la sécurité du barrage peuvent être analysés au moyen de modèles numériques dont les résultats ne peuvent donner que des indications qualitatives ou comparatives, par exemple à cause des importantes simplifications nécessaires, etc. ;
- I.C. 4 les phénomènes relatifs à la sécurité du barrage ne peuvent être actuellement analysés au moyen de modèles numériques.

---

## 4. CAPABILITY OR INADEQUACY OF NUMERICAL MODELS TO ANALYSE DAM SAFETY CORRELATED PHENOMENA

---

The available computational tools and the existing numerical methods make nowadays possible to approach mathematically the most typical problems of structure mechanics. On the other hand, limitations of the reliability of the mathematical modelling often occurs because of lack of data on material properties and observations of the structural behaviour. The latter constitute the most effective tool for models validation. In other words the quality of the numerical simulation may be ascertained only when an adequate knowledge of the dam-foundation system has been gained and experimental evidences on its behaviour are available.

The quality assessment of the numerical algorithms is in progress also thanks to Benchmark Workshops that are aimed to the validation of the software used for dam analysis. The subsequent phase of numerical models justification will follow once the availability of experimental data will cover all the different topics that are briefly mentioned in the next paragraphs.

In the following 6 tables are enclosed in which, with reference to dam typology and to different periods of dam life, the capability of numerical modelling to analyse phenomena related to dam safety is shown. In fact, the same model used to analyse a definite phenomenon can be more or less reliable during the various periods of life of a dam (construction, first fillings, operation) or for the various dam types.

In particular in the 6 tables reported at the end of this chapter four numerical indices (1, 2, 3, 4), defined *Reliability Indices* (R.I.), are adopted whose meaning is as follows :

- R.I. 1     the phenomena related to dam safety can be confidently analysed by means of numerical models ;
- R.I. 2     the phenomena related to dam safety can be analysed by means of numerical models but with some limitations and/or difficulties (simplifications in the computational hypotheses, lack or difficulty to get fully reliable experimental data, relevant cost of the analyses, etc.) ;
- R.I. 3     the phenomena related to dam safety can be analysed by means of numerical models whose results can give only qualitative or comparative indications, e.g. because of the strong simplifications needed, etc. ;
- R.I. 4     the phenomena related to dam safety cannot at present be analysed by means of numerical models.

Lorsque les Tableaux ne contiennent pas d'indices, cela signifie que le phénomène en question n'est pas significatif pour l'évaluation de la sécurité du barrage.

En général, un seul indice est utilisé pour chaque élément « *phénomène – période de la vie du barrage* ». Dans certains cas, plusieurs indices sont adoptés si l'on considère que la modélisation numérique est différente pour les divers types de barrage.

Dans les chapitres suivants, les capitales suivantes ont été utilisées :

C = Concrete/Béton ; E = Embankment/Remblai ; S = Statique ;  
D = Dynamique ; H = Hydraulique.

## **4.1. BARRAGES EN BÉTON - COMPORTEMENT STATIQUE**

### **4.1.1. État contrainte - déformation**

CS [1,1] = 2      *Phase de construction*

Des méthodes numériques sont disponibles pour la simulation des phases de construction pour tous les types de barrage. Des difficultés résultent :

a) De la complexité des phénomènes survenant au cours de ces phases, tels que la prise, le durcissement et le retrait du béton (les contraintes en résultant provoquent des fissures et affectent l'état contrainte – déformation) ;

b) De la déformabilité de la fondation rocheuse, qui est fortement influencée par les hétérogénéités de la masse rocheuse et, éventuellement, par la présence de failles de glissement potentiel dont la caractérisation, en termes de paramètres destinés aux modèles mathématiques, est une tâche très difficile ;

c) De la prévision des changements de température dans le béton récemment mis en place, résultant de la chaleur d'hydratation. L'influence de nombreuses variables (dosage et type de ciment utilisés dans la composition du béton, épaisseur des levées, intervalle de temps entre les levées, hauteur différente des plots, température extérieure) doit être mieux connue. Par conséquent, les changements volumétriques au cours du premier âge du béton et les tendances à la fissuration ne peuvent pas être analysés de manière totalement fiable au moyen des modèles numériques disponibles ;

d) Du manque d'informations sur l'injection des joints de construction. Des joints de retrait sont injectés dans des barrages-voûtes pour constituer une structure monolithe. Dans ce cas, l'injection cause un préchargement qui n'est généralement pas connu.

Des analyses numériques fiables (c'est-à-dire des logiciels et des études de validation expérimentale – numérique) de l'état contrainte – déformation dans les phases de construction ont été élaborées récemment.

Le plus souvent, l'analyse des aspects sus-mentionnés aux points a) et c) est toujours basée sur l'expérience pratique qui cependant s'est avérée insuffisante pour

When no indices are used in the tables, this means that the relevant phenomenon is not meaningful for the assessment of the dam safety.

In general only one index is used in the tables for each item *phenomenon-dam life period*. In some cases, anyway, more indices are used if the reliability of numerical modelling is considered different for the various types of dams.

In the following paragraph capital letters have been used in this way :

C = Concrete; E = Embankment; S = Static; D = Dynamic; H = Hydraulic.

## **4.1. CONCRETE DAMS - STATIC BEHAVIOUR**

### **4.1.1. Stress-strain state**

CS [1,1] = 2      *Construction phase*

Numerical methods and procedures are available for simulation of the construction phases for all dam typologies. Difficulties arise from :

*a)* complexity of the phenomena occurring during these phases, such as concrete setting, hardening and shrinkage (consequent stresses produce cracks and affect the stress-strain-state) ;

*b)* deformability of the rock foundation, which is strongly influenced by the non homogeneities of the massive rock and possibly by the presence of potential sliding faults whose characterization, in terms of parameters to be provided to the mathematical models, is a very difficult task ;

*c)* the prediction of temperature changes in early age concrete due to the heat of hydration. The influence of many variables, i.e. amount and type of cement used for the concrete mix, thickness of lifts, time interval between lifts, different height of blocks, external temperature condition, should be more deeply known. Therefore the early age volumetric changes and crack-producing tendencies cannot be analysed in a completely reliable way with available numerical models ;

*d)* lack of information about construction joints grouting. Contraction joints can be grouted for arch dams to form a monolithic structure. In this case grouting causes a pre-loading condition that is generally unknown.

Reliable numerical analyses (i.e. software codes and adequate experimental-numerical validation researches) of stress-strain state in the construction phases have been set up recently.

In most cases the evaluation of the aspects mentioned under points “ *a* ” and “ *c* ” is still based on practical experience which however has shown to be not

éviter les problèmes de fissuration. L'installation de nombreux thermomètres et thermo-extensomètres dans le béton de masse, au cours du bétonnage, a été un procédé d'auscultation adopté pendant de nombreuses décennies ; malheureusement les données de mesures correspondantes (étant, en outre, trop locales dans le cas de thermo-extensomètres) ne sont pas complétées par des informations détaillées sur l'histoire de la construction.

CS [1,2] = 2 *Phase de premier remplissage*

L'approximation de la simulation numérique pour la phase de premier remplissage est principalement due au manque de renseignements sur la perméabilité de la roche de fondation et du béton, pouvant affecter les paramètres de déformabilité de la fondation.

Des difficultés résultent également de phénomènes non-linéaires induits dans le système barrage – fondation par l'augmentation progressive de la charge d'eau (tassements, fluage, déplacements de joints, etc.). En particulier :

a) La consolidation, dont les paramètres ne sont généralement pas connus en totalité, sera prise en compte pour prédire les tassements survenant en cours de construction et causant des contraintes dans le barrage et la fondation ;

b) Sous les charges appliquées, la roche continue de se déformer. Les caractéristiques de déformation des fondations sont, de manière significative, influencées par la densité, l'orientation, l'épaisseur et l'état de contact des joints et des fissures des surfaces rocheuses chargées. Tous ces paramètres ne sont généralement pas connus en totalité ;

c) La perméabilité de la roche de fondation peut influencer, de façon importante, l'état contrainte – déformation, en particulier dans les barrages-poids. La perméabilité de la fondation comprenant des joints, des failles et des cavités est une donnée nécessaire pour déterminer les pressions interstitielles intervenant dans les calculs de contraintes et de stabilité. Dans le cas d'injection, de drainage ou d'autres traitements de la fondation, leurs effets sur la répartition des pressions interstitielles seront étudiés. Mais une connaissance satisfaisante de tous ces aspects ne peut être atteinte qu'au cours de l'exploitation du barrage.

Les caractéristiques susmentionnées qui affectent le niveau d'approximation des calculs sont prises en compte dans la phase de projet, en se basant sur l'expérience et des évaluations qualitatives, principalement au cours de l'étude des traitements de la fondation, de la définition du programme de premier remplissage, et de l'étude du réseau d'auscultation. Généralement, une auscultation approfondie et soignée est exécutée pour vérifier le comportement du barrage et de sa fondation au cours de la phase délicate du premier remplissage.

CS [1,3] = 1 *Phase d'exploitation*

Les modèles numériques peuvent être considérés comme parfaitement fiables étant donné qu'en général les données fournies par l'auscultation du barrage permettent de bien identifier le système barrage-fondation-réservoir.

#### **4.1.2. Stabilité locale et stabilité globale relatives à l'état de fissuration**

CS [2,1] = CS [2,2] = 3 *Phases de construction et de premier remplissage*



sufficient to avoid the cracking problems. The monitoring practice of placing many thermometers and thermo-extensometers in the concrete mass during casting has been in use for many decades; unfortunately, in most cases, the relevant measurement data (besides being too local in the case of thermo-extensometers) are not complemented with the detailed additional information about construction history.

CS [1,2] = 2      *First fillings phase*

The approximation level of the numerical simulation for the first fillings phase is mainly due to lack of information about the permeability of rock foundation and concrete, which could affect the foundation deformability parameters.

Difficulties also arise from non-linear phenomena induced in the dam-foundation system by the progressive increase of the hydraulic loading (settlements, creep, joints displacements, etc.). In particular :

a) consolidation, whose parameters are in general not completely known, should be taken into account to predict settlements occurring during construction and causing stresses in dam and foundation ;

b) under applied loadings the rock continues to deform (creep). The deformation characteristics of foundations are significantly influenced by the density, orientation, width and contact condition of joints and cracks of the loaded rock surfaces. All this quantities are generally not known in a complete way ;

c) permeability of the foundation rock can affects significantly the stress-strain state, particularly in gravity dams. The permeability of the foundation including joints, fault zones and cavities is needed to determine pore pressures for analyses of stresses and stability. If foundation grouting, drainage or other treatments are involved, their effect on pore pressure distribution should be included. But the appropriate knowledge of all these aspects can be attained only during the operation of the dam.

The above described features affecting the approximation level of the computations are taken into account in the design phase, on the basis of the experience and of qualitative evaluations, mainly in the design of the foundation treatments, in the definition of the first filling program and in the design of the monitoring network. Usually an extensive and careful monitoring is also carried out to check the dam and foundation behaviour in this delicate phase ; many monitoring instruments are installed for this purpose only, and are abandoned after the successful completion of the first filling phase.

CS [1,3] = 1      *Operation phase*

Numerical models can be considered completely reliable because, in general, the data obtained by means of the monitoring of the dam can allow to establish a good identification of the dam-foundation-reservoir system.

#### **4.1.2. Local and global stability related to cracking state**

CS [2,1] = CS [2,2] = 3      *Construction and first fillings phases*

Le niveau d'approximation dépend de la combinaison des éléments décrits dans les notes du paragraphe 4.1.1 ainsi que des difficultés de caractérisation du processus de formation et de propagation des fissures.

Voir également le prochain paragraphe CS [2,3].

CS [2,3] = 2 *Phase d'exploitation*

La simulation numérique du comportement d'un barrage en cours d'exploitation peut être facilitée par la connaissance des comportements observés au cours des premières phases de sa vie, qui permet de supprimer certaines incertitudes affectant les phases de construction et de premier remplissage.

Les principales difficultés résultent de l'inadéquation des modèles numériques et du manque de preuves expérimentales. En particulier :

a) Lors de l'analyse d'ouvrages en béton au moyen de modèles de comportement réalistes, des difficultés sont dues au fait que l'unicité et la stabilité des solutions ne sont garanties qu'au-dessous de certains niveaux de charge. Cela signifie que les algorithmes numériques doivent être très précis, sinon des erreurs numériques peuvent provoquer des instabilités conduisant à une sous-estimation des charges de rupture ;

b) D'autres difficultés concernent l'essai de fracturation. Le problème le plus important est l'incertitude de la reproductibilité pour le phénomène de propagation des fissures, modifiant la forme et/ou les dimensions de l'ouvrage fissuré. On ne sait pas encore tout à fait dans quelle mesure il est possible d'extrapoler les résultats de laboratoire pour des ouvrages de grandes dimensions et de formes complexes. Les modèles mathématiques disponibles n'ont donc pas été suffisamment validés.

Des fissures importantes sont généralement détectées lors des opérations de surveillance. Outre les inspections visuelles périodiques, des appareils sont installés pour mesurer la variation d'ouverture des principales fissures. Le contrôle des longueurs des fissures est plus difficile ; il nécessite souvent la mise en place de dispositifs provisoires pour pouvoir accéder aux zones d'extrémités des fissures, et l'évaluation est basée sur des examens visuels.

Le contrôle direct des fissures est également nécessaire car très souvent la propagation de fissures a très peu d'effet sur les grandeurs couramment mesurées (telles que les déplacements de la crête de l'ouvrage), à moins que la fissuration ne soit très étendue.

**Note sur la stabilité locale et la stabilité globale pour l'estimation des modèles mathématiques :** *Des modèles peuvent être très appréciés pour la stabilité locale, mais faiblement pour la stabilité globale. En pratique, l'évaluation de la stabilité locale est souvent utilisée comme un outil préliminaire. L'indication de stabilité locale dans tous les éléments et zones – clés du barrage permettrait de conclure à une stabilité globale. Par contre, la détermination d'instabilité locale n'implique pas une instabilité globale, à moins que l'instabilité locale ne soit décelée en un certain nombre d'endroits de sorte qu'un mécanisme s'est formé. Une analyse de niveau plus élevé doit être effectuée pour connaître la redistribution des contraintes et/ou les glissements possibles.*

#### 4.1.3. Glissement et renversement

CS [3,1] = CS [3,2] = CS [3,3] = 1 *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

The approximation level is due to the combination of what described in notes 4.1.1 together with the difficulties for a fair characterization of the crack formation and propagation process.

See, also, for applicable part, the next note of CS [2,3].

CS [2,3] = 2      *Operation phase*

The numerical simulation of the dam behaviour during operation could be facilitated by the knowledge of the observed performances during the previous phases of its life, allowing to remove some of the uncertainties affecting the construction and the first filling phases.

The main difficulties arise from inadequacy of numerical models and lack of experimental evidences. In particular :

a) in analysing concrete structures with realistic constitutive models, difficulties lie in the fact that uniqueness and stability of the solutions are guaranteed only below certain load levels. This means that the numerical algorithms should be very accurate otherwise numerical errors may easily trigger potential instabilities leading to an underestimation of the failure loads ;

b) further difficulties are connected with fracture testing. The most important problem is the uncertainty of the reproducibility for the crack propagation phenomenon varying the shape and/or the size of the cracked structure. It is still not completely clear how far it is possible to extrapolate the laboratory results to the structure of large sizes and complex shapes. Consequently the available mathematical models have not been sufficiently validated.

Significant cracks are usually checked in the surveillance activities. In addition to periodic visual inspections, instruments are installed to monitor the crack opening displacement of the main cracks. The monitoring of the crack length is more difficult; it often requires the installation of temporary devices for an adequate access to the zones of crack edges, and the evaluation is based on visual examination.

The direct monitoring of crack is necessary, also because very often crack propagation has very little influence on commonly measured integral quantities (such as crest displacements), unless the cracking process has not reached a very significant extension.

**Note on local stability and global stability for the purpose of rating mathematical models:** *models could rate high for local stability but low for global stability. In practice, evaluation of local stability is often used as a preliminary tool. Indication of local stability in all key components and areas of the dam would infer global stability. On the other hand, determination of local instability does not imply global instability, unless local instability is identified in a number of locations so that a mechanism is formed. Otherwise, the indication is that higher level analysis should be carried out to investigate stress redistribution and/or sliding potentials.*

#### **4.1.3. Sliding and overturning**

CS [3,1] = CS [3,2] = CS [3,3] = 1      *Construction, first fillings and operation phases*

Malgré la simplicité des méthodes habituellement utilisées (analyses d'équilibre limite avec formulation de corps rigide), elles se sont généralement avérées fiables.

Aujourd'hui, des méthodes numériques peuvent également être adoptées ; de telles méthodes permettent de maîtriser les limites d'une formulation de corps rigide qui ne peut donner aucune information sur l'état de contraintes et de déplacements dans une situation proche de la rupture.

#### **4.1.4. Instabilité de versants ou de plots**

CS [4,1] = CS [4,2] = CS [4,3] = 2      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Voir note 4.1.3. Dans ce cas, toutefois, l'évaluation des propriétés des matériaux et des données géotechniques peut être difficile (ou coûteuse).

#### **4.1.5. Percolations**

CS [5,2] = CS [5,3] = 2      *Phases de premier remplissage et d'exploitation*

Le niveau d'approximation dépend essentiellement de l'hétérogénéité de la masse rocheuse et des difficultés dans la définition d'un schéma de calcul pour une évaluation fiable du phénomène. La modélisation difficile des traitements de la fondation (injection, drainage, etc.) et un fort couplage entre perméabilité et état de contrainte dans la masse rocheuse diaclasée peuvent réduire la fiabilité des résultats numériques.

De toute façon, même dans le cas de barrages fondés sur une roche saine, des rideaux d'injection et des dispositifs de drainage sont réalisés comme mesures préventives en vue de limiter les percolations et les pressions interstitielles associées. La vérification du bon fonctionnement des systèmes d'injection et de drainage est habituellement incluse dans les opérations de surveillance.

Le phénomène de percolation peut également exister dans le corps d'anciens barrages en maçonnerie lorsqu'ils ne sont pas munis d'un masque d'étanchéité. Les analyses demeurent complexes en raison de la définition difficile des propriétés du matériau (influence de l'état de contrainte sur la perméabilité).

#### **4.1.6. Vieillesse, alcali-réactions et phénomènes identiques**

CS [6,3] = 3      *Phase d'exploitation*

Dans le cas de tels phénomènes, des analyses numériques ne peuvent être utilisées que pour des évaluations qualitatives, ou pour estimer l'ordre de grandeur de certains effets.

Pour des barrages en cours de projet, les connaissances actuelles permettent de prévenir la manifestation de tels problèmes au moyen d'un choix approprié et d'un contrôle des matériaux et du type de ciment.

In spite of the simplicity of the methods usually adopted (limit equilibrium analyses with reference to rigid body formulation) they have been proved generally reliable.

Nowadays numerical methods can also be adopted; such methods are able to overcome the limitations of a rigid body formulation that cannot give any information about strains and displacements at a state close to failure.

#### **4.1.4. Instability of slopes or blocks**

CS [4,1] = CS [4,2] = CS [4,3] = 2      *Construction, first fillings and operation phases*

See for applicable part note 4.1.3. In this case, however, material properties and geotechnical data can be of difficult (or expensive) evaluation.

#### **4.1.5. Seepage**

CS [5,2] = CS [5,3] = 2      *First fillings and operation phases*

The approximation level is mainly due to the non-homogeneity of the rock mass and to the difficulties in defining a computational scheme for a reliable evaluation of the phenomenon. The difficulty to model the foundation treatments (grouting, drains, etc.) and the strong coupling between permeability and stress state in jointed rock mass can reduce the reliability of numerical results.

Anyway, even for dams on sound rock foundations, grout curtains and drainage systems are built as preventive measures apt to limit the seepage and relevant pore water pressures. The check of the proper functioning of drainage and watertightness systems is usually included in the surveillance activities.

The phenomena of seepage can also be present in the body of old masonry dams when they are not provided with impervious facings. The complexity of the analyses still remains mainly because of the difficulty to define material properties (permeability as a function of the stress-strain state).

#### **4.1.6. Ageing, alkali-aggregates reactions and similar phenomena**

CS [6,3] = 3      *Operation phase*

For such phenomena, numerical analyses can be used only for qualitative evaluations, or to estimate the order of magnitude of some effects.

For dams under design, the current knowledge allows to prevent the onset of such problems by means of a proper choice and control of aggregates and cement type.

Dans le cas de barrages existants, les alcali-réactions et le vieillissement peuvent être détectés au moyen d'essais in situ et en laboratoire. Aucune modélisation numérique directe du phénomène n'est disponible. Cependant, les effets dus aux alcali-réactions peuvent être, par exemple, évalués au moyen de calculs équivalents thermiques, tandis que le vieillissement peut être simulé en admettant une variation progressive convenable des paramètres physico-mécaniques (raideur, perméabilité, etc.); des modèles numériques appropriés permettent également d'évaluer les effets de mesures correctives, telles que le découpage de saignées au moyen de scies à fil diamanté.

#### **4.1.7. Dissolution due aux percolations et phénomènes identiques**

CS [7,2] = CS [7,3] = 4      *Phases de premier remplissage et d'exploitation*

Aucune méthode numérique n'est actuellement disponible pour analyser de tels phénomènes. Des essais de laboratoire sur les matériaux sont nécessaires pour obtenir des informations qualitatives et quantitatives permettant de définir des mesures appropriées.

## **4.2. BARRAGES EN BÉTON - COMPORTEMENT DYNAMIQUE**

### **4.2.1. État contrainte - déformation**

CD [1,1] = CD [1,2] = CD [1,3] = 2      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

La modélisation des charges dynamiques introduit des approximations supplémentaires par rapport au calcul statique.

En fait, pour le calcul dynamique certains aspects nécessitent d'être mieux élucidés. En particulier :

a) L'effet des charges dynamiques sur la résistance et les propriétés mécaniques des matériaux, avec des tractions alternant avec des compressions, n'a pas été examiné à fond. Le module d'élasticité du béton, de même que la limite de résistance, varient avec la vitesse d'application des charges (par exemple, le module d'élasticité instantané et la résistance du béton peuvent être supérieurs à 1,5 fois le module statique).

b) Dans le béton, la relation contrainte - déformation présente un comportement d'adoucissement lorsque la résistance à la traction est dépassée. La capacité du béton à dissiper l'énergie additionnelle avant la rupture totale joue un rôle important lorsque l'ouvrage doit absorber l'énergie provenant d'un séisme.

c) Dans la simulation mathématique du comportement dynamique des barrages, une difficulté résulte de la nécessité de modéliser convenablement le mécanisme de dissipation d'énergie à travers le système barrage - fondation rocheuse - réservoir.

For existing dams alkali-aggregate reactions and ageing of materials can be detected through *in situ* and laboratory tests. No direct numerical modelling of the phenomena are available. However the effects due to alkali-aggregates reactions can be, for instance, evaluated by means of equivalent thermal analyses whereas the ageing can be simulated assuming a suitable progressive variation of physical-mechanical parameters (stiffness, permeability, etc.); also the effects of remedial measures, such as diamond wire cutting, can be evaluated by means of suitable numerical models.

#### **4.1.7. Dissolution due to seepage and similar phenomena**

CS [7,2] = CS [7,3] = 4     *First fillings and operation phases*

No numerical methods are at the moment available to analyse such phenomena. Laboratory tests on materials are needed to obtain qualitative and quantitative information in order to define proper actions.

## **4.2. CONCRETE DAMS - DYNAMIC BEHAVIOUR**

### **4.2.1. Stress-strain state**

CD [1,1] = CD [1,2] = CD [1,3] = 2     *Construction, first fillings and operation phases*

The modelling of the dynamic loads introduces additional approximations compared to static analysis.

In fact, for dynamic analysis some aspects need to be better highlighted. In particular :

a) The effect on strength and elastic properties of materials under dynamic loads, which alternate between tension and compression, have not been fully investigated. The elastic modulus of concrete, as well as the yield limit, varies with the rate of application of loads (e.g., the instantaneous modulus of elasticity and the strength of concrete can be more than 1.5 times the static modulus).

b) In concrete, stress-strain relationship exhibits a softening behaviour when the tensile strength is exceeded. The capability of concrete to dissipate additional energy before complete failure may play an important role with regard to seismic action where the dam structure has to absorb energy arising from ground motion. Appropriate models of these aspects have not yet completely been attained.

c) In the mathematical reproduction of the dynamic behaviour of dams a difficulty is originated by the need of a suitable modelling of the energy dissipation mechanism through dam-rock-reservoir system.

d) L'incidence des corps flottants sur la stabilité de l'ouvrage au cours des crues et l'interaction glace – ouvrage (poussée pseudo-statique et impact dynamique) doivent également être prises en compte dans certaines situations.

Il en résulte que l'indice d'approximation 2 a été attribué aux analyses dynamiques indépendamment de la période de vie du barrage. Cependant, pour des barrages en exploitation, lorsque des données sur leur comportement sismique sont disponibles (par exemple, lorsqu'un dispositif d'auscultation sismique est installé sur l'ouvrage ou lorsque des essais de vibration forcée ont été réalisés), un Indice de Confiance = 1 peut être admis.

#### **4.2.2. Stabilité locale et stabilité globale relatives à l'état de fissuration**

CD [2,1] = CD [2,2] = CD [2,3] = 3      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Des essais sous sollicitation sismique simulée seront exécutés pour étudier les caractéristiques de fracturation sous charges dynamiques. La documentation indique que la résistance à la traction et la résistance à la compression augmentent toutes deux avec l'accroissement de la vitesse de déformation ; mais la résistance à la traction est plus sensible à cette vitesse. L'évaluation de la sécurité des barrages en béton sujets à des séismes dépend du comportement du matériau à la traction et à la fissuration.

Les hypothèses concernant l'incidence de l'interaction eau – fissure sur l'évolution transitoire des sous-pressions agissant dans les fissures au cours de séismes, dont les variations sont très différentes entre règlements relatifs à la sécurité (de zéro, à la pleine pression de la retenue pour une fissure très ouverte), demeurent toujours un problème non résolu même pour le comportement statique.

Voir également note 4.2.1.

#### **4.2.3. Glissement et renversement**

CD [3,1] = CD [3,2] = CD [3,3] = 2      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Voir également notes 4.1.3 et 4.2.1.

#### **4.2.4. Instabilité de versants ou de plots**

CD [4,1] = CD [4,2] = CD [4,3] = 3      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Voir notes 4.1.4 et 4.2.1.

### **4.3. BARRAGES EN BÉTON – COMPORTEMENT HYDRAULIQUE**

#### **4.3.1. Cavitation**

CH [1,1] = CH [1,2] = CH [1,3] = 2      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*



d) The incidence of floating debris on structural stability during floods and the ice-structure interaction (pseudo-static thrust and dynamic impact) have to be also taken into account in particular situations.

Consequently, the approximation index 2 has been assigned to the dynamic analyses independently from the phase of life of the dam. However, for dams in operation, when data related to the seismic behaviour are available (e.g. when a seismic monitoring system is installed on the structure or when forced vibration tests have been carried out), a Reliability Index = 1 could be assumed.

#### **4.2.2. Local and global stability related to cracking state**

$CD[2,1] = CD[2,2] = CD [2,3] = 3$       *Construction, first fillings and operation phases*

Experiments under simulated seismic action should be performed to investigate fracture properties under dynamic loadings. The literature indicates that both tensile and compressive strength of concrete increases with increased strain rate; but the tensile strength is more rate sensitive. The safety assessment of concrete dams when subjected to earthquakes strongly depends on the tensile and cracking behaviour of the material.

The assumptions regarding the incidence of water-crack interaction on the transient evolution of uplift pressures acting in cracks during earthquakes, that vary widely among dam safety guidelines (from zero, to the full reservoir crack mouth pressure), still remain an open problem even for static behaviour.

See, also, for applicable part, note relevant to 4.2.1.

#### **4.2.3. Sliding and overturning**

$CD [3,1] = CD [3,2] = CD [3,3] = 2$       *Construction, first fillings and operation phases*

See also for applicable part notes relevant to 4.1.3 and 4.2.1.

#### **4.2.4. Instability of slopes or blocks**

$CD [4,1] = CD [4,2] = CD [4,3] = 3$       *Construction, first fillings and operation phases*

See for applicable part notes relevant to 4.1.4 and 4.2.1.

### **4.3. CONCRETE DAMS - HYDRAULIC BEHAVIOUR**

#### **4.3.1. Cavitation**

$CH [1,1] = CH [1,2] = CH [1,3] = 2$       *Construction, first fillings and operation phases*

Des modèles numériques pour la simulation des écoulements à surface libre sur des évacuateurs de crue sont couramment disponibles. Ils peuvent donner des informations suffisantes relatives à la répartition des pressions sur le parement aval du barrage. Quelques limitations existent en présence de pulsations de pression résultant du développement d'une couche limite turbulente. Dans ce cas, des modèles numériques plus sophistiqués seront utilisés. Des modèles réduits physiques sont généralement préférés pour étudier ce problème.

#### **4.3.2. Érosion**

CH [2,1] = CH [2,2] = CH [2,3] = 3      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Des modèles numériques peuvent fournir d'utiles informations pour le calcul des vitesses d'écoulement sur le parement du barrage et la détermination de la teneur en matériaux solides (l'incidence des corps flottants sur la réponse hydraulique des barrages et des évacuateurs au cours de crues est particulièrement importante). L'évaluation du phénomène d'érosion nécessite de faire appel à des corrélations et à des données expérimentales fiables.

#### **4.3.3. Dislocation de dalles d'évacuateurs de crue**

CH [3,2] = CH [3,3] = 4      *Phases de premier remplissage et d'exploitation*

Actuellement, des modèles mathématiques ne peuvent étudier un tel phénomène résultant des pulsations de pression au cours du fonctionnement d'un évacuateur de crue, mais des modèles réduits physiques peuvent être utilisés.

#### **4.3.4. Crue exceptionnelle**

CH [4,1] = CH [4,2] = CH [4,3] = 1      *Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

L'évaluation des crues exceptionnelles est un problème classique en hydrologie et plusieurs méthodes sont couramment appliquées, celles-ci pouvant varier d'un pays à l'autre en raison des différentes traditions et des types de données disponibles. Les méthodes sont généralement simples et la précision des résultats dépend principalement de la disponibilité et de la fiabilité des longues séries de données historiques sur des événements exceptionnels passés. De toute façon, ce sujet digne d'intérêt rentre dans le domaine d'activités du Comité des Barrages et des Crues. Une fois la crue exceptionnelle estimée, la simulation numérique de son évacuation est considérée comme totalement fiable (I.C. = 1).

#### **4.3.5. Érosion au pied aval**

CH [5,2] = CH [5,3] = 4      *Phases de premier remplissage et d'exploitation*

En général, ce type de problème, pouvant être inclus dans les phénomènes d'affouillement local, est traité à l'aide de modèles réduits physiques.

Numerical models for simulation of free surface flow over the spillways are currently available. They can give sufficient information about pressures distribution on the dam downstream face. Some limitations occur in presence of pressure pulsations due to the development of a turbulent boundary layer. In this case more sophisticated numerical models should be used. Reduced scale physical models are generally preferred for this problem.

#### **4.3.2. Erosion**

CH [2,1] = CH [2,2] = CH [2,3] = 3     *Construction, first fillings and operation phases*

With reference to computation of flow velocities on the dam face and to solid material content (the incidence of floating debris on hydraulic response of dams and spillways during floods is particularly important), numerical models can supply useful information. To make an assessment of erosion phenomena it is necessary to resort to correlations with suitable experimental data.

#### **4.3.3. Dislocation of paving slabs of spillways**

CH [3,2] = CH [3,3] = 4     *First fillings and operation phases*

Presently such phenomena, due to pressures pulsation when the spillway is in operation, can not be modeled mathematically, but reduced scale physical models can be used.

#### **4.3.4. Extreme flood**

CH [4,1] = CH [4,2] = CH [4,3] = 1     *Construction, first fillings and operation phases*

The evaluation of extreme floods is a classical problem in hydrology and several methods are currently applied which can vary from country to country because of the different traditions and type of data available. It can be said that the methods are generally simple to apply and the accuracy of results mainly depends on the availability and reliability of long sets of historical data on past extreme events. At any rate this is a topic of interest of the Committee on Dams and Floods. Once the extreme flood has been evaluated, the numerical simulation of discharge is considered fully reliable (R.I. = 1).

#### **4.3.5. Downstream heel erosion**

CH [5,2] = CH [5,3] = 4     *First fillings and operation phases*

In general this kind of problem, which can be included in local scour phenomena, is dealt with by means of reduced scale physical models.

### **4.3.6. Sédimentation**

CH [6,3] = 2 ÷ 3      *Phase d'exploitation*

Des modèles mathématiques pour la prévision du transport, du dépôt et de la remise en suspension des sédiments dans les rivières sont actuellement disponibles. Ces modèles peuvent simuler des phénomènes complexes, tels que la protection du lit de la rivière, la classification granulométrique des sédiments. Les sédiments sont subdivisés en diverses classes et des équations appropriées sont appliquées à chaque classe. Une distinction est faite entre les sédiments fins, tels que les silts et argiles qui constituent les produits de délavage, et les sédiments grossiers, tels que les sables et graviers qui constituent les charges solides de charriage et les charges solides en suspension. Des modèles mathématiques relatifs aux sédiments grossiers ont été très souvent utilisés et l'expérience acquise permet de dire qu'ils ont atteint un degré de fiabilité suffisant pour des applications pratiques, telles que la vérification de l'impact des ouvrages hydrauliques dans les rivières. De toute façon, il est fortement souhaitable de recueillir le maximum de données sur les évolutions antérieures in situ en vue d'étalonner les paramètres du modèle relatif au cas particulier étudié. Pour cette raison, l'I.C. attribué à ce premier groupe de modèles applicables à l'étude de l'évolution des sédiments grossiers est 2. En ce qui concerne la dynamique des sédiments très fins, les divers phénomènes se manifestant sont plus complexes et ne sont pas entièrement compris. De fait, des sédiments argileux peuvent connaître une floculation dans des eaux stagnantes et se consolider après leur dépôt sur le fond. Les modèles mathématiques actuellement disponibles (même si certains sont très sophistiqués) n'ont cependant pas été souvent appliqués de sorte qu'il y a peu d'expériences acquises sur leur utilisation et peu de connaissances sur leur degré de précision et de fiabilité.

## **4.4. BARRAGES EN REMBLAI – COMPORTEMENT STATIQUE**

### **4.4.1. État contrainte – déformation**

Actuellement, les modèles mathématiques le plus fréquemment utilisés pour le calcul des barrages en remblai sont essentiellement des modèles numériques, en général du type MEF (Méthode des Éléments Finis). Généralement, les modèles appliqués dépendent du type de barrage en remblai. Un calcul en contraintes totales est satisfaisant pour les barrages en enrochement avec masque amont en béton de ciment ou béton bitumineux. Par contre, pour les barrages en enrochement avec noyau d'argile ou pour les barrages en terre de faible perméabilité, le calcul en contraintes effectives est strictement recommandé. Au cours de ces dernières années, des programmes informatiques perfectionnés sont devenus disponibles et permettent d'effectuer des calculs couplés solide – fluide. Dans ce dernier cas, le calcul est toujours exécuté en contraintes effectives et la pression interstitielle en excès est l'une des variables (il s'agit d'un calcul de type transitoire basé sur l'intégration dans le domaine du temps, et la réponse à court terme devient un résultat du calcul).

Les modèles de comportement habituellement adoptés pour modéliser le comportement du squelette solide ainsi que du fluide interstitiel diffèrent suivant

### **4.3.6. Siltation**

CH [6,3] = 2 ÷ 3      *Operation phase*

Mathematical models for the prediction of transport, deposition and resuspension of sediments in rivers are nowadays available. These models can simulate complex phenomena such as river bed armouring and sediment grading. The sediments are subdivided in different classes and appropriate equations are applied to each class. A distinction is made between very fine sediments, such as silt and clay which constitute the so called wash load, and coarser sediments, such as sand and gravel which form the bed load and the suspended load. Mathematical models of coarse sediments have been extensively applied and the experience developed in their use allow to say that they have reached a sufficient degree of reliability for practical purposes as the verification of the impact of hydraulic works in rivers. At any rate it is strongly advisable to collect as many field data on the past evolution as possible in order to best calibrate the parameters of the model on the particular case under study. For this reason the R.I. given to this first set of models of coarse sediments evolution is 2. Referring to the dynamics of very fine sediments, the different processes that can occur are more complicated and not yet fully understood. In fact clay sediments can experience flocculation in stagnant water and can consolidate after they have deposited on the bottom. The presently available mathematical models (even though some are very sophisticated) have not yet been extensively applied so that there is little experience in their use and little knowledge on their degree of accuracy and reliability.

## **4.4. EMBANKMENT DAMS - STATIC BEHAVIOUR**

### **4.4.1. Stress-strain state**

Currently the most frequently used mathematical models for the analysis of the embankment dams are essentially numerical ones in general of FEM type. Usually the applied models depend on the type of the embankment dam. An analysis in total stresses is satisfactory for rockfill dams with cement or bituminous concrete face. Instead, for clay core rockfill dams or low permeable earth dams the analysis in effective stresses is strictly recommended. In the last years advanced computer codes have become available, which allow to perform coupled solid-fluid analyses. In the latter case the analysis is always performed in effective stresses and the excess pore pressure is one of the field variables (this being a transient type analysis based on integration in the time domain, the short term response becomes a result of the computation).

The constitutive models that are usually adopted to model the behaviour of both the solid skeleton and the interstitial pore fluid differ depending on whether an

qu'un calcul non couplé ou couplé est exécuté. Les modèles le plus fréquemment utilisés sont les suivants (pour plus de détails, se reporter à l'Annexe 2).

*Modèles pseudo-élastiques.* Dans de tels modèles, il est nécessaire de définir le module de déformation équivalent du matériau (les grandes déformations irréversibles étant également incluses). Même si le concept est approximatif, ces modèles peuvent fournir des informations sur l'état de contraintes dans l'ouvrage (en particulier dans le cas de barrages en remblai zoné).

*Modèle hyperbolique Duncan-Chang.* Ce modèle, qui permet de suivre de façon satisfaisante le comportement non-linéaire du matériau, fournit des résultats très souvent acceptables. La caractéristique principale de ce modèle est que le module de déformation est une fonction des contraintes isotropes ainsi que des déviateurs de contraintes au cours des chargements monotones, comme ceux intervenant au cours des phases de construction d'un barrage en remblai.

*Modèles élastiques, parfaitement plastiques* (Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, etc.). Généralement, il est nécessaire d'utiliser ces modèles avec une loi d'écoulement non associée, car sinon ils fourniraient des effets dilatants tout à fait irréalistes.

*Modèles élasto-plastiques avec écrouissage* (Cam-Clay, Aubry-Hujeux). L'utilisation de tels modèles est considérée comme très correcte du point de vue conceptuel.

ES [1,1] = 2      *Corps du barrage – Phase de construction*

Dans la plupart des cas, l'excès de pression interstitielle peut être négligé dans cette phase ; de ce fait, les calculs non couplés donnent des résultats acceptables. Toutefois, on doit considérer la possibilité de saturation du noyau au cours de la phase de construction pour les barrages en remblai zoné. Dans ce cas, il est nécessaire d'analyser le phénomène de consolidation au moyen d'un calcul couplé.

ES [1,2] = 1 ÷ 2      *Corps du barrage – Phase de premier remplissage*

La fiabilité partielle de ce calcul résulte de la difficulté à prévoir l'évolution de la ligne de saturation et le phénomène de rupture par imbibition qui survient au cours de la première saturation des matériaux ; la détermination difficile de paramètres satisfaisants fait que le calcul n'est pas pleinement satisfaisant. Pour les barrages en remblai avec masque amont, ces aspects peuvent ne pas apparaître aussi importants.

ES [1,3] = 1      *Corps du barrage – Phase d'exploitation*

L'analyse des conditions correspondant à la phase d'exploitation est plus complexe dans le cas des barrages en remblai de types a, b et d (voir Tableau 4, types de barrage en remblai). Cela est dû à l'importance des effets hydrauliques transitoires au cours de la vidange rapide de la retenue, qui sont difficiles à modéliser, et également à la définition difficile des paramètres représentatifs devant être inclus dans les calculs non couplés. Il est alors nécessaire d'effectuer des calculs couplés pour une modélisation satisfaisante de la phase d'exploitation. Pour tout type de barrage en remblai, une meilleure fiabilité peut être obtenue au moyen d'une analyse en retour du comportement du barrage au cours des phases précédentes.

uncoupled or a coupled analysis is performed. In the following a list of the more frequently used models is reported (more details are shown in Appendix 2).

*Pseudoelastic models.* In such models it is necessary to define the equivalent deformation modulus of the material (it includes also large irreversible deformations). Even though conceptually rough, they can provide qualitative information on the distribution of the stress state in the structure (especially in the case of zoned embankment dams).

*Hyperbolic Duncan-Chang model.* This model provides quite often acceptable results as it allows to follow in a satisfactory way the non linear behaviour of the material. The main characteristic of this model is that the deformation modulus is a function of both the isotropic and the deviatoric stresses during monotonic loadings, like those occurring during the construction phases of an embankment dam.

*Elastic perfectly-plastic models* (Von Mises, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, etc.). Usually it is necessary to use these models with a non associated flow rule, since they would otherwise produce quite unrealistic dilatant effects.

*Hardening elasto-plastic models* (Cam-Clay, Aubry-Hujeux). The use of such models is thought to be the most conceptually correct.

ES [1,1] = 2      *Dam body – Construction phase*

In most of the cases the excess pore pressure could be neglected in this phase; according to this, analyses of uncoupled type give acceptable results. However it should be considered the possibility of saturation of the core during the construction phase for zoned embankment dams. In these cases it is necessary to analyse the consolidation phenomenon through a coupled analysis.

ES [1,2] = 1 ÷ 2      *Dam body – First fillings phase*

The partial reliability of this analysis arises from the difficulty of predicting the propagation of the saturation line and the wetting collapse phenomena which take place during the first saturation of materials; the difficulty of determination of reliable parameters makes the analysis not completely satisfactory. Only for embankment dams with facing on the upstream slope these aspects could be not so important.

ES [1,3] = 1      *Dam body – Operation phase*

The analysis of the operation phase conditions is more complex in the case of types a, b, d, embankment dams. This is due to the importance of transient hydraulic effects during rapid drawdown of the reservoir which are difficult to be modelled and also to the difficulty to define representative parameters to be included in uncoupled analyses. It is then necessary to perform coupled type analyses for a proper modelling of the operation phase. For any type of embankment dam a better reliability in the predictions could be obtained through a back-analysis of the behaviour of the dam in the preceding phases.

ES [2,1] = ES [2,2] = ES [2,3] = 2      *Fondation – Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Voir ES [1,1], ES [1,2] et ES [1,3].

#### **4.4.2. Stabilité**

ES [3,1] = ES [3,2] = ES [3,3] = 1      *Corps du barrage – Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Les calculs de stabilité globale sont généralement effectués en utilisant des méthodes d'analyse limite ainsi que des méthodes d'équilibre limite avec le sol modélisé comme un milieu rigide, idéalement plastique. De telles méthodes indiquent l'écart entre les états de contraintes existant au cours de la phase d'exploitation et ceux correspondant aux divers mécanismes de rupture possibles. Dans ce cas, l'observation du comportement de l'ouvrage ne permet pas la validation des résultats des calculs, mais la pratique professionnelle a conduit à l'adoption de coefficients de sécurité, jugés satisfaisants, pour divers mécanismes de rupture.

Dans le domaine des barrages, un modèle bidimensionnel est souvent suffisant pour donner des résultats acceptables. Dans ce cas, des mécanismes de rupture peuvent se développer le long de différentes surfaces (circulaires ou de forme plus générale). Des logiciels de calcul largement validés sont disponibles à cet effet.

Dans certains cas, il est nécessaire d'effectuer des calculs tridimensionnels ; à cet effet, des logiciels spécifiques de calcul sont également disponibles. Un calcul correct doit tenir compte, en particulier dans le cas d'enrochement, de la non-linéarité de la courbe de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale (par exemple, les lois de Barton Bandis ou de Hoek et Brown).

Pour certaines situations particulières, le calcul de barrages en remblai peut être intégré dans des analyses en contraintes – déformations (domaine élasto-plastique), correspondant à l'hypothèse d'une rupture : de telles analyses mettent en évidence des phénomènes de redistribution des contraintes dans les différentes zones du remblai, ainsi que des mécanismes de rupture progressive.

Le calcul de la stabilité des barrages en remblai, effectué au moyen des techniques susmentionnées, nécessite l'évaluation de la répartition des pressions interstitielles dans le remblai ; dans les conditions de vidange rapide, l'évaluation des pressions interstitielles peut être moins fiable par rapport à celle correspondant aux conditions d'état permanent.

Les calculs de stabilité concerneront la zone de fondation où il y a interaction entre l'ouvrage et le sol de fondation, ainsi que les versants de la retenue dont les conditions hydrauliques ont été altérées par la retenue.

ES [4,1] = ES [4,2] = ES [4,3] = 2      *Fondations, appuis, versants – Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Les calculs concernant la fondation de l'ouvrage ou les versants dans la zone de la retenue présentent des incertitudes plus grandes (comparativement aux calculs relatifs au corps du barrage) en raison de la difficulté de définir de manière



ES [2,1] = ES [2,2] = ES [2,3] = 2      *Foundation – Construction, first fillings and operation phases*

See for applicable parts ES [1,1], ES [1,2] and ES [1,3]

#### **4.4.2. Stability**

ES [3,1] = ES [3,2] = ES [3,3] = 1      *Dam body – Construction, first fillings and operation phases*

Global stability analyses are usually performed using both the limit analysis and the limit equilibrium methods with the soil modelled as a rigid, ideally plastic medium. Such methods provide a measure of the distance among the stress states present in the operating life and those which correspond to different hypothetical failure mechanisms. In this case the observation of the behaviour of the structure does not allow the validation of the results of the analyses, but the professional practice has brought to the adoption of safety coefficients for various failure mechanisms which are considered suitable to guarantee the safety.

For application to dams, a two-dimensional model is often sufficient to give acceptable results. In this case failure mechanisms could develop along different surfaces (circular or with a more general shape). Extensively validated computer codes are available to this purpose.

In some cases it is necessary to perform three-dimensional analyses; also in this case specific computer codes are available. A correct analysis should take into consideration, especially for the case of rockfill materials, the non-linearity of the shear strength curve as a function of the normal stress (for example the laws of Barton Bandis or of Hoek and Brown).

In some particular situations the analysis of embankment dams could be integrated with stress-strain analyses (elastic-plastic) of the assumed failure situation: such analyses could highlight phenomena of stress redistribution among the different zones of the embankment as well as mechanisms of progressive failure.

The analysis of embankment dams stability developed with the above mentioned techniques requires the evaluation of the pore pressure distribution through the fill; in the conditions of rapid draw-down the evaluation of pore pressures could be less reliable with respect to those evaluated in the steady state conditions.

The stability analyses should be carried out both in the foundation zone in which the structure interacts with the foundation soil and on the slopes of the basin whose hydraulic conditions have been altered by the reservoir.

ES [4,1] = ES [4,2] = ES [4,3] = 2      *Foundation, abutments, slopes – Construction, first fillings and operation phases*

The analyses concerning the foundation of the structure or the slopes in the zone of the reservoir present greater uncertainties (with respect to the analyses concerning the dam body) because of the difficulty to ascertain in a complete way

complète les propriétés mécaniques des sols et les conditions hydrauliques dans le sous-sol. L'examen de la documentation existante montre que dans de nombreux cas, au cours des reconnaissances, les conditions géotechniques globales avaient été caractérisées ; par contre, la présence de situations locales insidieuses affectant le comportement de l'ouvrage (par exemple, l'existence de zones étendues présentant de faibles caractéristiques mécaniques) n'avait pas été détectée.

Dans la mesure où les conditions hydrauliques sont concernées, les modèles pour la prévision des modifications du niveau piézométrique dans les recharges ou les rives, résultant des précipitations et des variations du niveau de la retenue, ne sont pas encore totalement fiables (en particulier, dans le cas d'une vidange rapide).

Comme pour le corps du barrage, le calcul de stabilité globale nécessite généralement l'adoption de méthodes d'équilibre limite. Très souvent, le problème doit être traité dans le domaine tridimensionnel (par exemple, en présence de coins rocheux constitués par des réseaux de joints). Il est parfois nécessaire d'étendre le calcul d'équilibre limite avec une analyse plus complète en contraintes – déformations : par exemple, lorsque les conditions d'écoulement à travers la masse sol/roche ont été altérées par les contraintes induites par le barrage (couplage entre l'état de contrainte et l'état d'écoulement), ou lorsqu'une rupture progressive est possible.

#### **4.4.3. Percolations**

Les calculs des percolations sont généralement du type non couplé, c'est-à-dire qu'ils ne prennent pas en compte les aspects contrainte – déformation (consolidation, compactage des matériaux, modification des caractéristiques de perméabilité, etc.). Suivant le problème à résoudre, des calculs du type état permanent ou état transitoire peuvent être exécutés.

ES [5,2] = 2, ES [5,3] = 1      *Corps du barrage – Phases de premier remplissage et d'exploitation*

Les calculs des percolations ne seront pas de première importance pour les barrages en remblai avec masque (à moins que les conséquences d'une rupture du masque doivent être analysées). Comme déjà indiqué, l'analyse de la situation au cours du premier remplissage présente une grande complexité en raison du phénomène de saturation des matériaux. En cours d'exploitation, la plus grande difficulté concerne les conditions de vidange rapide.

ES [6,1] = ES [6,2] = ES [6,3] = 2      *Fondation – Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

La fiabilité plus faible des résultats des calculs résulte de la difficulté à déterminer des valeurs représentatives et la distribution de la perméabilité au moyen d'essais in situ ; un cas particulier est celui des formations karstiques. Dans quelques cas particuliers (perméabilité associée à la présence d'un système de diaclases), l'influence sur la perméabilité des modifications du champ des contraintes induites par la construction du barrage est frappante, mais très difficile à évaluer quantitativement. D'autres incertitudes sont introduites lorsqu'un mur parafouille ou un rideau d'injection (avec leurs défauts éventuels) et la présence de drains doivent être modélisés.

the mechanical properties of the soils and the hydraulic conditions in the subsoil. The examination of the literature shows that in many cases during the investigations the global geotechnical conditions had been characterized but the presence of local insidious situations affecting the behaviour of the structure (for example the presence of extensive surfaces of weakness having poor mechanical properties) had not been detected.

As far as the hydraulic conditions are concerned, the models for the forecasting of the piezometric level changes in the shells or banks, in consequence of the precipitations and of the oscillations of the level of the reservoir, are still not completely reliable (particularly in conditions of rapid draw-down).

As for the dam body, the global stability analysis involves in general the use of the limit equilibrium methods. In many cases the problem must be treated as a three-dimensional ones (for example in presence of wedges of rock formed by multiple joint systems). It could be sometimes necessary to extend the limit equilibrium analysis with more complete stress-strain analysis: for example when the conditions of flow through the rock/soil mass have been altered by the stress state induced by the dam (coupling between state of stress and state of flow) or if the possibility of phenomena of progressive failure exists.

#### **4.4.3. Seepage**

Seepage analyses are usually of uncoupled type, that is they do not take into consideration the stress-strain aspects (consolidation, compaction of the materials, modification of the characteristics of permeability, etc.). Depending on the problem to be solved, both steady state or transient type analyses can be performed.

ES [5,2] = 2, ES [5,3] = 1      *Dam body – First fillings and operation phases*

The analysis of the seepage should not be all-important for the embankment dams with facing (unless the consequences of a break of the facing are to be analyzed). As already said the analysis of the situation during the first impoundings presents a greater complexity due to the phenomena of saturation of the materials. During operating life the greater difficulty concerns the conditions of rapid draw-down.

ES [6,1] = ES [6,2] = ES [6,3] = 2      *Foundation – Construction, first fillings and operation phases*

The lesser reliability of the results of the analyses is due to the difficulty in determining representative values and distribution of the permeability by means of in situ tests; a particular case is represented by the Karst-formations. In some particular situations (permeability related to the presence of joint systems) the influence on the permeability of the stress state changes induced by the construction of the dam is remarkable, but very difficult to be assessed in a quantitative way. Further uncertainties are introduced when a diaphragm wall or a grout cut off (with their possible defects) and the presence of the drains is to be modelled.

#### 4.4.4. Érosion interne

ES [7,2] = ES [7,3] = ES [8,1] = ES [8,2] = ES [8,3] = 4 *Corps du barrage et fondation – Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Le problème est très important pour les barrages en remblai zoné, mais il peut concerner également les barrages en terre homogène ; il semble qu'on peut l'exclure dans le cas de barrages avec masque, à moins que les conséquences d'une rupture du masque doivent être analysées.

Actuellement, au cours de la phase de projet d'un barrage en remblai, les méthodes disponibles pour prévenir l'érosion interne sont basées sur les critères de filtre. Au cours de ces dernières années, divers critères ont été établis pour la conception des filtres (Sherard, Lafleur, Vattenfall, Ripley, CIGB, USCS, *et al.*).

Pendant la construction, la ségrégation des matériaux doit être évitée, car elle peut créer des conditions susceptibles de conduire à une érosion interne dans le noyau. Des spécifications insuffisantes relatives aux techniques de construction et aux procédures de contrôle, ainsi qu'un manque de contrôle et d'inspection continus et indépendants sur le chantier ont contribué à une mauvaise qualité d'exécution.

Un soin particulier est nécessaire pour garantir, au cours des travaux de construction, la continuité des raccordements et l'homogénéité à l'intérieur des zones du remblai et autant que possible également dans les sols de fondation.

Le développement des fuites et de l'érosion ne pouvant être prévenu ou anticipé, les conséquences des fuites doivent être traitées afin de maintenir un niveau de sécurité suffisant. Pour y parvenir, la mise en place de systèmes appropriés d'auscultation et d'investigation, destinés à localiser des zones détériorées ou de faible résistance, est fortement recommandée. Des grandeurs, telles que les pertes d'eau, la turbidité de celles-ci, les pressions interstitielles, les déformations, etc., feront l'objet de mesures.

Des recherches sur la modélisation de l'érosion interne en milieu poreux sont en cours, mais il ne semble pas que des applications spécifiques aux barrages en terre aient été entreprises.

#### 4.4.5. Fracturation hydraulique

ES [9,2] = ES [9,3] = ES [10,1] = ES [10,2] = ES [10,3] = 3 *Corps du barrage, fondation – Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

Le phénomène a été conventionnellement associé au fait qu'en une ou plusieurs zones du corps du barrage la contrainte principale mineure devient inférieure à la pression interstitielle. Des analyses en retour effectuées sur des barrages en remblai ayant connu d'importants problèmes de concentration de

#### 4.4.4. Internal erosion

ES [7,2] = ES[7,3] = ES[8,1] = ES [8,2] = ES[8,3] = 4      *Dam body and foundation  
-Construction, first fillings  
and operation phases*

The problem is very important for zoned embankment dams, but it could be of some relevance also for the homogeneous earthfill dams ; it seems that it can be excluded for the dams with facing, unless the consequences of a break of the facing are to be analyzed.

At present, during the design phase of an embankment dam, the available procedures to prevent internal erosion are based on filter criteria. In recent years many different criteria have been established for filter design (Sherard, Lafleur, Vattenfall, Ripley, ICOLD, USCS, *et al.*).

During construction, segregation of graded materials should be avoided, since it may itself create conditions susceptible to internal erosion in the core. Even a lack of specifications of proper construction and control procedures and of continuous independent control and inspection at the site during construction have contributed to deficient as-built quality.

Particular care is needed to guarantee during construction the continuity of junctions and homogeneity within the zones of the embankment and as much as possible in the foundation soils also.

Since the development of leakage and erosion cannot be prevented or anticipated, the consequences of leakage has to be handled in order to maintain a sufficient level of safety. In order to fulfil this requirement the development of appropriate monitoring and investigation systems for localizing deteriorated or potentially weak zones is strongly recommended. Quantities as water losses, turbidity of water losses, pore pressures, deformations, etc. should be monitored.

Currently researches on the modelling of the internal erosion in porous media are being carried out, but it does not seem that specific applications to earth dams have been developed.

#### 4.4.5. Hydraulic Fracturing/Splitting

ES [9,2] = ES [9,3] = ES [10,1] = ES [10,2] = ES [10,3] = 3      *Dam body, foundation - Construction,  
first fillings and  
operation phases*

The phenomenon has been conventionally related to the event that in one or more zones of the dam body the minor principal stress becomes lower than the pore pressure. Back-analyses carried out on some embankment dams that experienced big problems of concentrated seepage have pointed out the cause of such seepage in

percolations ont mis en évidence l'effet de telles percolations dans la fracturation hydraulique survenue dans les parties supérieures du remblai. En fait, par suite de l'effet de voûte, les contraintes totales verticales dans la zone supérieure du barrage peuvent devenir plus faibles que les pressions interstitielles induites par la retenue.

Le phénomène de fracturation hydraulique ne peut a priori être exclu pour les barrages en terre homogène, mais la probabilité d'occurrence est plus forte pour les barrages en remblai zoné ou dans les ouvrages présentant de grandes différences de déformabilité ou de perméabilité dans diverses zones.

#### **4.4.6. Phénomènes particuliers: dissolution due aux percolations, liquéfaction statique, détérioration physico-chimique, argiles dispersives**

En ce qui concerne les problèmes de liquéfaction statique (I.C. = 2), ils peuvent seulement se présenter dans les sols de fondation si une veine de sol sableux existe dans des matériaux imperméables (sols argileux). Dans les digues construites par remblayage hydraulique, la liquéfaction sera associée à la formation des pressions interstitielles au cours de la phase de construction. Actuellement, ces phénomènes peuvent être analysés de façon tout à fait satisfaisante en combinant des essais en laboratoire avec des modèles numériques.

Pour les autres phénomènes particuliers susmentionnés, il n'existe pas actuellement de modèles numériques fiables.

Le seul moyen de résoudre le problème est de prévenir de tels phénomènes particuliers au moyen de reconnaissances géotechniques convenables *in situ*.

### **4.5. BARRAGES EN REMBLAI – COMPORTEMENT DYNAMIQUE**

Les calculs dynamiques pour la prévision du comportement des barrages en remblai sous l'action de séismes s'avèrent plus difficiles que les calculs statiques.

La fiabilité plus faible des prévisions peut être attribuée à une définition plus difficile des conditions de charges à prendre en compte dans le calcul et à des incertitudes plus grandes relatives à une série de facteurs ou de paramètres ; on peut indiquer à ce propos :

a) La difficulté de définir, isoler et également modéliser les limites réflexion/absorption du domaine de calcul (cela est également valable pour les barrages en béton) ;

b) L'interaction du corps du barrage avec le sol de fondation ; dans le cas d'un sous-sol relativement mou, la réponse sismique du corps du barrage est fortement modifiée par rapport au cas d'un sous-sol relativement rigide. Il est de la plus grande importance de détecter, à l'intérieur d'une fondation alluviale saturée, la présence de couches de faible densité et de faibles caractéristiques mécaniques, mais la détermination de ces paramètres reste difficile. Les incertitudes plus grandes sur la définition des propriétés des sols de fondation affectent directement les prévisions du comportement dynamique du corps du barrage ;

the hydraulic fracturing developed in the upper portions of the fill. In fact, due to the arching effect, in the upper part of the dam total vertical stresses can become lower than the pore pressure induced by the reservoir.

The phenomenon of hydraulic fracturing cannot be *a priori* excluded for homogeneous earthfill dams, but the probability of occurrence is higher for the zoned embankment dams or in those structures which present strong differences of the deformability or permeability characteristics in different parts of the structure.

#### **4.4.6. Particular Phenomena: Dissolution due to seepage, Static liquefaction, Physical-chemical deterioration, Dispersive clays**

As far as the problems of static liquefaction ( $R.I. = 2$ ) are concerned, they can occur only in the foundation soils if a seam of sandy soil is bounded by impervious materials (clayey soils). In the fills built up with the hydraulic filling technique, the liquefaction should be connected to the build up of the pore pressures during the construction phase. At present these phenomena can be analysed in a quite satisfactory way combining suitable lab tests and numerical models.

For the other particular phenomena listed above, no reliable numerical models are available at present.

The only way to solve the problem is to prevent such particular phenomena through a proper in situ geotechnical survey.

### **4.5. EMBANKMENT DAMS - DYNAMIC BEHAVIOUR**

The level of difficulty of dynamic analyses for the forecasting of the embankment dams behaviour under seismic conditions is higher with respect to the correspondent static analyses.

The reduced reliability of predictions can be attributed to a greater difficulty in defining the load conditions to be assumed in the analysis and to major uncertainties about a series of factors or parameters among which the most important are the following:

a) the difficulty to define, isolate and also to model the reflecting/absorbing boundaries of the analysis domain (this is also valid for concrete dams) ;

b) the interaction of the dam body with the foundation soil ; in case the subsoil is relatively soft, it modifies significantly the seismic response of the dam body with respect to the case of a relatively rigid subsoil. It is of the utmost importance to detect, within a saturated alluvium foundation, the event of low density and low mechanical characteristic layers, but it remains really difficult to achieve practically the determination of those parameters. The greater incidental uncertainties on the definition of the foundation soils properties affect directly the predictions of the dynamic behaviour of the dam body ;

c) L'influence de l'état des contraintes – déformations statiques existant au moment du tremblement de terre sur la réponse sismique. Un précédent calcul statique définit ces conditions, avec comme conséquence l'influence directe des incertitudes sur la fiabilité du calcul dynamique.

Pour l'évaluation de la réponse sismique d'un barrage en remblai, pendant et après la sollicitation sismique, le calcul de l'état contrainte – déformation constitue la base de toute prévision. La stabilité globale, le potentiel de liquéfaction, le comportement après l'action du séisme, le phénomène de concentration des percolations, la fracturation hydraulique, etc., peuvent en fait être étudiés au moyen de méthodes pseudo-dynamiques, avec prise en compte convenable des résultats du calcul sismique du barrage en remblai et de sa fondation.

D'autre part, il faut souligner que, même si elles sont toujours largement utilisées, les méthodes pseudo-statiques classiques ne peuvent tenir compte, de façon convenable, de certains phénomènes importants, tels que les effets d'amplification, les surpressions interstitielles résiduelles après l'action du séisme, la liquéfaction, la redistribution des contraintes.

Cependant, l'interaction du corps du barrage avec la retenue ne modifie pas considérablement la réponse en fréquence du remblai.

Les considérations suivantes sont limitées à l'évaluation de l'état contrainte – déformation.

#### **4.5.1. État contrainte-déformation**

ED [1,1] = ED [1,2] = ED [1,3] = 3      *Corps du barrage et fondation – Phases de construction, de premier remplissage et d'exploitation*

##### *Typologie de modélisation*

Il est bien connu que des calculs effectués au moyen d'un modèle de comportement linéaire sont incomplets, à moins qu'il ne s'agisse de séismes de faible intensité.

On peut ainsi admettre que des calculs non couplés, ou mieux, des calculs couplés avec le temps doivent être adoptés, mais de toute façon avec des modèles de comportement non-linéaire utilisant une intégration pas à pas ou, au moins, la méthode linéaire équivalente; celle-ci s'avère suffisamment adéquate pour l'évaluation de l'accélération maximale, des contraintes et des déformations, mais évidemment inadéquate pour estimer l'état permanent des contraintes – déformations.

En ce qui concerne les calculs dynamiques, non couplés et couplés avec des modèles de comportement non-linéaire, la principale difficulté réside dans l'introduction de modèles de comportement capables de reproduire, de façon satisfaisante, sous des charges dynamiques cycliques, les aspects suivants :

a) La réponse en contraintes – déformations aux inversions des charges ; de nombreux modèles tendent à amplifier l'hystérésis, par rapport à ce qui est trouvé expérimentalement ;



c) the dependence of the mechanical properties that determine the seismic response from the static stress-strain state existing at the time of the seismic action. These conditions are defined through a preceding static analysis, with the consequence that the uncertainties are reflected directly on the reliability of the dynamic analysis.

For the evaluation of the response of an embankment dam to an earthquake excitation, during and after the seismic action, the analysis of the stress-strain state constitutes the basis of any prediction. The global stability, the liquefaction potential, the behaviour after the seismic action, the phenomena of concentrated seepage, the hydraulic fracturing, etc. can in fact be faced with pseudo-dynamic approaches, taking adequately into account the results of the seismic analysis of the embankment dam and its foundation.

On the other hand it should be emphasized that, even if still widely used conventional pseudo-static approaches are not capable to take properly into consideration some important phenomena such as amplification effects, residual excess pore water pressures after seismic actions, liquefaction, stress redistribution.

However, the interaction of the dam body with the reservoir does not significantly modify the frequency response of the embankment.

The following considerations are restricted to the evaluation of the stress-strain state.

#### **4.5.1. Stress-strain state**

ED [1,1] = ED [1,2] = ED [1,3] = 3      *Dam body and foundation - Construction, first fillings and operation phases*

##### *Modelling typologies*

It is well known that analyses carried out by means of a linear constitutive model are incomplete, unless low intensity seismic events are considered.

It is thus taken for granted that uncoupled, or better, coupled time-history analyses must be used, but in any case with non-linear constitutive models using step integration or, at least, the equivalent linear approach; the latter in fact shows itself to be sufficiently adequate for maximum acceleration, stresses and strains evaluation, but evidently inadequate to estimate permanent stress-strain phenomena.

In dynamic analyses, both uncoupled and coupled with non-linear constitutive models, the main difficulty lies in introducing constitutive models which are capable to reproduce satisfactorily, under dynamic cyclic loads, the following aspects :

a) the stress-strain response corresponding to load pattern inversions; many models tend to amplify the hysteresis, compared to what is found experimentally ;

b) Le phénomène de dissipation du système barrage – fondation résultant à la fois des déformations plastiques et du comportement visqueux (cela a été confirmé expérimentalement et lors des bancs d'essais organisés par notre Comité) ;

c) Le phénomène de dégradation cyclique (par exemple, variabilité de la loi contrainte – déformation avec l'augmentation du nombre de cycles) ;

d) Les effets de couplage de phase (une prévision correcte de la formation de surpressions interstitielles est fondamentale pour l'estimation non seulement de l'accélération maximale mais également des effets après séisme).

Pour toutes les raisons susmentionnées, on ne doit pas concéder que les calculs couplés, avec adoption de modèles élasto-plastiques, sont plus fiables que les calculs non couplés en termes de contraintes totales, étant donné que ceux-ci comportent des critères pour la prévision des surpressions interstitielles induites.

La limite des capacités de modélisation est représentée par le milieu triphasique, avec la possibilité de simuler le comportement de sols partiellement saturés. On a récemment démontré que, par exemple, l'influence de la variabilité du degré de saturation du matériau d'un noyau sur la réponse en contraintes – déformations sous des charges cycliques était importante, même dans le cas de faibles déformations. Cependant, il est prudent de ne pas franchir la frontière du milieu diphasique, à condition que les paramètres de comportement soient correctement évalués.

En général, la modélisation du comportement mécanique sous des sollicitations sismiques semble plus difficile pour les barrages en terre homogène ou zonée (en raison de leur nature complexe), mais elle peut être également insidieuse pour les barrages en enrochement, et ce d'autant plus que le matériau est meuble.

#### *Définition des paramètres et hypothèses*

Si le barrage est situé dans une zone très sismique, les propriétés des matériaux sont habituellement déterminées au moyen de procédés expérimentaux ad hoc : essais dynamiques *in situ* (sur le corps du barrage et les fondations), essais en laboratoire (sur les matériaux de noyau et, le cas échéant, sur les matériaux de fondation). Ces essais fournissent des paramètres de déformabilité avec la précision requise par les méthodes de calcul.

La détermination des paramètres de déformabilité à introduire dans les calculs statiques est légèrement moins fiable. Ces paramètres sont, en fait, difficilement déductibles d'essais géotechniques *in situ* et leur fiabilité s'avère faible lorsqu'ils proviennent d'essais classiques en laboratoire (par exemple, essais triaxiaux) non adaptés à la caractérisation du comportement pour divers niveaux de déformation correspondant aux différentes conditions d'exploitation de l'ouvrage.

En ce qui concerne le coefficient d'amortissement à introduire dans les calculs équivalents linéaires et les calculs non-linéaires, il est maintenant largement reconnu que les estimations grossières de ce paramètre induisent de fortes dispersions dans les résultats. Cela est amplifié par la variabilité notable des capacités d'amortissement des noyaux en liaison avec les fréquences d'excitation et les contraintes de confinement.

b) the dissipative behaviour of the dam-foundation system arising both from plastic deformations and viscous phenomena (this has been confirmed from both experimental evidence and the Benchmark Workshops organized by our Committee) ;

c) phenomena of cyclic degradation (e.g. variability of the stress-strain law with the growth of the number of cycles) ;

d) phase coupling effects (a correct prediction of excess pore pressures build up is fundamental not only for maximum acceleration forecast, but also to evaluate post seismic effects).

For all the above mentioned reasons, it is not to be taken for granted that the coupled analyses, with the use of elasto-plastic models, are more reliable than the uncoupled ones in terms of total stresses, given that the latter are provided with criteria for excess induced pore pressures predictions.

The border-line of present modelling capabilities is represented by the three-phase medium with the possibility to simulate the behaviour of partially saturated soils. It has been recently demonstrated that, e.g., the effect of variability of a core material saturation degree shows significant influence on stress-strain response under cyclic loads, even at low deformation levels. However, it is considered wise not to cross the border-line of two-phase medium, provided that constitutive parameters are correctly evaluated.

In general, the difficulties in modelling mechanical behaviour under seismic conditions seem greater for homogeneous and zoned earthfill dams (due to their complex multiphase nature), but they may be also highly insidious for rockfill dams, the more so if the material is loose.

#### *Parameters definition and assumption*

If the dam is in a highly seismic area, the material properties are usually determined by means of ad hoc experimental procedures, which are: dynamic *in situ* tests (on dam body and foundations), laboratory tests (on core materials and, if deemed important, on foundation materials). These tests supply deformability parameters with the accuracy requested by the methods of analysis.

Slightly less reliable is the forecast of deformability parameters to be introduced in static analyses. These are in fact hardly deducible from *in situ* geotechnical tests, and show themselves to be of poor reliability when obtained from conventional laboratory tests (e.g. triaxial ones), not suited to the characterization of behaviour at different deformation levels relevant to various life conditions of the structure.

As concerns the damping ratio to be introduced both in linear equivalent and non-linear analyses, it is now widely demonstrated that gross estimations of this parameter induce high result dispersions. This is further complicated by the remarkable variability of damping capabilities of cores in connection with excitation frequencies and confining stresses.

### *Hétérogénéités, conditions aux limites, facteurs géométriques*

Ces facteurs apparaissent relativement de moins en moins importants en amplifiant l'intensité de la sollicitation sismique. Pour de fortes secousses, les facteurs physico-mécaniques associés à la non-linéarité de la loi de comportement du matériau sont très importants. Au contraire, lorsque le calcul peut être exécuté à l'aide de modèles linéaires (faibles secousses), des facteurs tels que la variabilité géométrique des propriétés, la rigidité du sous-sol, la morphologie de la vallée, le rapport hauteur/longueur du remblai, jouent un rôle décisif dans l'évaluation de la réponse.

#### **4.5.2. Érosion interne après séisme**

ED [8,2] = ED [8,3] = ED [9,1] = ED [9,2] = ED [9,3] = 4      *Corps du barrage et fondation – Phases de premier remplissage et d'exploitation*

L'érosion interne après séisme ne pouvant être prévenue ou anticipée, l'installation d'un dispositif d'auscultation approprié est fortement recommandée afin de maintenir un niveau de sécurité suffisant. Des grandeurs telles que les déformations, les pressions interstitielles, les pertes d'eau, la turbidité de celles-ci, etc., feront l'objet de mesures.

## **4.6. BARRAGES EN REMBLAI – COMPORTEMENT HYDRAULIQUE**

Les phénomènes hydrauliques considérés dans le Tableau 6 sont pratiquement les mêmes que ceux figurant dans le Tableau 3 (les indices applicables sont également identiques pour le même phénomène). Voir donc les notes du paragraphe 4.3.

### *Heterogeneities, Boundary Conditions, Geometrical Factors*

These factors appear relatively less and less important in amplifying the intensity of seismic event. For strong-motion events, physical-mechanical factors connected to the non-linearity of the materials constitutive law are of great importance. On the contrary, when the analysis can be carried out with linear models (weak-motion events), factors such as the geometrical variability of properties, the subsoil stiffness, the valley morphology, the height/length ratio of the embankment, gain a decisive role in response evaluation.

#### **4.5.2. Post seismic internal erosion**

ED [8,2] = ED [8,3] = ED [9,1] = ED [9,2] = ED [9,3] = 4      *Dam body and foundation. First fillings and operation phases*

Since the post seismic internal erosion cannot be prevented or anticipated, in order to maintain a sufficient level of safety, the installation of an appropriate monitoring system is strongly recommended. Quantities such as deformations, pore pressures, water losses, turbidity of water losses, etc. should be measured.

#### **4.6. EMBANKMENT DAMS - HYDRAULIC BEHAVIOUR**

Hydraulic phenomena considered in Table 6 are practically the same as those included in Table 3 (also the relevant indices are the same for the same phenomena). Hence see notes of paragraph 4.3.

**TABLEAU 1**

**FIABILITÉ DES MODÈLES MATHÉMATIQUES POUR L'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ DES BARRAGES EN BÉTON : COMPORTEMENT STATIQUE**

Problèmes relatifs à la sécurité et grandeurs à calculer	Éléments du système barrage-fondation-retenue intervenant dans la sécurité	Indices de confiance IC		
		Construction Type de barrage : a, b, g, o	Premier remplissage Type de barrage : a, b, g, o	Exploitation Type de barrage : a, b, g, o
État contrainte-déformation (déplacements, déformations, contraintes, mouvements des joints, etc.)	Corps du barrage et fondation	2	2	1
Stabilité locale et stabilité globale relatives à l'état de fissuration (ouverture, longueur, potentiel de propagation, profondeur des fissures)	Corps du barrage et fondation	3	3	2
Glissement, renversement (équilibre de corps rigide)	Corps du barrage	1	1	1
Instabilité de versants ou de plots (équilibre de corps rigide)	Fondation et retenue	2	2	2
Percolations à travers la fondation (pressions, vitesses, débits)	Fondation et retenue		2	2
Vieillessement, alcali-réactions, etc. (détérioration cumulée, variations des propriétés mécaniques)	Fondation et retenue			3
Dissolution due aux percolations, etc. (variations des propriétés physico-mécaniques)	Fondation		4	4

MATRICE CS [i,j]<sup>(\*)</sup>; i = 1,.....7; j = 1,.....3

TYPES DE BARRAGE :

a = arch/voute, b = buttress/contreforts, g = gravity/poids, o = others/autres types

NOTE: Les indices de confiance IC (1, 2, 3, 4) adoptés dans le Tableau désignent la capacité des modèles numériques pour analyser les phénomènes relatifs à la sécurité des barrages et s'appliquent à la matrice CS [7,3], les (7) lignes étant les phénomènes pris en compte et les (3) colonnes les différentes périodes de vie du barrage. Le choix des indices est expliqué dans les pages précédentes.

(\*) C = Concrete/Béton, S = Static/Statique

**TABLE 1**  
**RELIABILITY OF MATHEMATICAL MODELS FOR SAFETY ASSESSMENT OF CONCRETE DAMS :**  
**STATIC BEHAVIOUR**

Problems related to safety and quantities to be computed	Elements of the dam-foundation-reservoir system involved in dam safety	Reliability Indices RI		
		Construction	First fillings	Operation
		Dam type : a, b, g, o	Dam type : a, b, g, o	Dam type : a, b, g, o
Stress-strain state (displacements, deformations, stresses, joint movements, etc.)	Dam body and foundation	2	2	1
Local and global stability related to cracking state (opening, length, propagation potential, depth of cracks)	Dam body and foundation	3	3	2
Sliding, overturning (rigid body equilibrium)	Dam body	1	1	1
Instability of slopes or blocks (rigid body equilibrium)	Foundation and reservoir	2	2	2
Underseepage (pressures, velocities, discharge rates)	Foundation and reservoir		2	2
Ageing, alkali-aggregates reactions, etc. (cumulated damage, variations of mechanical properties)	Dam body			3
Dissolution due to seepage, etc. (variations of physico-mechanical properties)	Foundation		4	4

MATRIX CS [i,j]<sup>(0)</sup>; i = 1,.....7; j = 1,.....3

**DAM TYPOLOGY :**

a = arch, b = buttress, g = gravity, o = others

NOTE: The RI indices (1, 2, 3, 4) adopted in the table to describe the capability of numerical models to analyse the phenomena related to dam safety are located in the matrix CS [7,3], ... the (7) rows of which are the phenomena taken into account and the (3) columns of which are the different dam life periods. The choice of the indices is explained in the preceding pages.

**TABLEAU 2**

**FIABILITÉ DES MODÈLES MATHÉMATIQUES POUR L'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ DES BARRAGES EN BÉTON : COMPORTEMENT DYNAMIQUE**

Problèmes relatifs à la sécurité et grandeurs à calculer	Éléments du système barrage-fondation-retenue intervenant dans la sécurité	Indices de confiance IC		
		Construction Type de barrage : a, b, g, o	Premier remplissage Type de barrage : a, b, g, o	Exploitation Type de barrage : a, b, g, o
État contrainte-déformation (déplacements, déformations, contraintes, mouvements des joints, etc.)	Corps du barrage et fondation	2	2	2
Stabilité locale et stabilité globale relatives à l'état de fissuration (ouverture, longueur, potentiel de propagation, profondeur des fissures)	Corps du barrage et fondation	3	3	3
Glissement, renversement (équilibre de corps rigide)	Corps du barrage	2	2	2
Instabilité de versants ou de plots (équilibre de corps rigide)	Fondation et retenue	3	3	3

TYPES DE BARRAGE :

a = arch/voute, b = buttress/contreforts, g = gravity/poids, o = others/autres types

NOTE: Les indices de confiance IC (1, 2, 3, 4) adoptés dans le Tableau désignent la capacité des modèles numériques pour analyser les phénomènes relatifs à la sécurité des barrages et s'appliquent à la matrice CD [4.3], les (4) lignes étant les phénomènes pris en compte et les (3) colonnes les différentes périodes de vie du barrage. Le choix des indices est expliqué dans les pages précédentes.

(\*) C = Concrete/Béton, D = Dynamic/Dynamique

MATRICE CD [i,j]<sup>(\*)</sup>; i = 1,.....4 ; j = 1,.....3



**TABLE 2**  
**RELIABILITY OF MATHEMATICAL MODELS FOR SAFETY ASSESSMENT OF CONCRETE DAMS :**  
**DYNAMIC BEHAVIOUR**

Problems related to safety and quantities to be computed	Elements of the dam-foundation-reservoir system involved in dam safety	Reliability Indices RI		
		Construction	First fillings	Operation
		Dam type : a, b, g, o	Dam type : a, b, g, o	Dam type : a, b, g, o
Stress-strain state (displacements, deformations, stresses, joint movements, etc.)	Dam body and foundation	2	2	2
Local and global stability related to cracking state (opening, length, propagation potential, depth of cracks)	Dam body and foundation	3	3	3
Sliding, overturning (rigid body equilibrium)	Dam body	2	2	2
Instability of slopes or blocks (rigid body equilibrium)	Foundation and reservoir	3	3	3

DAM TYPOLOGY :

a = arch, b = buttress, g = gravity, o = others

NOTE: The RI indices (1, 2, 3, 4) adopted in the table to describe the capability of numerical models to analyse the phenomena related to dam safety are located in the matrix CD [4.3], the (4) rows of which are the phenomena taken into account and the (3) columns of which are the different dam life periods. The choice of the indices is explained in the preceding pages.

MATRIX CD [i,j]<sup>o</sup>; i = 1,.....4; j = 1,.....3

**TABLEAU 3**

**FIABILITÉ DES MODÈLES MATHÉMATIQUES POUR L'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ DES BARRAGES EN BÉTON : PHÉNOMÈNES HYDRAULIQUES**

Problèmes relatifs à la sécurité et grandeurs à calculer	Éléments du système barrage-fondation-retenu intervenant dans la sécurité	Indices de confiance IC		
		Construction	Premier remplissage	Exploitation
		Type de barrage : a, b, g, o	Type de barrage : a, b, g, o	Type de barrage : a, b, g, o
Cavitation (pressions)	Évacuateurs	2	2	2
Érosion (vitesses, teneur en transport solide)	Évacuateurs	3	3	3
Dislocation de dalles d'évacuateurs de crue (due à des oscillations de sous-pression)	Évacuateurs		4	4
Crue exceptionnelle (débit)	Évacuateurs	1	1	1
Érosion au pied aval (débit et énergie cinétique)	Corps du barrage et fondation		4	4
Alluvionnement (transport solide)	Corps du barrage et vidanges de fond			2-3

MATRICE CH [i,j]<sup>(\*)</sup>; i = 1,.....6; j = 1,.....3

TYPES DE BARRAGE:

a = arch/voute, b = buttress/contreforts, g = gravity/poids, o = others/autres types

NOTE: Les indices de confiance IC (1, 2, 3, 4) adoptés dans le Tableau désignent la capacité des modèles numériques pour analyser les phénomènes relatifs à la sécurité des barrages et s'appliquent à la matrice CH [6, 3], les (6) lignes étant les phénomènes pris en compte et les (3) colonnes les différentes périodes de vie du barrage. Le choix des indices est expliqué dans les pages précédentes.

(\*) C = Concrete/Béton, H = Hydraulique/Hydraulique

**TABLE 3**  
**RELIABILITY OF MATHEMATICAL MODELS FOR SAFETY ASSESSMENT OF CONCRETE DAMS :**  
**HYDRAULIC PHENOMENA**

Problems related to safety and quantities to be computed	Elements of the dam-foundation-reservoir system involved in dam safety	Reliability Indices RI		
		Construction	First fillings	Operation
		Dam type : a, b, g, o	Dam type : a, b, g, o	Dam type : a, b, g, o
Cavitation (pressures)	Outlets	2	2	2
Erosion (velocities and solid material content)	Outlets	3	3	3
Dislocation of paving slabs of spillways (due to oscillation under pressure)	Outlets		4	4
Extreme flood (discharge)	Outlets	1	1	1
Downstream heel erosion (discharge and kinetic energy)	Dam body and foundation		4	4
Siltation (solid transport)	Dam body and bottom outlets			2-3

MATRIX CH  $[i,j]^{(o)}$ ;  $i = 1, \dots, 6$ ;  $j = 1, \dots, 3$

DAM TYPOLOGY :

a = arch, b = buttress, g = gravity, o = others

NOTE: The RI indices (1, 2, 3, 4) adopted in the table to describe the capability of numerical models to analyse the phenomena related to dam safety are located in the matrix CH [6,3], the (6) rows of which are the phenomena taken into account and the (3) columns of which are the different dam life periods. The choice of the indices is explained in the preceding pages.

TABLEAU 4

**FIABILITÉ DES MODÈLES MATHÉMATIQUES POUR L'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ:  
BARRAGES EN REMBLAI - COMPORTEMENT STATIQUE**

Problèmes relatifs à la sécurité et grandeurs à calculer	Éléments du système barrage-fondation-retenu intervenant dans la sécurité	Indices de confiance IC		
		Construction Type de barrage : a, b, c, d, e	Premier remplissage Type de barrage : a, b, c, d, e	Exploitation Type de barrage : a, b, c, d, e
État contrainte-déformation (déplacements, déformations, contraintes totales, contraintes effectives, pressions interstitielles)	Corps du barrage	2	a, b, c, d = 2 ; e = 1	1
	Fondation	2	2	2
Stabilité globale (coefficient de sécurité)	Corps du barrage	1	1	1
	Appuis, versants	2	2	2
Percolations (charges hydrauliques, gradients hydrauliques, vitesses, débits)	Corps du barrage		2	1
	Fondation	2	2	2
Érosion interne (matériaux solides entraînés, variation de gradients hydrauliques, vitesses)	Corps du barrage		4	4
	Fondation	4	4	4
Fracturation hydraulique (contraintes totales, pressions interstitielles)	Corps du barrage		a, b, d = 3	a, b, d = 3
	Fondation	3	3	3
Liquéfaction statique (contraintes totales, pressions interstitielles)	Fondation	2	2	2
	Fondation	4	4	4
Détérioration due aux percolations (taux de dissolution, variation de gradients hydrauliques, tassements)	Corps du barrage, fondation	4	4	4
	Fondation	4	4	4
Argiles dispersives	Corps du barrage, fondation	4	4	4
	Fondation	4	4	4

MATRICE ES [i,j]<sup>(\*)</sup>; i = 1,.....,14 ; j = 1,.....,3

**TYPES DE BARRAGE :**

a = terre homogène, b = terre zonée, c = terre avec masque ou écran interne, d = enrochement zoné, e = enrochement avec masque ou écran interne

**NOTE:** Les indices de confiance IC (1, 2, 3, 4) adoptés dans le Tableau désignent la capacité des modèles numériques pour analyser les phénomènes relatifs à la sécurité des barrages et s'appliquent à la matrice ES [14.3], les (14) lignes étant les phénomènes pris en compte et les (3) colonnes les différentes périodes de vie du barrage. Le choix des indices est expliqué dans les pages précédentes.

(\*) E = Embankment/Remblai, S = Static/Static

**TABLE 4**

**RELIABILITY OF MATHEMATICAL MODELS FOR SAFETY ASSESSMENT :  
EMBANKMENT DAMS – STATIC BEHAVIOUR**

Problems related to safety and quantities to be computed	Elements of the dam-foundation-reservoir system involved in dam safety	Reliability Indices RI		
		Construction	First fillings	Operation
		Dam type : a, b, c, d, e	Dam type : a, b, c, d, e	Dam type : a, b, c, d, e
Stress-strain state (displacements, deformations, total stresses, effective stresses, pore pressures)	Dam body	2	a, b, c, d = 2 ; e = 1	1
	Foundation	2	2	2
Global stability (factor of safety)	Dam body	1	1	1
	Abutments, Slopes	2	2	2
Seepage (hydraulic heads, hydraulic gradients, velocities, discharge rates)	Dam body		2	1
	Foundation	2	2	2
Internal erosion (removed solid material, variation of hydraulic gradients, velocities)	Dam body		4	4
	Foundation	4	4	4
Hydraulic fracturing/splitting (total stresses, pore pressures)	Dam body		a, b, d = 3	a, b, d = 3
	Foundation	3	3	3
Static liquefaction (total stresses, pore pressures)	Foundation	2	2	2
	Foundation	4	4	4
Dissolution due to seepage (rate of dissolution, variation of hydraulic gradients, settlements)	Foundation	4	4	4
	Foundation	4	4	4
Physical-chemical deterioration of the materials	Dam body and foundation	4	4	4
	Foundation	4	4	4
Dispersive clays	Foundation	4	4	4

MATRIX ES [i,j]<sup>0</sup>; i = 1,.....,14 ; j = 1,.....,3

**DAM TYPOLOGY :**

a = homogeneous earthfill, b = zoned earthfill, c = earthfill with facing or diaphragm, d = zoned rockfill, e = rockfill with facing or diaphragm

NOTE: The RI indices (1, 2, 3, 4) adopted in the table to describe the capability of numerical models to analyse the phenomena related to dam safety are located in the matrix ES [14,3], the (14) rows of which are the phenomena taken into account and the (3) columns of which are the different dam life periods. The choice of the indices is explained in the preceding pages.

TABLEAU 5

**FIABILITÉ DES MODÈLES MATHÉMATIQUES POUR L'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ :  
BARRAGES EN REMBLAI - COMPORTEMENT DYNAMIQUE**

Problèmes relatifs à la sécurité et grandeurs à calculer	Éléments du système barrage-fondation-retenue intervenant dans la sécurité	Indices de confiance IC		
		Construction Type de barrage : a, b, c, d, e	Premier remplissage Type de barrage : a, b, c, d, e	Exploitation Type de barrage : a, b, c, d, e
État contrainte-déformation (déplacements, déformations, contraintes totales, contraintes effectives, pressions interstitielles)	Corps du barrage et fondation	3	3	3
	Corps du barrage	2	2	2
Stabilité globale (coefficient de sécurité)	Appuis, versants	3	3	3
	Corps du barrage	2	2	2
Liquéfaction (contraintes totales, pressions interstitielles)	Fondation	3	3	3
	Corps du barrage	3	3	3
Percolations après séisme (charges hydrauliques, gradients hydrauliques, vitesses, débits)	Corps du barrage	3	3	3
	Fondation	4	4	4
Érosion interne après séisme (matériaux solides entraînés, variation de gradients hydrauliques, vitesses, débits)	Corps du barrage	3	3	3
	Fondation	4	4	4
Fracturation hydraulique après séisme (contraintes totales, pressions interstitielles)	Corps du barrage	a, b, d = 3	a, b, d = 3	a, b, d = 3
	Fondation	3	3	3

MATRICE ED [i,j]<sup>(\*)</sup> ; i = 1,.....11 ; j = 1,.....3

TYPES DE BARRAGE :

a = terre homogène, b = terre zonée, c = terre avec masque ou écran interne, d = enrochement zoné, e = enrochement avec masque ou écran interne

NOTE: Les indices de confiance IC (1, 2, 3, 4) adoptés dans le Tableau désignent la capacité des modèles numériques pour analyser les phénomènes relatifs à la sécurité des barrages et s'appliquent à la matrice ED [11,3], les (11) lignes étant les phénomènes pris en compte et les (3) colonnes les différentes périodes de vie du barrage. Le choix des indices est expliqué dans les pages précédentes.

(\*) E = Embankment/Remblai, D = Dynamic/Dynamique

**TABLE 5**  
**RELIABILITY OF MATHEMATICAL MODELS FOR SAFETY ASSESSMENT :**  
**EMBANKMENT DAMS – DYNAMIC BEHAVIOUR**

Problems related to safety and quantities to be computed	Elements of the dam-foundation-reservoir system involved in dam safety	Reliability Indices RI		
		Construction	First fillings	Operation
		Dam type : a, b, c, d, e	Dam type : a, b, c, d, e	Dam type : a, b, c, d, e
Stress-strain state (displacements, deformations, total stresses, effective stresses, pore pressures)	Dam body and Foundation	3	3	3
	Dam body	2	2	2
Global stability (factor of safety)	Abutments, Slopes	3	3	3
	Dam body	3	2	2
Liquefaction (total stresses, pore pressures)	Foundation	3	3	3
	Dam body		3	3
Post-seismic seepage (hydraulic heads, hydraulic gradients, velocities, discharge rates)	Foundation	3	3	3
	Corps du barrage		4	4
Post-seismic internal erosion (removed solid materials, variation of hydraulic gradients,	Foundation	4	4	4
	Corps du barrage		a, b, d = 3	a, b, d = 3
Post-seismic hydraulic fracturing/spitting	Foundation	3	3	3

MATRIX ED[i,j]<sup>(r)</sup>; i = 1,.....11; j = 1,.....3

DAM TYPOLOGY :

a = homogeneous earthfill, b = zoned earthfill, c = earthfill with facing or diaphragm, d = zoned rockfill, e = rockfill with facing or diaphragm

NOTE: The RI indices (1, 2, 3, 4) adopted in the table to describe the capability of numerical models to analyse the phenomena related to dam safety are located in the matrix ED [11,3], the (11) rows of which are the phenomena taken into account and the (3) columns of which are the different dam life periods. The choice of the indices is explained in the preceding pages.

**TABLEAU 6**

**FIABILITÉ DES MODÈLES MATHÉMATIQUES POUR L'ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ :  
BARRAGES EN REMBLAI – PHÉNOMÈNES HYDRAULIQUES**

Problèmes relatifs à la sécurité et grandeurs à calculer	Éléments du système barrage-fondation-retenue intervenant dans la sécurité	Indices de confiance IC		
		Construction Type de barrage : a, b, c, d, e	Premier remplissage Type de barrage : a, b, c, d, e	Exploitation Type de barrage : a, b, c, d, e
Cavitation (pressions)	Évacuateurs	2	2	2
Érosion (vitesses, teneur en transport solide)	Évacuateurs	3	3	3
Crue exceptionnelle (débit)	Évacuateurs	1	1	1
Érosion du talus aval	Corps du barrage		4	4
Érosion au pied aval (débit et énergie)	Corps du barrage, fondation		4	4

TYPES DE BARRAGE :

a = terre homogène, b = terre zonée, c = terre avec masque ou écran interne, d = enrochement zoné, e = enrochement avec masque ou écran interne

NOTE: Les indices de confiance IC (1, 2, 3, 4) adoptés dans le Tableau désignent la capacité des modèles numériques pour analyser les phénomènes relatifs à la sécurité des barrages et s'appliquent à la matrice EH [5, 3], les (5) lignes étant les phénomènes pris en compte et les (3) colonnes les différentes périodes de vie du barrage. Le choix des indices est expliqué dans les pages précédentes.

(\*) E = Embankment/Remblai, H = Hydraulic/Hydraulique

MATRICE EH [i,j]° ; i = 1,.....5 ; j = 1,.....3



**TABLE 6**  
**RELIABILITY OF MATHEMATICAL MODELS FOR SAFETY ASSESSMENT :**  
**EMBANKMENT DAMS – HYDRAULIC PHENOMENA**

Problems related to safety and quantities to be computed	Elements of the dam-foundation-reservoir system involved in dam safety	Reliability Indices RI		
		Construction	First fillings	Operation
		Dam type : a, b, c, d, e	Dam type : a, b, c, d, e	Dam type : a, b, c, d, e
Cavitation (pressures)	Outlets	2	2	2
Erosion (velocities and solid material content)	Outlets	3	3	3
Extreme flood (discharge)	Outlets	1	1	1
Downstream facing erosion	Dam body		4	4
Downstream heel erosion (discharge and energy)	Dam body and foundation		4	4

MATRIX EH [i,j]<sup>o</sup>; i = 1,.....5 ; j = 1,.....3

**DAM TYPOLOGY :**

a = homogeneous earthfill, b = zoned earthfill, c = earthfill with facing or diaphragm, d = zoned rockfill, e = rockfill with facing or diaphragm

NOTE: The RI indices (1, 2, 3, 4) adopted in the table to describe the capability of numerical models to analyse the phenomena related to dam safety are located in the matrix EH [5,3], the (5) rows of which are the phenomena taken into account and the (3) columns of which are the different dam life periods. The choice of the indices is explained in the preceding pages.

---

## 5. VALIDATION DES LOGICIELS DE CALCUL DE BARRAGES

---

Le Bulletin CIGB 94 analyse les aspects positifs et négatifs, les difficultés et facilités d'utilisation, l'adéquation et la perte de temps éventuelle que peut connaître l'ingénieur de barrage lors de l'utilisation de programmes de calcul (ou plus généralement de simulation numérique). Ces questions sont d'un grand intérêt étant donné que de plus en plus d'ingénieurs font appel aux programmes de calcul pour des études de projet et des prises de décisions en cours d'exploitation. Cependant, on pense parfois que ces méthodes, d'une aide incontestable pour résoudre des problèmes techniques, sont rapides, d'utilisation facile, totalement dignes de confiance et disponibles pour résoudre tout problème de barrage. Une telle confiance peut conduire à des situations hasardeuses lorsque plusieurs aspects ne peuvent être traités correctement par de tels programmes. Mis à part le fait qu'il est toujours possible de trouver des erreurs dans les logiciels, on doit y ajouter celles que l'utilisateur peut faire au cours de chaque phase d'exploitation du programme et, en premier lieu, lors du choix du modèle applicable au problème en question, de sorte qu'il existe toujours un risque de produire des résultats incorrects.

Il existe une vue diamétralement opposée dans le domaine technique des barrages, considérant que la modélisation mathématique (principalement lorsque des phénomènes non-linéaires sont pris en compte) conduit à des solutions invérifiables et parfois incorrectes; l'utilisation de méthodes simples de calcul, avec intervention d'un « Expert », est donc considérée comme la solution la plus digne de confiance.

Ces deux positions sont critiquables : la première, avec l'utilisation incontestée d'outils complexes, peut conduire à des résultats erronés; la seconde, avec son caractère rétrograde, freine les progrès scientifiques et technologiques.

Il faut cependant indiquer que l'utilisation correcte de codes de calcul avancés demande des connaissances approfondies et, par dessus tout, une grande expérience de la part de l'utilisateur, lors du choix du code convenant le mieux à la modélisation (lorsque des critères objectifs ne sont pas disponibles en vue de guider ce choix), et lors de l'interprétation en termes de réalité physique : cette démarche finale demande un raisonnement externe au modèle que seule l'expérience peut essentiellement fournir.

On donne ci-après quelques concepts fondamentaux pour l'emploi correct de la simulation numérique, en laissant le soin au lecteur intéressé de consulter le Bulletin 94 précité. Il est possible d'identifier trois aspects (ou phases) critiques différents dans l'utilisation des programmes de calcul : au cours de chaque phase, l'utilisateur doit prendre de grandes précautions pour éviter de dangereuses erreurs dans l'application des résultats de la simulation.

Le premier aspect (peut-être le plus important pour l'ingénieur de barrage) est la justification de l'ensemble de la procédure de calcul et sa capacité à représenter la réalité physique.

---

## 5. VALIDATION OF COMPUTER SOFTWARE FOR DAMS

---

ICOLD Bulletin 94 analyses the positive and negative aspects, the difficulties of and ease of use, the suitability and the possible waste of time that the use of computer programs (or more generally numerical simulation) can offer the dam engineer. These questions are currently of great interest considering that ever more dam engineers resort to the use of computer programs both in planning in the design phase and in taking decisions during the operation phase. Sometimes, however, these methods, undoubtedly useful in aiding the solution to engineering problems, are thought to be fast, easy to use, completely trustworthy and available to solve any dam problem. Such faith can lead to risky situations even when it is obvious that many things cannot be correctly dealt with by the use of such programs. Apart from the fact that it is always possible to find errors in software, to this must be added those which the user can make during every phase of operation of the program and, first of all, in choosing the model relevant to the problem in hand, so that there is an ever present risk of producing incorrect results.

On the other hand there is the diametrically opposed view in the dam engineering field. This sees mathematical modelling (above all when considering non-linear phenomena) as leading to uncheckable and sometimes incorrect solutions ; therefore, the use of simple methods of calculation, interpreted by “ the Expert ” is always the most trustworthy solution.

Both these positions can be criticized : the first, in its unquestioned use of complex tools, can lead to mistaken outcomes ; the second, in its backward facing stance opposes the natural advancement of science and technology.

It should be pointed out, however, that the correct use of advanced codes demands considerable knowledge and above all, experience on the part of the user, both in the selection of the most suitable code for the scope of the modelling (when objective criteria are unavailable to give clear guidelines in this choice) and in the interpretation in terms relevant to physical reality : this final step demands reasoning external to the model which, essentially, only experience can supply.

There now follow some basic concepts in the correct use of numerical simulation, leaving the interested reader to his investigations of the quoted Bulletin 94. It is possible to identify three different critical aspects (or phases) in the use of computer programs : during each and every phase the user must employ careful precautions if dangerous errors are to be avoided in the use of the results of the simulation.

The first aspect (perhaps the most interesting for the dam engineer) concerns the justification of all the engineering processes connected with numerical simulation and its relevance to physical reality.

Dans cette phase, on doit établir que la théorie de base (les équations) qui représente le modèle physique réel, la formulation mathématique de cette théorie, sa concrétisation dans les codes de calcul pour résoudre les équations susmentionnées, ainsi que les diverses décisions de l'utilisateur, fournissent une approximation raisonnablement bonne du comportement réel de l'ouvrage.

Le deuxième aspect est la validation du logiciel choisi pour un calcul particulier.

Dans cette phase, on doit démontrer que, limités au logiciel utilisé, les codes de calcul donnent la réponse correcte aux problèmes numériques à résoudre. Il faut également présupposer que tous les logiciels corrects basés sur la même théorie, avec les mêmes hypothèses et les mêmes simplifications, donnent des résultats suffisamment cohérents lorsqu'ils sont utilisés pour la résolution du même problème.

Le troisième aspect est étroitement associé à la procédure d'assurance qualité concernant à la fois la phase de justification et la phase de validation.

En pratique, ceci inclut tout ce qui peut assurer que l'application qui est faite sera reproductible grâce à une documentation et à une procédure décrivant chaque étape de l'application particulière. De cette façon, la procédure peut être vérifiée, sans ambiguïté, pour identification des erreurs. Il est évident que l'assurance qualité ne peut, à elle seule, garantir des résultats corrects, mais elle contraint l'utilisateur à porter son attention sur chaque étape en évitant des ellipses ou des hypothèses implicites qui, par nature, peuvent conduire à des erreurs.

## **5.1. DESCRIPTION DES ACTIVITÉS DES ATELIERS – BANCS D'ESSAI**

L'organisation d'ateliers – bancs d'essai est l'une des missions du Comité Technique International, toutes celles-ci étant indiquées dans l'Avant-Propos figurant en tête du présent Bulletin. La 4<sup>e</sup> mission relative spécialement aux bancs d'essai est rappelée ci-après :

*Organiser et tenir, avec l'accord de la CIGB, des réunions spéciales (ateliers – bancs d'essai) portant sur des exercices d'application de méthodes de calcul à des problèmes caractéristiques de barrages. Évaluer et publier les résultats accompagnés d'une analyse critique, de façon à réaliser des progrès et à définir des « solutions de référence » dans toute la mesure du possible.*

En vue de guider et d'aider l'ingénieur de barrage souhaitant utiliser correctement des logiciels disponibles sur le marché ou développer le sien, le Comité ad hoc des Méthodes de Calcul des Barrages a lancé un programme d'ateliers dans lesquels des thèmes techniques spécifiques aux barrages seront traités avec définition de solutions de référence.

À ce jour, quatre ateliers – bancs d'essais ont été organisés : les deux premiers avec le concours de l'ISMES, à Bergame, le troisième à Paris, avec la collaboration de Coyne et Bellier, et le quatrième à Madrid, avec le concours d'INTECSA. Le cinquième banc d'essai se tiendra à Denver, Colorado (États-Unis) sous les

In this phase, therefore, it must be established that the basic theory (the equations) which represents the real physical model, the mathematical formulation of that theory, its implementation in the computer codes to solve the aforesaid equations, let alone the various decisions of the user, all supply a reasonable approximation to the true behaviour of the structure.

The second aspect regards the validation of the software chosen for a particular application.

In this phase it must be shown that, limited to the software in use, the computer codes give the correct answer to numerical problems intended to be solved. It must be presupposed that all the correct numerical codes which are based on the same theory, the same assumptions and the same schematization, when applied to the same problem produce sufficiently coherent results.

The third aspect is strongly connected with the procedure of quality assurance regarding both the justification and validation phases.

In this phase, by means of some activity, procedure and documentation regarding any step of a particular application must guarantee the complete repeatability of the same application. In such a manner the process can be checked, for identification of errors, without any ambiguity also on successive occasions. It is obvious that the quality assurance alone cannot guarantee correct results, but it forces the user to pay attention to every step and to prevent short cuts or implicit assumptions which, by their nature, can lead to errors.

## **5.1. DESCRIPTION OF BENCHMARK-WORKSHOP ACTIVITIES**

The organisation of B-Ws is one of the Terms of Reference assigned to the International Committee , all of which have been quoted in the Foreword. Here below the 4th Term of Reference specifically related to B-Ws is reported :

*To organize and hold, with ICOLD endorsement, specialized events (Benchmark Workshops) in which exercises typifying classes of dam problems are proposed for computational solution. To evaluate and publish the results with a critical analysis, so that progress can be achieved and reference solutions can be defined whenever possible.*

In its intent to guide and help the dam engineer wishing to make correct use of commercially produced software or who wishes to develop his own, the ICOLD ad hoc Committee on Computational Aspects of Dam Analysis and Design has promoted a programme of benchmarking in which topics on specific problems of dam engineering should have reference solutions defined.

To date, four B-Ws have been organised: the first two at the ISMES establishment at Bergamo, the third in Paris at the Coyne-Bellier site and the fourth in Madrid at INTECSA. The fifth B-W will be held at Denver, Colorado (USA) under the auspices of USCOLD and with the co-organization of Bureau of

auspices d'USCOLD et avec la collaboration du Bureau of Reclamation. Les thèmes concernant des barrages en béton et des barrages en remblai sont indiqués brièvement ci-après :

*a) Barrages en béton*

- Calcul élastique linéaire d'un barrage-voûte à double courbure avec sa fondation, sous son poids propre, la charge d'eau et la charge thermique – Bergamo (1991) ;
- Analyse sismique du barrage de Talvacchia – Bergamo (1992) ;
- Analyse non-linéaire du comportement de joints d'un barrage-voûte sous chargements thermique et hydrostatique – Paris, Gennevilliers (1994) ;
- Évaluation de la diminution de la température critique dans le cas d'un barrage à contreforts fissuré (calcul bidimensionnel) – Paris, Gennevilliers (1994) ;
- Réponse sismique d'un barrage-voûte, incluant les effets non-linéaires de l'ouverture de joints de contraction – Madrid (1996) ;
- Évaluation du coefficient d'intensité de contrainte K1 à l'extrémité d'une fissure dans un barrage à contreforts sous l'effet de gradients thermiques (calcul tridimensionnel) – Madrid (1996) ;
- Analyse des sous-pressions et des contraintes dans un barrage-voûte et sa fondation – Denver (1999) ;
- Évaluation du niveau de crue de rupture imminente pour un barrage-poids avec fissure à l'interface béton/rocher et variation des sous-pressions – Denver (1999).

*b) Barrages en remblai*

- Réponse sismique d'un barrage en remblai dans des conditions de charge sismique de faible et moyenne intensité – Bergamo (1991) ;
- Calcul statique et réponse dynamique du barrage en remblai d'El Infiernillo – Bergamo (1992) ;
- Évaluation des pressions interstitielles et des tassements d'un barrage en remblai sous des charges statiques – Paris, Gennevilliers (1994) ;
- Calcul dynamique d'un barrage en remblai soumis à un fort séisme – Paris, Gennevilliers (1994) ;
- Calcul des percolations en régime permanent et transitoire (analyse bidimensionnelle), pour différents types de barrage en terre – Madrid (1996) ;
- Effet d'un tassement important de la fondation sur un barrage en remblai – Madrid (1996) ;
- Évaluation du coefficient de sécurité global à la rupture d'un barrage en remblai – Denver (1999) ;
- Comportement d'un barrage en enrochement lors du premier remplissage de la retenue – Denver (1999).

Comme déjà indiqué, l'objet de ce programme d'activités est la définition d'une solution de référence pour chaque thème. Il est évident que de telles solutions traduisent la technique actuelle et par conséquent, en règle générale, elles doivent être mises à jour périodiquement. Les résultats déduits des ateliers – bancs d'essai

Reclamation. The topics for concrete and embankment dams covered are briefly listed below.

*a) Concrete dams*

- The linear-elastic computation of a double curvature arch dam with its foundation under self weight, hydrostatic load, thermal loads – Bergamo 1991 ;
- Seismic analysis of the Talvacchia Dam - Bergamo 1992 ;
- Non-linear analysis of joint behaviour under thermal and hydrostatic loads for an arch dam – Paris Gennevilliers 1994 ;
- Evaluation of critical uniform temperature decrease for a cracked buttress dam (2D Analysis) – Paris Gennevilliers 1994 ;
- Earthquake response of an arch dam including the non linear effects of contraction joint opening – Madrid 1996 ;
- Evaluation of stress intensity factor  $K_I$  along the tip of the crack in a buttress dam under thermal gradient effects (3D analysis) – Madrid 1996 ;
- Uplift pressure and stress analysis of an arch dam and foundation – Denver 1999 ;
- Imminent failure flood level evaluation for a gravity dam with interface crack (rock/concrete) and varying uplift pressures – Denver 1999.

*b) Embankment dams*

- The seismic response of an embankment dam under conditions of both low and medium levels of seismic loading – Bergamo 1991 ;
- Static analysis and dynamic response of El Infiernillo embankment dam - Bergamo 1992 ;
- Evaluation of pore pressure and settlements of an embankment dam under static loadings – Paris Gennevilliers 1994 ;
- Dynamic analysis of an embankment dam under a strong earthquake – Paris Gennevilliers 1994 ;
- Steady state and transient 2D unconfined seepage analysis for different typologies of earthfill dams – Madrid 1996 ;
- Effect of large foundation settlement on an embankment dam – Madrid 1996 ;
- Evaluation of the global factor of safety against failure of an embankment dam – Denver 1999 ;
- First fill of a rockfill dam: a case study – Denver 1999.

As has been noted, the scope of these initiatives is the definition of a reference solution for every topic. It is evident that such solutions reflect the present state-of-the-art and therefore as a rule, they must be updated periodically. The output of the B-Ws must therefore be considered as a pathway between a complete and correct

doivent donc être considérés comme une liaison entre une solution complète et correcte (qui cependant n'est pas totalement accessible pour les barrages) et une solution totalement empirique et subjective. Le lecteur intéressé peut trouver dans l'Annexe 3 une synthèse des résultats fournis par les quatre premiers bancs d'essai.

En outre, des détails destinés à une meilleure compréhension des hypothèses qui sont à la base des résultats obtenus par les participants aux ateliers – bancs d'essai figurent dans les comptes rendus de ces travaux. En particulier, les solutions de référence (voir la 4<sup>e</sup> mission du Comité rappelée ci-dessus), lorsqu'elles ont été obtenues, et les explications de la dispersion dans les résultats sont présentées et largement discutées.



solution (which, however, cannot be considered completely attainable for dams) and a totally empirical and subjective solution. The interested reader can find a synthesis of the results of the four Benchmark-Workshops in the Appendix 3.

Moreover, details to better understand the hypotheses that are at the basis of the results obtained by the participants to the Benchmark-Workshops can be found in the related Proceedings. In particular, the reference solutions (see the 4th Term of Reference above cited), where they have been achieved and the explanations of scattering in the results, are presented and widely discussed.

---

## 6. REMARQUES COMPLÉMENTAIRES

---

Dans les divers chapitres du présent Bulletin consacré à la simulation numérique dans la technique des barrages, on a essayé de présenter les principaux aspects à considérer pour garantir l'utilisation correcte de telles méthodes de calcul dans ce domaine. Ces aspects, examinés dans différentes parties du Bulletin, sont résumés ci-après et ont été classés en trois groupes :

- Aspects informatiques ;
- Aspects *garantissant la fiabilité* des résultats ;
- Aspects techniques.

Le premier groupe comprend les caractéristiques de facilité d'utilisation des codes de calcul, leur capacité à être exploités sur des ordinateurs de divers types, leur possibilité d'interface avec des préprocesseurs et des postprocesseurs pour la préparation des données d'entrée et la représentation des résultats, l'optimisation des temps de calcul.

Le second groupe donne la liste des activités qui *justifient, valident et garantissent la qualité* des codes de calcul. Les deux premières activités (validation et, en partie, justification) peuvent être réalisées en se servant des résultats d'ateliers – bancs d'essai ; en ce qui concerne l'assurance qualité, différentes procédures peuvent être adoptées par les ingénieurs de barrage, ou les recommandations présentées dans le Bulletin 94 peuvent être suivies.

Enfin, le troisième groupe donne les caractéristiques techniques que l'expérience a jugées non négligeables dans une simulation numérique collant à la réalité. Parmi celles-ci, il y a lieu de mentionner :

- La possibilité de tenir compte de la construction du barrage étape par étape ;
- La possibilité de simuler (en utilisant divers modèles) la présence de joints, de joints de reprise et d'interfaces entre zones constituées de matériaux différents ;
- La possibilité de prendre en considération le comportement non-linéaire des matériaux ;
- La possibilité de tenir compte de l'interaction dynamique fluide – structure dans l'analyse ;
- La possibilité de prendre en considération une donnée sismique variable sur l'interface barrage – fondation ;
- La possibilité de recourir au calcul dynamique non-linéaire (analyse dans le domaine du temps, ou analyse dans le domaine des fréquences couplée avec la méthode équivalente linéaire) ;
- Le comportement thermique, le fluage et le retrait pour les barrages en béton ;
- La possibilité de tenir compte de la compression de rupture par imbibition qui peut se produire sur la recharge amont d'un barrage en remblai lors de la première mise en eau de la retenue ;
- La possibilité de prendre en considération le phénomène d'érosion interne pouvant affecter des barrages en remblai dans des circonstances particulières.

---

## 6. COMPLEMENTARY REMARKS

---

In the various sections of the present Bulletin on numerical simulation in dam engineering, an attempt has been made to point out the principal aspects to be considered to guarantee the correct use of such methods of calculation in this field. These aspects, already examined in different parts of the present report, are here summed up in the list below and have been arranged in groups under the following headings :

- informatic aspects ;
- aspects *guaranteeing the reliability* of the results ;
- technical aspects.

The first group includes the characteristics of ease of use of the codes, their capacity to be used on hardware platforms of various types, their capacity to interface with pre- and post-processors for the preparation of input data and the representation of results, the optimisation of computation times.

The second group lists those activities which *justify, validate* and *guarantee the quality* of the codes. The first two activities (Validation and, partially, Justification) can be carried out by means of the results of B-Ws ; as far as Quality Assurance is concerned, different procedures can be adopted by dam engineers or the guidelines reported in Bulletin n. 94 can be followed.

Finally the third group gives those technical characteristics which have been shown by experience not to be negligible in a numerical simulation which sticks closely to reality. Among these some worth mentioning are :

- the possibility of taking into account the phase by phase construction of the dam ;
- the possibility of simulating (using differing models) the presence of joints, lift joints, and interfaces between zones of different materials ;
- the possibility to consider the non-linear behaviour of the materials ;
- the possibility of considering the dynamic fluid-structure interaction in the analysis ;
- the possibility of considering a variable seismic input on the dam-foundation interface ;
- the possibility of resorting to non-linear dynamic analysis (time history approach or, as an alternative, analysis in the frequency domain coupled with linear equivalent method) ;
- the thermal and creep behaviour and the shrinkage for concrete dams ;
- the possibility of taking into account the wetting collapse compression which may occur on the upstream shell of an embankment dam on the first filling of the reservoir ;
- the possibility of taking into account the internal erosion phenomenon which may develop, under particular circumstances, in embankment dams.

Au cours de la dernière décennie, grâce également aux progrès réalisés dans la technologie de l'information, des programmes informatiques ont permis des simulations numériques qui, il y a peu d'années, auraient été inimaginables ; néanmoins, il reste encore plusieurs problèmes ne pouvant être traités par des programmes informatiques (ou le coût de ce traitement est très élevé et/ou avec des résultats dont la fiabilité est insuffisante).

Des Tableaux précédents 1 à 6 figurant dans le chapitre 4, on peut déduire les domaines où l'approche numérique est encore jugée non satisfaisante (I.C. 3 et 4) et sur lesquels les chercheurs doivent donc concentrer leurs efforts afin de permettre aux futurs ingénieurs de barrage d'avoir accès à des techniques numériques dignes de confiance. Parmi les sujets qui aujourd'hui apparaissent particulièrement prometteurs mais nécessitent encore plus de développement (et ne sont donc pas couramment utilisés dans la technique des barrages), on peut citer :

- L'approche probabiliste, autre solution ou complément à l'approche déterministe, dans les domaines statique et dynamique (voir observations présentées dans le chapitre 2) ;

- Le calcul dynamique tridimensionnel dans le domaine non-linéaire (avec non-linéarité concentrée et non-linéarité répartie) ;

- L'analyse sismique dans laquelle les conditions aux limites sont considérées avec réalisme (modélisation des mécanismes de dissipation d'énergie du système barrage-fondation-retendue) ;

- L'analyse tridimensionnelle de la formation et de la propagation de fissures dans les domaines statique et dynamique, avec prise en compte de la charge thermique et de l'effet de l'eau pour les barrages en béton ;

- L'analyse thermo-mécanique tridimensionnelle pour la simulation des premières phases de la vie de l'ouvrage (développement de la chaleur d'hydratation, refroidissement, fluage, retrait) pour les barrages en béton ;

- Les calculs couplés tridimensionnels simulant les phases de construction d'un barrage en remblai ;

- Les calculs couplés tridimensionnels pour la simulation du premier remplissage de la retenue avec un modèle de comportement du squelette du sol pouvant simuler convenablement le phénomène de rupture par imbibition susceptible de se produire dans un barrage en remblai ;

- Les calculs couplés dynamiques tridimensionnels au moyen de modèles avancés de comportement, capables de reproduire les principaux phénomènes (surpression interstitielle, liquéfaction, fluage, etc.) qui peuvent survenir dans un barrage en remblai pendant et après un séisme ;

- La possibilité d'évaluer au moyen de modèles numériques le potentiel de liquéfaction d'un barrage en remblai soumis à des charges dynamiques ;

- La possibilité d'exécuter une identification et des diagnostics de l'ouvrage à partir de mesures expérimentales/instrumentales couplées à des méthodes numériques.

Il est raisonnable de penser que dans un proche avenir un grand nombre de ces sujets seront résolus à l'aide de modèles mathématiques, même s'il subsiste la nécessité constante pour l'ingénieur de barrage d'analyser de façon critique ce qui peut être obtenu par de tels moyens, car, en fin de compte, il est et sera toujours la personne responsable des résultats.

In the last ten years, thanks also to the advance of information technology, computer programs have made possible numerical simulations which only a few years ago would have been unimaginable; nevertheless, there are still many problems not approachable through computer programs (or only at very high costs and/or with not fully reliable results).

From tables 1 to 6 previously described in chapter 4 one can deduce the areas where the numerical approach is still considered unsuitable (R.I. 3 and 4), where therefore researchers must concentrate their efforts in order to allow tomorrow's dam engineers to have access to dependable numerical tools. Some of the subjects which today appear to be especially promising but still requiring further development (and therefore not commonly used in dam engineering) are :

- the probabilistic approach, alternative to or complementary to the deterministic one, both in the static and dynamic fields keeping in mind the observations of chapter 2 ;

- three dimensional dynamic analysis in the non-linear field (with both concentrated and distributed non linearity) ;

- seismic analysis in which boundary conditions are considered in a realistic manner (modelling the energy dissipation mechanisms of dam-foundation-reservoir system) ;

- three dimensional analysis of the initiation and of the propagation of cracking in both static and dynamic fields taking into account the thermal load and water-effect for concrete dams ;

- three dimensional thermo-mechanical analysis for the simulation of the initial stages in the life of the structure (development of heat of hydration, cooling, creep, shrinkage) for concrete dams ;

- three dimensional coupled analyses simulating the construction phases of an embankment dam ;

- three dimensional coupled analyses for the simulation of the first impounding of the reservoir with a constitutive model of the soil skeleton capable to properly simulate the wetting collapse phenomenon which may develop in an embankment dam ;

- three dimensional coupled dynamic analyses with advanced constitutive models capable to reproduce the principal phenomena (excess pore pressure, liquefaction, creep, etc.) which may occur during and after a seismic event in an embankment dam ;

- the possibility to evaluate with numerical models the liquefaction potential of an embankment dam when subjected to dynamic loading ;

- the possibility to carry out structural identification and diagnoses by integrating experimental/instrumental measurements and numerical approaches.

It is reasonable to suppose that in the near future many of these subjects will be soluble by means of mathematical modelling even if there remains the constant need for the dam engineer to analyse critically how much is achievable by such means, because after all he is, and will always be, the person responsible for the outcome.

---

## 7. CONCLUSIONS

---

Une évaluation fiable des niveaux de sécurité, en particulier pour des ouvrages tels que les barrages qui ont de forts impacts sur l'environnement, est une nécessité de la plus haute importance, non seulement pour les professionnels mais aussi pour les Administrations et les Autorités de contrôle.

Dans le présent Bulletin, les divers aspects et/ou phénomènes à prendre en compte dans l'évaluation de la sécurité des barrages ont été identifiés et examinés. En particulier, on a souligné que la sécurité d'un barrage n'est pas un attribut physique pouvant être en principe « mesuré » pour chaque ouvrage spécifique, mais plutôt un concept associé à des nécessités socio-économiques et à l'évaluation de perceptions humaines ainsi qu'aux progrès de la science et de la technique. Cependant, dans la pratique technique, des modèles mathématiques sont couramment utilisés pour une évaluation quantitative des coefficients de sécurité. Les résultats des modèles mathématiques, par leur nature intrinsèquement partielle, permettront à l'ingénieur de barrage de savoir si le barrage satisfait aux codes de pratique et/ou aux règlements officiels.

En outre, un examen critique de la fiabilité des modèles numériques dans la définition des niveaux d'adéquation structurelle a été réalisé en faisant intervenir les charges en cours d'exploitation et les scénarios de risque. Il apparaît utile dans les présentes conclusions de résumer brièvement les problèmes relatifs à la sécurité dont l'étude au moyen de modèles mathématiques ne semble pas actuellement fiable (I.C. 3 et 4) :

### *Barrages en béton*

- Stabilité locale et stabilité globale relatives à l'état de fissuration au cours de la construction et du premier remplissage (comportements statique et dynamique, I.C. = 3) et en exploitation (comportement dynamique, I.C. = 3) ;
- Détérioration due au vieillissement, aux alcali-réactions, etc. (comportement statique seulement, I.C. = 3) et dissolution due aux percolations (comportement statique seulement, I.C. = 4) ;
- Instabilité de versants ou de plots au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportement dynamique seulement, I.C. = 3) ;
- Érosion d'évacuateurs au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (phénomènes hydrauliques, I.C. = 3) ;
- Dislocation de dalles d'évacuateurs de crue au cours du premier remplissage et de l'exploitation (phénomènes hydrauliques, I.C. = 4) ;
- Érosion au pied aval du barrage au cours du premier remplissage et de l'exploitation (phénomènes hydrauliques, I.C. = 4).

### *Barrages en remblai*

- Érosion interne au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportements statique et après séisme, I.C. = 4) ;
- Fracturation hydraulique au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportements statique et après séisme, I.C. = 3) ;

---

## 7. CONCLUSIONS

---

A reliable evaluation of safety levels, in particular for structures like dams which have a strong impact on the environment, is a need of the utmost importance not only for professionals but also for Administrations and Authorities.

In the present Bulletin the various aspects and/or phenomena to be kept into account in the safety evaluation of dams have been identified and discussed. In particular, it has been pointed out that dam safety is not a physical attribute that can in principle be “ measured ” for each specific structure but it is, rather, a conceptual construct linked to socio-economic necessities and to evaluation in time of human perceptions as well as to technical-scientific advancements. However, in the engineering practice mathematical models are currently used for a quantitative evaluation of the so called safety factors. The results of the mathematical models, by their nature intrinsically partial, should allow the dam engineer to document that the dam complies with codes of practice and/or official regulations.

Moreover, a critical examination of the reliability of numerical methods in the definition of the structural adequacy levels has been carried out making reference both to operational loadings and to risk scenarios. It appears useful here to briefly summarize the problems related to safety that do not seem at present approachable in a reliable manner by means of mathematical models (Reliability Indices 3 and 4) :

### *Concrete dams*

- Local and global stability related to cracking state during Construction and First Fillings (static and dynamic behaviour, R.I. = 3) and in Operation (dynamic behaviour, R.I. = 3) ;
- Damage due to ageing, alkali-aggregate reactions, etc. (only static behaviour, R.I. = 3) and dissolution due to seepage, etc. (only static behaviour, R.I. = 4) ;
- Instability of slopes or blocks during Construction, First Fillings and Operation (only dynamic behaviour, R.I. = 3) ;
- Erosion of outlets during Construction, First Fillings and Operation (hydraulic phenomena, R.I. = 3) ;
- Dislocation of paving slabs of spillway during First Fillings and Operation (hydraulic phenomena, R.I. = 4) ;
- Downstream heel erosion of dam body and foundation during First Fillings and Operation (hydraulic phenomena, R.I. = 4).

### *Embankment dams*

- Internal erosion during Construction, First Fillings and Operation (static and post-seismic behaviour, R.I. = 4) ;
- Hydraulic fracturing during Construction, First Fillings and Operation (static and post-seismic behaviour, R.I. = 3) ;

- Phénomènes de détérioration physico-chimique (incluant la dissolution et les argiles dispersives) au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportement sismique seulement, I.C. = 4) ;
- Évaluation de l'état contrainte – déformation au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportement dynamique, I.C. = 3) ;
- Évaluation de la stabilité globale des appuis et des versants au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportement dynamique, I.C. = 3) ;
- Liquéfaction de la fondation au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportement dynamique, I.C. = 3) ;
- Percolations après séisme, au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (comportement dynamique, I.C. = 3) ;
- Érosion d'évacuateurs au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (phénomènes hydrauliques, I.C. = 3) ;
- Érosion du talus aval et au pied aval du barrage au cours de la construction, du premier remplissage et de l'exploitation (phénomènes hydrauliques, I.C. = 4).

Les problèmes relatifs à la sécurité, énumérés ci-dessus, sont donc ceux qui méritent les efforts des chercheurs et professionnels pour la mise au point d'outils adéquats destinés à faire progresser la technique dans le domaine des barrages.

L'un des principaux objectifs du Comité ad hoc des Méthodes de Calcul des Barrages a été de signaler les points faibles de la modélisation mathématique, afin que, grâce aux travaux des Comités Nationaux stimulés par la CIGB, la mise au point d'outils plus appropriés puisse être encouragée.



- Physical-chemical deterioration phenomena (including dissolution and dispersive clays) during Construction, First Fillings and Operation (only static behaviour, R.I. = 4) ;
- Evaluation of the stress-strain state during Construction, First Fillings and Operation (dynamic behaviour, R.I. = 3) ;
- Evaluation of the global stability of abutments and slopes during Construction, First Fillings and Operation (dynamic behaviour, R.I. = 3) ;
- Liquefaction of foundation during Construction, First Fillings and Operation (dynamic behaviour, R.I. = 3) ;
- Post-seismic seepage during Construction, First Fillings and Operation (dynamic behaviour, R.I. = 3) ;
- Erosion of outlets during Construction, First Fillings and Operation (hydraulic phenomena, R.I. = 3) ;
- Downstream heel and facing erosion of dam during Construction, First Fillings and Operation (hydraulic phenomena, R.I. = 4).

The safety related problems listed above are, hence, those that deserve the efforts of researchers and professionals to promote the implementation of adequate tools for the advancement of the state-of-the-art in the field of dam engineering.

The main engagement of the ad hoc Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams has been to point out the shortcomings of mathematical modelling so that, thanks to the work of National Committees stimulated by ICOLD, the implementation of more adequate tools can be promoted.

---

## 8. BIBLIOGRAPHY/BIBLIOGRAPHIE

---

### *ICOLD Bulletins*

1. ICOLD Bulletin 41. Automated observation for the safety control of dams/L'automatisation dans le contrôle de la sécurité des barrages. 1982.
2. ICOLD Bulletin 60. Dam monitoring – General considerations/Auscultation des barrages – Considérations générales. 1988.
3. ICOLD Bulletin 68. Monitoring of dams and their foundations – State of the art/Auscultation des barrages et de leurs fondations – Technique actuelle. 1989.
4. ICOLD Bulletin 87. Improvement of existing dam monitoring – Recommendations and case histories/Amélioration de l'auscultation des barrages existants – Recommandations et exemples. 1992.
5. ICOLD Bulletin 94. Computer software for dams. Validation – Comments and proposals/Logiciels de calcul des barrages. Validation – Réflexions et propositions. 1994.
6. ICOLD Bulletin 99. Dam failures – Statistical analysis/Ruptures de barrages – Analyse statistique. 1995.

### *Congresses, Symposia and Workshops*

7. Fifteenth International Congress on Large Dams. Lausanne, Switzerland, 24/28 June 1985.
8. Seventeenth International Congress on Large Dams. Vienna, Austria, 17/21 June 1991.
9. Eighteenth International Congress on Large Dams. Durban, South Africa, 7/11 November 1994.
10. First Benchmark Workshop on Numerical Analysis for Dams, Bergamo, 28/29 May 1991.
11. Second Benchmark Workshop on Numerical Analysis for Dams. Bergamo, 16/17 Luglio 1992.
12. Third Benchmark Workshop on Numerical Analysis for Dams. Paris, 29/30 September 1996.
13. Fourth Benchmark Workshop on Numerical Analysis for Dams, Madrid, 25/27 September 1996.
14. Workshop on: Application of fract. mech. to dam engineering, Locarno, Switzerland, 17/18 September 1990.
15. Int. Workshop on: Dam Safety Evaluation. Grindelwald, Switzerland, 26/28 April 1993.

16. Proc. of the Fifth Int. RILEM Symp., Barcelona 1993.
17. International Workshop on: Dam fracture and damage. Chambéry, France, 16/18 March 1994.
18. Research and development in the field of dams. Crans-Montana, Switzerland, 7/9 September 1995.
19. Int. Symp. on New Trends and Guidelines on Dam Safety, Barcelona, Spain, 17/19 June, 1998.

*Guidelines and Reports of Institutions*

20. Bureau of Reclamation, U.S. Dept. of Interior. Safety evaluation of existing dams. Denver, Colorado, 1983.
21. Japan Society of Civil Engineers. Standard specification for design and construction of concrete structures. Part 2, Construction, SP 2, 1986.
22. ENEL/CRIS and ISMES. An overview of in-situ dynamic tests on concrete dams. Int. Symp. on Earthquake and Dams, Vol. I, Beijing, China, May 1987.
23. American Concrete Institute Committee 207. Mass concrete for dams and other structures. ACI Manual of Concrete Practice, Part. 1, 1987.
24. CEB. Evaluation of the time dependent behaviour of concrete. Bulletin d'information n. 199, Lausanne, Switzerland, 1990.
25. National Research Council USA. Earthquake engineering of concrete dams : Design, Performance and Research Needs, National Academy Press, Washington D.C., 1990.
26. ENEL-CRIS, ISMES. Evaluation and surveillance of dam safety: experiences and knowledge of ENEL/CRIS and ISMES. Idrotecnica n. 2, March-April 1991.

*Other reports*

27. K.H. ROSCOE, A.N. SCHOFIELD. Mechanical behaviour of an idealized " wet clay ". Proc., 2nd European Conf. on Soil Mechanics, Wiesbaden, 1963, Vol. 1, pp. 47-54.
28. K.H. ROSCOE, J.B. BURLAND. On the generalized stress-strain behaviour of " wet clay ". Engineering Plasticity, ed. by J. Heyman & F. Leckie, Cambridge University Press, 1968, pp. 535-609.
29. J.M. DUNCAN, Y.Y. CHANG. Non-linear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soils Mechanics & Found. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM5, September 1970, pp. 1629-1653.
30. H.B. SEED. Stability of earth and rockfill dams during earthquakes. Embankment dam engineering. Herschfeld R.C. and Poulos S.J. Eds. New York, John Wiley and Sons, 1973.
31. B. TARDIEU, Ph. POUYET. Proposition d'un modèle de joint tridimensionnel courbe. 3<sup>e</sup> Congrès de l'International Society for Rock Mechanics, Denver, Septembre 1974.

32. P. LONDE, B. TARDIEU. Le calcul pratique des fondations rocheuses de barrages. Symposium de Mécanique des Roches, Minneapolis, Septembre 1975.
33. I.C. CORMEAU. Numerical stability in quasi-static elasto-viscoplasticity. Int. Journ. Numer. Methods in Eng., Vol. 9, 1975, pp. 109-127.
34. P.V. LADE. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. Int. Journal of Solids and Structures, Vol. 13, 1977, pp. 1019-1035.
35. Z. MROZ, V.A. NORRIS and O.C. ZIENKIEWICZ. An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading. Int. Journal Num. & Anal. Methods in Geomechanics, Vol. 2, 1978, pp. 203-221.
36. J.H. PREVOST. Plasticity theory for soil stress-strain behaviour. Journ. Eng. Mechanics Div., ASCE, Vol. 104, 1978, pp. 1174-1194.
37. J.H. PREVOST. Anisotropic undrained stress-strain behaviour of clays. Journ. Geotechn. Eng. Div., ASCE, Vol. 104, No GT8, August 1978, pp. 1075-1090.
38. H.A. VAN EEKELLEN and D.M. POTTS. The behaviour of Drammen clay under cyclic loading. Geotechnique, Vol. 28, 1978, pp. 173-196.
39. O.C. ZIENKIEWICZ, C.T. CHANG and E. HINTON. Non-linear seismic response and liquefaction. Int. Journ. Numer. & Anal. Methods in Geomechanics, Vol. 2, 1978, pp. 381-404.
40. Z.P. BAZANT, L. PANULA. Practical prediction of time dependent deformation of concrete. Materials and Structures, Vol. 11, 1978.
41. J.C. HUJEU. Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique. Thèse de docteur ingénieur, École Centrale des Arts et Manufactures, 1979.
42. Ph. DESCROIX. Intégration numérique d'une loi de comportement élastoplastique à deux seuils. Thèse de docteur ingénieur, École Centrale des Arts et Manufactures, 1980.
43. E. HOEK, E.T. BROWN. Underground excavation in rock. London, Institution of Mining Metallurgy, 1980.
44. R. NOVA and T. HUECKEL. A unified approach to the modelling of liquefaction and cyclic mobility of sands. Soils and Foundation, Vol. 21, 1981, pp.13-28.
45. C.L. TOWNSEND. Control of cracking in mass concrete structures. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph n. 34, 1981.
46. Ch. TOSCAS. Calcul numérique de problèmes de consolidation élastoplastique: application aux barrages. Thèse de docteur ingénieur, École Centrale des Arts et Manufactures, Févr. 1982.
47. P. BONALDI, M. FANELLI, G. GIUSEPPEPPE, G. MAZZÀ. Pseudo 3-D analysis of the effect of basin deformation on dam displacements : comparison with experimental measurements. Int. Conf. on Computational Methods and Experimental Measurements, Washington D.C., USA, June-July 1982.

48. J.F. DAFALIAS and L.R. HERRMAN. Bounding surface formation of soil plasticity. *Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads*, Eds. G.N. Pande and O.C. Zienkiewicz, Wiley, Chichester, 1982, pp. 253-282.
49. O.C. ZIENKIEWICZ, K. LEUNG, E. HINTON and C.T. CHANG. Liquefaction and permanent deformation under dynamic conditions - numerical solutions and constitutive relations, Eds. O.C. Zienkiewicz and G.N. Pande, *Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads*, Wiley, Chichester, 1982, Chapter 5, pp. 71-104.
50. D. CHOUVET. Calcul élastoplastique d'interaction dynamique sol-structure. Application aux ouvrages de soutènement. Thèse de docteur ingénieur, École Centrale des Arts et Manufactures, 1983.
51. S.C. BANDIS, A.C. LUMSEY, N.R. BARTON. Fundamentals of Rock Joint Deformation. *Int. Journ. on Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 20, N. 6, pp. 249-268, 1983.
52. T. HAJAL. Modélisation élastoplastique des sols par une loi multimécanisme. Application au calcul pressiométrique. Thèse de docteur ingénieur, École Centrale des Arts et Manufactures, 1984.
53. J. MAZARS. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de Doctorat d'État - Univ., Paris, 1984.
54. O.C. ZIENKIEWICZ, K. LEUNG, M. PASTOR. Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. Basic model and its application. *Int. Journ. on Num. & Anal. Meth. in Geomech.*, Vol. 9, 1985, pp. 453-476.
55. M. FANELLI, G. GIUSEPPETTI. Overview of numerical methods at ENEL as compared with methods and experimental measurements. *Int. Conf. on Computational Methods and Experimental Measurements*, Porto Carras, Greece, Sept. 1986.
56. D. AUBRY, O. OZANAM, J.P. PERSON. Écoulements non saturés en milieux poreux déformables. 9eme Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de Foundation, Dublin, 30 Août - 3 Septembre, 1987.
57. H. MODARESSI. Modélisation numérique de la propagation des ondes dans les milieux poreux anélastiques. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, 1987.
58. B. TARDIEU, J. BERTRAND. Calculation of arch dams subjected to earthquakes, antiseismic design of arch dams. *Symposium on Earthquakes and Dams*, Beijing, China, Question 1, 1987.
59. J. BERTRAND. Simplified methods for optimum antiseismic design of embankment dams and reinforced rockfill dams. *Symposium on Earthquakes and Dams*, Beijing, China, Question 2, 1987.
60. M.S. TELES, G. GIUSEPPETTI, G. MAZZÀ, C. FLORENTINO. Potencialidades to uso de modelos matematicos na analise do comportamento observado das barragens de Betão. *Conf. Ibero-Americana Sobre Aproveitamentos Hidraulicos*, Vol. 2, Lab.Nac. de Engenharia Civil, Lisboa 1987.
61. S. CHEN, S.A. BILLINGS. Orthogonal least-squares methods and their application to non linear system identification. *International Journal of Control*, Vol. 50, 1987, pp. 1873-1896.

62. H.S. HSICH and E. KAVAZANJIAN. A non-associative Cam Clay plasticity model for the stress-strain-time behaviour of soft clays. Geotech. Eng. Research, Report No. GT4, 1987, Stanford Univ., Stanford, California.
63. D. AUBRY, O. OZANAM. Free surface tracking through non-saturated models. 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck, April 11-15, 1988.
64. O. OZANAM. Modélisation numérique des sols élastoplastiques non saturés. Application aux barrages en remblais. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, 1988.
65. M. DOLEZALOVA, A. HORENI and V. ZEMANOVA. Experience with numerical modelling of dams. Proc. Int. Conf. Num. Methods in Geomech., Innsbruck, 1988, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 1279-1290.
66. A. CARRÈRE, Ph. DESCROIX, B. TARDIEU. Ten years of experience in calculation of cracked concrete dams and other non-linear structures. International Symposium on Analytical Evaluation of Dam related safety problem, Copenhagen, 1989.
67. O. OZANAM, J. BINQUET, J. STERENBEG, J.L. CERVETTI. A design tool for computer modelling of embankment dams. ICOLD Executive Meeting, Copenhagen, January 27, 1989.
68. A. MODARESSI. Modélisation mécanique des bétons bitumineux. Applications aux barrages en remblais. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, 1989.
69. A. CARRÈRE, J.M. CREPEL, B. TARDIEU. Computational and engineering aspects of the seismic design of arch dam. Dam Engineering, Janvier, 1990.
70. D. CLOUTEAU. Propagation d'ondes dans des milieux hétérogènes. Application à la tenue des ouvrages sous séismes. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, Mai 1990.
71. CH. MARIOTTI. Propriétés rhéologiques de roches tendres. Études expérimentales et numériques. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, 1990.
72. R.T. SEVERN, C.A. TAYLOR, J.M.W. BROWNJDM. Full-scale dynamic testing and mathematical model validation of dams. Dam Engineering, Vol. I, Issue 2, April 1990.
73. ZHAU BOFANG. Optimum design of arch dams. Dam Engineering, Vol. I, Issue 2, April 1990.
74. B. FAUCHET, O. COUSSY, A. CARRÈRE, B. TARDIEU. Poroplastic analysis of concrete dams and their foundations. Dam Engineering, Vol. II, Issue 3, pp. 165-192, September 1991.
75. B. FAUCHET, O. COUSSY. Concrete dams and uplift pressure : a coupled poroplastic approach. Int. Conference on Dam Fracture, Boulder, Colorado, pp. 571-587, September 1991.
76. B. FAUCHET. Bethy : a 3-dimensional software for the poroplastic analysis of concrete dams and their foundations. Colloquium on Numerical Analysis of Massive Concrete Structures, Lausanne, Suisse, November, 1991.

77. B. FAUCHET. Analyse poroplastique des barrages en béton et de leurs fondations. Rôle de la pression interstitielle. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Décembre 1991.
78. B. TARDIEU, A. CARRÈRE, J.M. CREPEL, J. BINQUET. New developments in the seismic analysis of dams. First International Conference on Research Needs in Dam Safety, New Delhi, Inde, December 1991.
79. E. PICCUEZZU. Lois de comportement en géomécanique. Modélisation, mise en œuvre, identification. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, Décembre 1991.
80. A. RAHMA. Modélisation probabiliste des paramètres de lois élastoplastiques. Modèle cyclade. Thèse de doctorat, École Centrale de Paris, 1991.
81. E.M. GOSSCHALK, J.L. HINKS, F.G. JOHNSON, R.M. JARVIS. Overcoming the build-up of stresses. Cracking and leakage in Mullardoch dam, Scotland. ICOLD Congress in Vienna, 1991.
82. M. APPENDINO, F. DI MONACO, A. GARINO, F. MANZO, F. SCARINCI. Specific and general trends of the ageing of buttress dams as revealed by investigations carried out on Ancipa Dam. ICOLD Congress in Vienna, 1991.
83. G. BULOTA, O. IM, R. LARIVIÈRE. Le barrage Daniel-Johnson: un vieillissement prématuré. ICOLD Congress in Vienna, 1991.
84. B. FAUCHET, A. CARRÈRE. B. TARDIEU. Poroplasticity: modelization of pore pressure effects in concrete and rocks. Water Power and Dam Construction, July 1992.
85. B. TARDIEU. L'informatique et l'art du géotechnicien. Colloque International ENPC, Paris, Septembre-Octobre 1992.
86. G. POST, B. TARDIEU, D. BONAZZI, A. CARRÈRE. Arch dams, modern computations, observations of dams in operation, design practice. International Symposium on Arch Dams, Manjing, China, October 1992.
87. B. TARDIEU, A. CARRÈRE, O. OZANAM, J.M. CREPEL. New developments in seismic analysis of dams. Chapter V.1. Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics, Ouest Éditions, pp. 547-586, 1992.
88. A. CARRÈRE, O. OZANAM, B. TARDIEU, J.M. CREPEL. Examples of stability analyses of gravity dams. Chapter VII.7. Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics. Ouest Éditions, pp. 887-898, 1992.
89. M. FANELLI, G. GIUSEPPE, A. CASTOLDI, P. BONALDI. Dynamic characterization of Talvacchia dam: experimental activities, numerical modelling, monitoring. 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 18-24 Luglio 1992.
90. J. FEDA. Creep of Soil Related Phenomena. Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 68, Elsevier, Amsterdam, 1992.
91. A. FANELLI, M. FANELLI. A simple analysis of arch dams. Int. Symposium on arch dams, Optimization Session, Hohai Uni. Press, Nanjing, China, October 1992.

92. B. TARDIEU, H. ZGHAL, D. AUBRY, O. OZANAM. Méthode simplifiée de prédimensionnement des barrages-poids en zone sismique. 3<sup>e</sup> Colloque National de l'AFPS sur Génie parasismique et aspects vibratoires dans le génie civil, St. Rémy-les-Chevreuse, 24-26 Mars 1993.
93. D. CLOUTEAU, B. TARDIEU, D. AUBRY. Three-dimensional calculation of an arch dam under seismic loading including rock-fluid-structure interaction, incident seismic field and topography effects. International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, Suisse, April 1993.
94. A. CARRÈRE, B. TARDIEU, O. OZANAM. Uses and misuses of realistic numerical models in dam safety evaluation. International Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, Suisse, 26/28 April 1993.
95. A. FANELLI, M. FANELLI, P. SALVANESCHI. A neural network approach to the definition of near-optimal arch dam shape. Dam Engineering, Vol. IV, Issue 2, May 1993.
96. Z. BAZANT, J.K. KIM. Improved prediction model for time-dependent deformation of concrete. Materials and Structures, Part. 1-2, Vol. 24, 1991, Part. 3-4-5-6, Vol. 24, 1992, part. 7, Vol. 25, 1993.
97. P. BALLARDINI, G. FERRARA, G. MAZZÀ, P. MORABITO, R. PELLEGRINI. Prediction of hydration stresses in mass concrete. Proc. of the Fifth Int. RILEM Symp., Barcelona 1993.
98. J.J. CHUI, W.H. DILGER. Temperature stress and cracking due to hydration heat. Proc. of the Fifth Int. RILEM Symp., Barcelona 1993.
99. J.C. CHERN, S.C. HWANG. A real-time long-term structural monitoring system for Feitsui concrete arch dam. Proc. of the Fifth Int. RILEM Symp., Barcelona 1993.
100. J. MAZARS, J.P. BOURNAZEL. Global modelling for creep, shrinkage and damage processes of maturing concrete. Proc. of the Fifth Int. RILEM Symp., Barcelona 1993.
101. C.E. MAJORANA, R. VITALIANI. Finite element modelling of creep and shrinkage of concrete including damage effects. Proc. of the Fifth Int. RILEM Symp., Barcelona 1993.
102. WON-JIN KIM, YOUN-SIK PARK. Non-linearity identification and quantification using an inverse Fourier Transform. Mechanical System and Signal Processing, Vol. 7, n. 3, 1993.
103. C.A. PINA, C.P. COSTA, S.B. OLIVEIRA. Safety evaluation of a cracked arch dam by experimental and numerical methods. Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 2, Grindelwald, Switzerland, April 1993.
104. A.K. CHOPRA, H. TAN. Dam-foundation interaction in earthquake analysis of arch dams. Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Grindelwald, Switzerland, April 1993.
105. R.W. CLOUGH, Y. GHAANAT. Concrete dams: evaluation for seismic loading. Int. Workshop on Dam Safety Evaluation, Vol. 4, Grindelwald, Switzerland, April 1993.



106. B. WEBER, Rational transmitting boundaries for time-domain analysis of dam-reservoir interaction, Ph.D. Thesis No. 10673, Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich, 1994 (IBK Report Nr. 205, Birkhaeser Verlag, Basel).
107. P. LÉGER, A.T. MAHYARI. Finite element analysis of post-tensioned gravity dams for floods and earthquakes. *Dam Engineering*, Vol. 5, Issue 3, October 1994.
108. O. OZANAM, G. LA BARBERA. Theme B1 : Evaluation of pore pressure and settlements of an embankment dam under static loadings – Synthesis. Third Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Gennevilliers, France, September 29/30, 1994.
109. O. OZANAM, G. LA BARBERA. Theme B2: Dynamic Analysis of an embankment dam under a strong earthquake - Synthesis. Third Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Gennevilliers, France, September 29/30, 1994.
110. B. FAUCHET, A. CARRÈRE. La poroplasticité appliquée à l'étude des barrages-voûtes. *Barrages et Réservoirs*, n. 3, pp. 25-33, Novembre 1994.
111. B. FAUCHET, A. CARRÈRE. Analyse poroplastique d'un barrage-poids en maçonnerie. *Barrages et Réservoirs*, n. 3, pp. 8-12, Novembre 1994.
112. YU. P. LIAPICHEV. Extensions of the modified Cam Clay models for modelling of compacted soil and rockfill materials of embankment dams (in Russian). *Structural Mechanics of Engineering Structures and Works*. Interuniversities Transaction, Moscow, Vol. 4, pp. 86-110, 1994.
113. T.J. ARMSTRONG, M.L. AYARI. Computation of the transient thermal load in incrementally constructed concrete dams. University of Manitoba, Winnipeg, Man., Canada, Proc. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, 1994.
114. S. BELLORINI, F. CHILLÉ, A. DUSI, G. MAZZÀ, S. BONANNI. Structural analysis of a RCC gravity dam using Mazars' damage model. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage Chambéry, France, March 1994.
115. Z.P. BAZANT. Recent advances in fracture mechanics, size effect and rate dependence of concrete. Implications for dams. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
116. R. DE BORST, P.H. FEENSTRA. Plasticity and damage based smeared-crack models for finite element analysis of fracture in plain concrete and rock. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
117. G.A. PLIZZARI, V.E. SAOUMA, F.A. WAGGONER. Experimental study of concrete gravity dams in a centrifuge. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
118. R. RENZI, G. FERRARA, G. MAZZÀ. Cracking in a concrete gravity dam: a centrifugal investigation. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage Chambéry, France, March 1994.
119. S. VALENTE, F. BARBI, G. FERRARA, G. GIUSEPPEPPI. Numerical simulation of centrifuge tests on prenotched gravity dam models. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.

120. G. BOLZON, G. COCCHETTI, G. MAIER, G. NOVATI, G. GIUSEPPETTI. Boundary element and finite element fracture analysis for dams by cohesive crack models: a comparative study. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
121. E. BOURDAROT, B. BARY. Effects of temperature and pore pressure in the non-linear analysis of arch dams. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
122. P.C. PRAT, C. DELAHAYE, A. GENS, I. CAROL, E.E. ALONSO. Safety evaluation of an arch dam founded on fractured rock based on a 3D non-linear analysis with joint elements. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
123. M. FELDMAN. Non-linear system vibration analysis using Hilbert Transform: Forced vibration analysis method "Forcevib". Mechanical System and Signal Processing, Vol. 8, n. 3, 1994.
124. M. MEGHELLA, R. MENGA, P. PALUMBO, V. REBECCHI. Dynamic analysis of an arch dam using a natural space varying excitation. 2nd Int. Conf. on Earthquake Resistant Construction and Design, Berlin, 1994.
125. H.N. LINSBAUER. Fracture mechanics application in dam engineering in Austria: review and discussion. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
126. SHIJIZHONG, WEI DERONG, FANG ZHAOXIONG. Synthetic safety evaluation of existing dams. Dam Engineering, Vol. 5, Issue 2, July 1994.
127. R. PELLEGRINI, L. IMPERATO, M. TORDA, G. FERRARA, G. MAZZA, P. MORABITO. Physical and mathematical models for the study of crack activation in concrete dams. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
128. R. TINAWI, F. GHRIB. An anisotropic damage model for the response of concrete gravity dams. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
129. R.G. CHARLWOOD, Z.V. SOLYMAR. A view of AAR in dams. Dam Engineering, Vol. 5, Issue 2, July 1994.
130. P. LÉGER, P. COTÉ, R. TINAWI. Numerical analysis on concrete dams affected by alkali aggregate reactions. Int. Workshop on Dam Fracture and Damage, Chambéry, France, March 1994.
131. R.W. REICH, V.E. SAOUMA, C. CHASTEN. Fracture mechanics based analysis of Lock and Dam 27 on the Mississippi river. Dam Engineering, Vol. 5, Issue 3, October 1994.
132. B. FAUCHET. Applications of the mechanics of porous media to large dams. Mechanics of Porous Media, Charlez ed., pp. 265-287, Balkema, Rotterdam, 1995.
133. L. BOLOGNINI, C. GALIMBERTI, M. MEGHELLA. Identification of dynamic response of structures: a case history. 13th Int. Modal Analysis Conf., Nashville, Tennessee, USA, Feb. 1995.

134. V. REBECCHI, P. PALUMBO, F. BETTINALI. Identificazione parametrica nel dominio della frequenza. I° Convegno ASIS, Bergamo, 3/4 Maggio 1995.
135. P. DROZ. Crack propagation in a concrete gravity dam: a case study. Int. Conf. on Research and Development in the Field of Dams, Crans Montana, Switzerland, September 1995.
136. C. COMI, Y. BERTHAUD, R. BILLARDON. On localization in ductile and brittle materials under compressive loadings, Eur. Journ. Mech. A/Solids, 1995.
137. CHIN-HSIUNG LOH, LAT-CHUN TOU. A system identification approach to the detection of changes in both linear and non linear structural parameters. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, 1995.
138. G. FELTRIN, H. BACHMANN. Absorbing boundary condition for the time domain analysis of concrete gravity dams. Conf. on Research and Development in the Field of Dams, Crans Montana, Switzerland, September 1995.
139. YU. K. ZARETSKY. Soil viscoplasticity and design of structures. Balkema, Rotterdam, 1996.
140. G.R. DARBRE, Nonlinear dam-reservoir interaction analysis, 11th World Conf. on Earthquake Eng., Acapulco, 1996.
141. YU. P. LIAPICHEV, Stress-strain state analysis of concrete faced rockfill dam taking into account creep of rockfill (in Russian). Studies of 3-D Structures. Proc. Univ. of Russia, Moscow, pp. 73-80, 1996.
142. G. FELTRIN, Absorbing boundaries for the time-domain analysis of dam-reservoir foundation systems, Ph.D. Thesis No.12129, Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich, 1997 (IBK Report Nr.232, Birkhaeser Verlag, Basel).
143. G. MAZZÀ, G. GIUSEPPETTI, G. RUGGERI, P. BONALDI, Integrated monitoring systems for the seismic reassessment of existing dams. Int. Symp. on New Trends and Guidelines on Dam Safety, Barcelona, Spain, 1998.
144. G.R. DARBRE, Phenomenological two-parameter model for dynamic dam-reservoir interaction, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 4, 513-524, 1998.
145. G.R. DARBRE, State of practice in earthquake analysis of concrete dams, 11th European Conf. Earthquake Eng., Paris, 1998.



---

## APPENDICES/ANNEXES (\*)

---

Appendix 1 - Concept of probability of failure

Annexe 1 - Concept de probabilité de rupture

Appendix 2 - Classification and selection of constitutive models of soils for embankment dam analysis

Annexe 2 - Classement et choix des modèles de comportement des sols pour le calcul de barrages en remblai

Appendix 3 - Synthesis of the results and related reference solutions

Annexe 3 - Synthèse des résultats et solutions de référence

(\*) In English only/En anglais seulement.

---

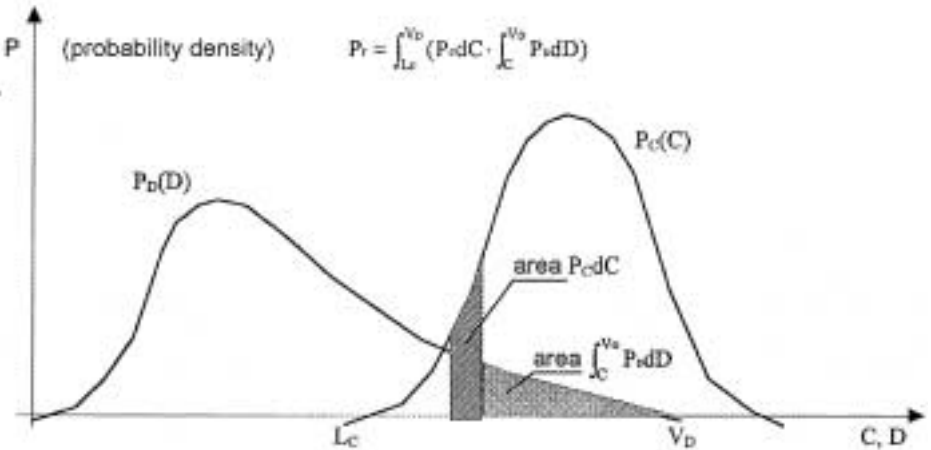
# APPENDIX 1

---

## CONCEPT OF PROBABILITY OF FAILURE

Let us take, for discussion sake, the now fashionable concept of “ probability of failure ” as it is usually presented in the framework of reliability theory (for clarity, the discussion is centred about “ structural ” safety, but it should not be forgotten that safety is a much more comprehensive construct).

In the usual presentation, one is supposed to compare the probability density distribution function (p.d.f.) of the “ carrying capacity ”  $C$  of the dam to the p.d.f. of the “ load demands ”  $D$  that can be imposed by the external environment during the service life of the dam, or during the chosen reference time, see Figure below (note that  $D$  should be represented on a “ scale ” homogeneous with  $C$ ).



The “probability of failure”  $P_f$  is defined as:

$$(1) \quad P_f = \int_{C=L_C}^{C=V_D} (P_C(C)dC \cdot \int_{D=C}^{D=V_D} P_D(D)dD), \quad \text{i.e. the relative number of cases in which } D > C.$$

This presentation is apparently very straightforward and rationally satisfying. However, the underlying assumptions are not to be taken as granted without a deeper analysis; in fact, such an analysis may restrict considerably the meaning and applicability of this type of formulation. Let us look at these assumptions in some detail.

a) In order for the preceding “ model ” to be relevant to actual events, one should have predefined a “ shape function ” (i.e. a definite space-time distribution) for the load demand  $D(x_j, t)$ , so that one single intensity variable could suffice to

describe the load imposed on the dam (\*). This consideration is very important, because the dam is a space-time extended structure and not a one-dimensional structural member.

In other words, one should refer (at least implicitly) to a specific “ load scenario ”, leaving as a single degree of freedom only its intensity  $D$ . In this regard, then, one should be aware that innumerable “ scenarios ” (i.e. space-time load distribution “ shape functions ”) should have to be considered in order to exhaust the real-world possibilities. Moreover, for each different “ scenario ” both the p.d.f.'s,  $P_D (D)$  and  $P_c (C)$ , will suffer variations in the physical reality, which are very difficult to take account of.

*b)* In order to define – for each “ scenario ” – the load carrying capacity p.d.f.  $P_c (C)$ , one should carry out – at least in principle – two different operations, to wit :

*b<sub>1</sub>)* evaluating the ultimate load intensity (of the assumed scenario) that the dam is able to sustain. This entails having some tool to estimate the dam behaviour beyond the linear-elastic range, keeping into account the extended, 3-D character of the dam and its foundations. In principle, this would require – in the present state of the art – extensive numerical simulations with non-linear models. This difficult task would entail great costs, and its results – as the critical considerations about complicated non linear models have repeatedly shown – could often be of dubious “ realistic ” value.

*b<sub>2</sub>)* evaluating how the uncertainties inherent, e.g., in our limited knowledge of material properties and rheological laws (in all the complexity of their possible space-time distribution) affect our evaluation (*b<sub>1</sub>*) of the ultimate load-carrying capacity. In fact, the p.d.f.  $P_c (C)$  does not reflect [as is the case for p.d.f.  $p_D (D)$ ] only an intrinsic stochastic variability, but also (and much more so, in fact) the spread of our ignorance.

*c)* In connection with (*b<sub>2</sub>*) : the p.d.f.  $P_c (C)$  of the carrying capacity of the dam is to be rightly understood as an a-posteriori (or Bayesian) probability, i.e. a p.d.f. of the real carrying capacity given the uncertain (limited) information available to us.

To compare this a-posteriori probability with the a-priori p.d.f.  $P_D (D)$ , as if they were homogeneous p.d.f., is an operation of questionable legitimacy on rigorous probabilistic grounds. Its correct interpretation in much more abstract and involved than the intuitive meaning commonly attributed to  $P_f$ .

*d)* In order to actually carry out the integrations involved in formula (1) for  $P_f$ , one would have to know with good accuracy the shape of the extreme “ tails ” of the two p.d.f.'s [the left tail of  $P_c (c)$  and the right tail of  $P_d (D)$ ], at least if the result is to be attributed a “ physically realistic ” meaning. But the amount of information required to define these tails with the necessary accuracy exceeds what one is actually able to achieve.

*e)* It is not evident that  $P_f$  has an “ objective ” meaning, i.e. is something that can be thought of as existing “ out there ” independently of our models,

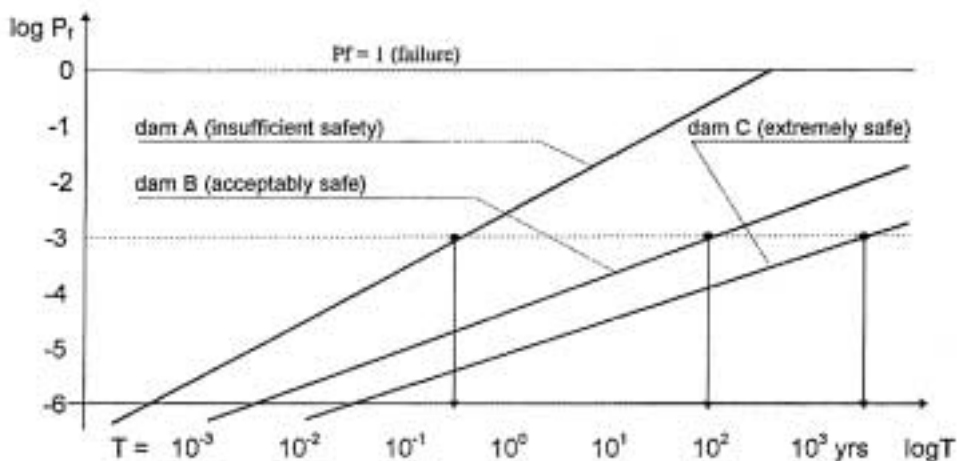
---

(\*) Alternatively, one would have to work with many degrees of freedom both for  $C$  and for  $D$  :  $C_1, C_2, \dots, D_1, D_2, \dots, D_n, \dots$ . This, however, would only marginally improve the logic of the formulation – if one has to remain within workable limits – without removing the remaining difficulties, and would greatly complicate the mathematical machinery.

knowledge/information and assumptions. It is more acceptable to consider it as something that is quite subjective and conditioned, indeed, not only by the amount of technical sophistication used in the evaluation, but also by all kinds of socio-economic and psychological expectations, constraints or necessities. Moreover, this probability is not a static quantity : it evolves in time both by increasing as a consequence of ageing and accumulating damage, and decreasing as a consequence of actions deliberately taken to improve safety, acting on cues given e.g. by monitoring and check-ups. So, to associate a given figure of  $P_f$  to a given dam is something of very provisional value. Incidentally, quite often it is implicitly forgotten that  $P_f$  has not a meaning independently from the reference period. It is, instead, easy to prove that it is essential to specify to what time-span ( $T$ ) this  $P_f$  is referred :  $P_f = P_f (T)$ . In fact, if  $T$  - by paradox - should be chosen at an extremely short value (say e.g. half a minute, or  $10^{-6}$  yrs), then the probability that an existing dam will fail in a time interval of  $T$  units from now is practically nil, or at any rate very small ( $P_f \rightarrow 0$  for  $T \rightarrow 0$ ) : on the other hand, if one lets  $T$  send to infinity (which in practical terms can mean between  $10^3$  and  $10^4$  yrs), then it is practically certain that all now existing dams will have " failed " after  $T$  units of time from now ( $P_f \rightarrow 1$  for  $T \rightarrow \infty$ ).

In other words, the function  $P_f (T)$ , if left to evolve without external interventions, would tend to increase with the period of reference,  $T$ .

One is thus led to think that the important parameters of  $P_f$  are the position and slope of the curve  $P_f (T)$ , rather than the present value of  $P_f$  (see Figure below) ; also very important, in this light, are the effects of monitoring and periodic safety check-ups. If carried out in an effective way, these activities will cause from time to time corrective actions to be taken, which will then " pull down " the curve  $P_f (T)$ , improving its natural evolutionary trend.





---

## APPENDIX 2

---

### **CLASSIFICATION AND SELECTION OF CONSTITUTIVE MODELS OF SOILS FOR EMBANKMENT DAM ANALYSIS.**

This classification is meant to help the practising engineer to identify those models which are of relevance in a particular situation.

Non-linear elastic models. These models involve many (up to 9) constants with little physical significance but deriving from standard triaxial tests. The most well known model in this category is the Duncan-Chang hyperbolic model which has been used mainly in static analyses of earth and earth zoned dams. There are, however, serious objections to the use of these models for static analyses of embankment dams, especially, rockfill dams with clay cores, asphalt concrete diaphragms and concrete faces.

The main drawback of these models is that all strains are assumed to be elastic and thus the stress increment direction is dependent upon the direction of the strain increment. However, this assumption is not valid for embankment dams where rotations of the principal stresses direction and changes in the load direction occur during impounding and emptying of reservoir. These models are not path-dependent and can not simulate the important dilatant effect in compacted soils and their non-linear behaviour during unloading-reloading.

Therefore, these models can be recommended only for the use in the static analyses of earth dams.

Elastic perfectly plastic models. Among them the most simplified models are elastic perfectly plastic models with Mohr-Coulomb, von Mises, and Drucker-Prager yield criteria. It is, however, well established that these approximations give poor results and offer no real advantage in numerical analyses of embankment dams. The dilatancy of cohesionless soils controls the collapse loads of embankment dams. However, the prediction done by the Mohr-Coulomb yield criteria with associated flow rule is unrealistically high.

Hardening elasto-plastic models (HEP models). Isotropic, kinematic and isotropic-kinematic hardening rules with hardening due to plastic volumetric and shear strains give rise to these models of varying complexity. The Critical State (CS) model, see Roscoe and Schofield, the Infinite Number of Surface (INS) model due to Mroz and Norris, models due to Lade, Prevost, Dafalias and Herrman and Zaretsky are a few examples in this category.

At the present stage of models development only HEP models are the ones to be able to represent soil behaviour satisfactorily. The list of these models with the range of their applicability and types of loadings and model formulation are given in Table A. The well-established CS model (modified Cam Clay model) is the basis of many (about 30) models proposed for monotonic and cyclic loads and therefore, has been placed in the first position in Table A. In the type of

formulation of models the kind of flow rules (associated or non-associated) and hardening rules (isotropic or kinematic) has been indicated as it has an important effect on the computer implementation of the models. Models 2, 4 of Table A are modifications of the CS model. This model developed for normally consolidated (N-C) and lightly overconsolidated (O-C ratio  $\leq 2$ ) clays is a simple model with 5 parameters which is capable to predict, at least qualitatively, the main aspects of the soil behaviour.

**Table A. Principal hardening elasto-plastic (HEP) models of soils.**

N°	Model	Types of soil	Type of loading	Type of formulation
1	Critical state (CS) model (modified Cam Clay model)	Normally consolidated, lightly overconsolidated clays	Monotonic, cyclic, transient	Isotropic hardening, associated flow rule
2	Bound surface plasticity (BSP) model	Clays, sands	Monotonic, cyclic, transient	Kinematic hardening, associated flow rule
3	Densification model	Clays, sands	Cyclic, transient	Isotropic hardening, associated flow rule
4	Infinite number of surface (INS) model	Clays	Monotonic, cyclic, transient	Kinematic hardening, associated flow rule
5	Lade's model	Sands	Monotonic	Isotropic-kinematic hardening, associated-non-associated flow rule
6	Prevost's model	All soils	Monotonic, cyclic, transient	Kinematic hardening, non-associated flow rule
7	Zaretsky's model	All soils	Monotonic, cyclic, transient	Isotropic hardening, non-associated flow rule

The CS models usually underestimate the strains with an exception of the BSP model of Dafalias and Herrman. Except the INS, Lade's, and Zaretsky's models the CS models suffer from the drawbacks that their response is too stiff and  $K_0$  values are overestimated. The first drawback implies that these models cannot be successfully used for cyclic and transient loads. The second drawback prohibits the use of the model to predict the initial stress conditions, which is an important role in embankment dam analysis. This is related to the most typical feature of the CS models which is the yield in the subcritical (or 'wet') region. Hence, the use of CS models is especially regarding for soils like soft clays and silts.

Table B gives the qualitative comparison of the principal HEP models on the chosen criteria for evaluation.

**Table B. Qualitative comparison of principal hardening elasto-plastic (HEP) models**

Criterion	CS	BPS	Densification	INS	Lade	Prevost	Zaretsky
N-C soils : strains prediction in undrained tests	G	G	P	P	G	G	G
O-C soils : strains prediction in undrained tests	P	G	P	P	G	G	G
K0 prediction	P	P	n/a	G	G	n/a	G

P-poor, G-good, n/a- not available

The modified Cam Clay Model (CCM) with the ellipse yield surface proposed by Roscoe and Burland performs best for roughly radial effective stress paths leading to subcritical yielding. In the supercritical region, deformation predictions are highly suspect. But most of the applications of CCM in the embankment dams analyses refer to soils in the subcritical (hardening) region and supercritical side is seldom employed.

The model well predicts a unique state boundary surface and a unique void ratio-critical stress relationship as well as the different volumetric response of soil depending on its stress history. The CCM is well suited for the stress paths without stress rotations or reversals followed by the soil under an embankment dam. This explains the popularity of this model in earthfill dams analyses. Its simplicity and small number (5) of parameters required outweighs frequently the possible better predictive advantages of more elaborate models.

The dilatancy effects of dense sand and gravel require further elaboration of the CCM incorporating, for instance, hardening due to shear strains. Some interesting proposals for extending the CS model to cover rockfill behaviour exist, the computational applications have been scarce (Liapichev, 1994).

For problems involving cyclic loading it is particularly important to adopt a more complex soil behaviour inside the yield locus since irrecoverable, cumulative soil behaviour should be accurately modelled if realistic predictions are to be made. To achieve this, two main groups of models have been proposed with various forms of plasticity (bounding, two-surface, multi-surface, general plasticity, etc.).

(a) Models in which cyclic loading effects are described by means of a separate formulation which is added to a suitable static model (Van Eekelen and Potts; Zienkiewicz et al., 1978).

(b) Complete models in which cyclic loading effects are the consequence of the overall formulation of the full model (Dafalias and Herrman; Prevost; Zienkiewicz et al., 1985).

The second type of models can describe more accurately the real soil behaviour including hysteresis effect but they become costly if a large number of cycles must be considered as in embankment dam seismic analysis.

Van Eekelen and Potts used the pore pressure due to cyclic loading as the fatigue parameters of a separate formulation. Zienkiewicz et al., 1978 used the volumetric strains as the fatigue variable and its increase depends on the total length of the deviatoric strain path. This Densification model coupled to a CS formulation is used for the analysis of a layer of saturated sand subjected to a horizontal earthquake shock.

A further development has been the introduction of the BSP model in the basic CS formulation (Zienkiewicz et al., 1985). It leads to a model with relatively few parameters with a good predictive capacity in analysis of dynamic problems.

Elasto-viscoplastic models. Post-constructional settlements of earth and, especially, rockfill dams are controlled by creep or time-dependent plastic strains of soils and, especially, rockfill. Due to the wet clay cores, delayed consolidation is observed and the post-constructional performance of these dams is controlled more by creep than by primary consolidation. Neither the assessment of cracking in the clay cores nor the safe design of the concrete upstream facing can be carried out without taking creep into account.

As regard the constitutive relations four groups of creep modelling can be distinguished:

1) linear viscoelastic ; 2) non-linear viscoelastic ; 3) elastic-viscoplastic ; 4) rate-type viscoplastic relations.

Linear viscoplastic constitutive relations derived from rheological models allow to obtain closed form analytical solutions for a limited class of geotechnical problems. The strain is separated into elastic and viscous (creep) components and first a linear elastic solution of the problem is obtained. The use of the incremental procedure is efficient when together with creep, the non-linear behaviour of soils, the change of the dam shape due to the construction sequence or some complicated loading is also considered. The integral transformation procedure is recommended for the linear problems with very long periods of time.

The simplest way to take creep into account is to compute the stresses and strains for each loading increment by the variable-stiffness method and then to determine the creep increment corresponding to this stress state and the elapsed time. The equivalent nodal forces introducing these creep increments into the solution are computed by the initial strain method. Using these techniques, non-linear consolidation problems taking creep effects into account were solved by Dolezalova and Liapichev, 1996 for stress-strain analyses of concrete face rockfill dams, using rheological constitutive relations between the uniaxial creep rate, volumetric and distortional creep rate received by Fedá from the results of oedometer and shear tests of different soils.

In an elasto-viscoplastic Cormeau's approach, elastic and viscoplastic strains and plastic flow at failure are supposed. The initial strain and stress methods are used to handle the associated and nonassociated flow rules. Nevertheless, the important a priori criteria of numerical stability are only derived for the perfect plastic case and applied for the associated theory. The potential surfaces that are smooth in the deviatoric plane (von Mises, Drucker-Prager) differ considerably from those with corners (Mohr-Coulomb, Tresca). The latter surfaces are less convenient as they require much smaller time steps and much computer effort to get a stable solution.

---

## APPENDIX 3

---

### SYNTHESIS OF THE RESULTS AND RELATED REFERENCE SOLUTIONS

#### A) CONCRETE DAMS

A summary of Tables and Figures presenting results obtained by different authors who participated in the four sessions of the past B-Ws is reported in the following. This outline is derived from the complete collection of input and output data contained in the proceedings of the workshops and is included here to provide the reader with an effective example on how the B-Ws are capable of attaining the targets mentioned above.

To make the comparison among results produced by several authors as clear as possible, data have been organised setting up numerical values in graphs which can indicate the trend of structural response in terms of displacements and stresses inside the structural body. The complete set of documents and files which enable the analysts to rerun all the analyses is provided.

The list of firms and Universities who participated in the workshops and the software packages adopted are reported in Tables 7, 9, 11, 12, 15 and 16.

The 1st B-W was centred on the theme of static, linear-elastic response of a double curvature arch dam with its foundation under self weight, hydrostatic and thermal loads.

In Fig. 2a the sketch of static and thermal loads as they were depicted in the specifications supplied to the participants is provided. Figs. 2b,c,d provide a self explaining example of the kind of presentation adopted for the comparisons. Just looking at these graphs one can recognise how large the discrepancies are and possibly define "uncertainty bands".

The 2nd B-W was centred on the theme of dynamic, linear-elastic response of dams. For the same arch dam of the first B-W, participants had to determine the time history of the structure under a strong earthquake excitation. In the computation, water-structure and rock-structure interactions had to be taken into account. Fig. 3a reproduces the proposed finite element model for the dam-foundation system. In Fig. 3b, the response spectra relevant to the assigned input motions are reported. In this workshop the presentation of comparisons among results obtained by the participants was enriched in complexity by the dynamic nature of the structural response. Accordingly, the trend of results had to be considered not only in its spatial distribution inside the body of the structure but also with respect to the running time on the one hand and to the frequency content of the time histories on the other. Therefore, the comparison was extended not only to peak values and to their time of occurrence (Figs. 3c, d) but also to response spectra of the accelerograms at selected nodes of the dam.

In the 3rd B-W two computations were proposed for each dam typology, concrete and fill dams: the first opened to commonly used computational methods

and to standard software and the second opened to advanced methods and software from the research world. These two options were introduced to encourage the participation in the workshops of both practice engineers and researchers together. The themes for concrete dams were focused on the following computations :

- Theme A1 : non-linear static analysis of joint behaviour under thermal and hydrostatic loads for an arch dam ;
- Theme A2 : evaluation of critical uniform temperature decrease for a cracked buttress dam.

For theme A1, Fig. 4a shows details of dam geometry as they were reported in the technical specifications. In Figs. 4b,c a sample of the self-explaining graphs that were set up to present the comparisons is provided.

For theme A2, main geometrical data and a suggestion relevant to the finite element discretisation are reported in Fig. 5a.

Graphs in Fig. 5b show the comparisons relevant to the position Y of maximum openings related to different crack length L, the maximum openings related to different crack length, the relationship between crack length and the associated critical temperature. Moreover, in Fig. 5c the shape of openings along the crack and the displacements  $U_x$  (normal to the crack) of nodes located at  $y = L/2$  are presented.

The 4th B-W has been again characterised by the presence of two themes for concrete dams. In detail :

- Theme A1 : the earthquake response analysis of an arch dam including the non-linear effects of contraction joints opening ;
- Theme A2 : the evaluation of stresses intensity factor K1 along the tip of a crack in a buttress dam under thermal gradient effects.

For theme A1 in Fig. 6a the finite element model of the dam under consideration is reproduced. It is visible the location and the extension of the vertical joint whose behaviour had to be investigated. Analyses had to be carried out considering both empty and full reservoir with the hypothesis of incompressible fluid in the latter case. Three accelerograms were provided (Fig. 6b) for the three direction of motion.

Fig. 6c provides comparisons of results in terms of displacements along the central cantilever whereas Fig. 6d shows the time histories of openings at crest level obtained by the participants.

For theme A2 in Fig. 7a geometrical data and thermal time histories provided as input are reported. The periodic time history was assigned for the temperature on the external surfaces of the dam buttress assuming the temperature T1 referred to winter condition and the temperature T2 referred to summer condition.

The evolution of the thermal field inside the structure is the cause of the opening-closing cycle on the crack surface. Fig. 7b indicates the location of points at which the output had to be produced. A summary of the comparisons performed on the provided outputs is reported in Fig. 7c. In the Figure the first graph reproduces the trend of the stress intensity factor K1 along the crack tip for the spring thermal condition, the second and third graphs provide the distribution of temperatures at the crack tip respectively in spring and winter condition.

## **B) EMBANKMENT DAMS**

As for concrete dams the list of firms and Universities who participated in the Workshops and the software packages adopted are reported in Tables 8, 10, 13, 14, 17 and 18.

A summary of the most significant results obtained by different Authors are reported in the following.

The proposed theme B of the 1st B-W was: The seismic response of an embankment dam under condition of both low and medium levels of seismic loading. El Infiernillo dam was chosen as the structure to be analysed. Two methods of analysis were proposed :

- a linear static analysis followed by an equivalent-linear dynamic analysis to determine the acceleration response time history ; a Newmark procedure to determine the permanent deformations induced by the earthquake action ;
- a dynamic analysis using a proper constitutive model so as to determine the stress-strain response of the dam under both static and dynamic loading.

Fig. 8a shows a flow chart of the procedure adopted for the estimation of permanent displacement combining an equivalent – linear dynamic analysis and a Newmark’s procedure. In Figure 8b the set of given parameters are shown and from Figures 8c to 8d the most significant results obtained with the Newmark approach are reported. Figure 8e shows typical results obtained with the second approach.

Due to the limited number of contributions, the available results can not provide consistent reference solutions for the numerical modelling of the proposed problem.

The theme B of the 2nd B-W, was centred again on the analysis of El Infiernillo dam. The theme was titled: Static analysis and dynamic response of El Infiernillo embankment dam. A more accurate data set and more clear specification were provided with respect to those given in the first B-W. Even if additional data were provided with respect to those given in the first B-W, as indicated in Tab. 10 only two contributions were received. In both contributions a F.E. modelling approach was adopted. As for the first B-W also for the second one, due to the limited number of contribution, the available results cannot provide reference solutions.

It must be emphasised that in both contributions the effects of the first impounding of the dam were not properly modelled. In fact the adopted constitutive models do not properly model the well known phenomenon of *wetting collapse* in the rock-fill upstream shell. Only the most representative results of two contributions are given in the Figures 9a - 9h.

In the 3rd B-W for the first time two problems were formulated and proposed: the first opened to commonly used computational methods and to standard software, the second one addressed to advanced methods and research software. These two options were introduced to encourage the participation in the B-W of both practising engineers and researchers. The numerical analyses were focused on the following problems :

- Theme B1: Evaluation of pore pressure and settlements of an embankment dam under static loading

- Theme B2 : Dynamic analysis of an embankment dam under a strong earthquake.

In theme B1 the constitutive law of materials was defined to be the Mohr-Coulomb model, all material parameters were also fixed in the input specifications.

In Figs 10a-10g a sample of self explaining graphs are provided. In Figs. 11a - 11e typical time histories of displacements and significant comparisons among accelerations, displacements and excess pore water pressures are provided.

The 4th B-W proposed again, as for the previous one, two themes for embankment dams, namely :

- Theme B1 : Steady state and transient 2D unconfined seepage analysis for different typologies of earth-fill dams.

- Theme B2 : Effect of large foundation settlement on an embankment dam.

For theme B1 eight contributions were received, and they are grouped in two categories:

- those based on the hypothesis of full saturation below the free water surface and fully dry conditions above the free surface ;
- contributions based on the general formulation of seepage problem which consider the unsaturated conditions of soils.

Figures from 12a to 12g show the range of values calculated by all contributors for each one of the proposed problems.

Six contributions were received, all of them analysed the problem using the hyperbolic (Duncan-Chang) model to simulate the soil behaviour.

Figures from 13a to 13f show the range of values calculated with the hyperbolic model and those calculated with more advanced constitutive models for sections A-A to D-D.



	Authors	Company	Code	Static Analysis			Thermal periodic Analysis		Dynamic analysis	
				dead weight	Hydr. load	Therm. load	Thermal Analysis	Empty	Full	
P01	C.H.Yeh, X. Cui, J.S. Bondi	Harza Eng. Co. - USA	SAP IV	X	X	X	X	X	X	
P02	R.W. Clough, Y. Granaat	Univ. of California	EADAP	X	X	X		X	X	
P03	L. Bolognini, F. Bettinali, M. Ciccotelli, M. Meghella	CISE - ENEL/CRIS	INDIA-3					X	X	
P04	R. Promper	Tauernkraftwerke	CODCOD	X	X					
P05	W.J. Paul, J. Tarbox, P.T. Shih	Bechtel Co.	SAP90	X	X	X	X	X	X	
P06	R. Dungan V. Mallick	Colenco	EFESYS	X	X	X		X	X	
P07	E. Oñate, J. Miquel, J. Buij, S. Botello	Univ. Polit. de Catalunya ENHER	-	X	X			X	X	
P08	E.L. Wilson	Univ. of California	SAP2000					X	X	
P09	A.L. Mee, D. Curtis, Z. Wozniak	Acres. Int. Ltd	EADAP	X	X	X	X	X	X	
P10	A.J. Salmonte	Iberduero	SAP-ID	X	X	X		X	X	
P11	E.J. Greeves, C.A. Taylor, R.T. Severn	Univ. of Bristol	SAPIV SOLVIA			X		X	X	
P12	H. Zghal, B. Tardieu, A. Carrere	Coyne et Bellier	COQEF3 IFSS	X	X	X	X	X	X	
P13	A.K. Chopra, H. Tan	Univ. of California	EACD-3D	X	X			X	X	
P14	G. Ruggeri, P. Palumbo, G. Mazzà	ISMES Spa - ENEL/CRIS	FIESTA	X	X	X	X	X	X	
P15	S. Kojic	Energoproject Co.	-	X	X					
P16	V. Lotfi, N. Najj-Mahalleh, A. Mokhtar-Zadeh, A. Oroomchi	Mohab Ghodds Cons. Eng.	MADAP	X	X	X	X	X	X	
P17	E. Bourdarot, V. Mliovanovitch	EDF/CNEH ENPC	EXCTM GEFDYN PERMAS	X	X	X	X	X	X	

Table 7

1<sup>st</sup> B-W, Theme A - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code
P01	A.A. Baugash D.K. Vaughan	Harza Weidinger Associates	FLEX
P02	G. Ruggeri, P. Palumbo, G. La Barbera, G. Mazzà, F. Bettinali	ISMES ENEL/CRIS	NASTRAN STABL2 NEWDISP
P03	A. Fusco, A. De Crescenzo, G. La Barbera, M. Cervera, G. Mazzà, F. Bettinali	ISMES Univ. Pol. de Catalunya ENEL/CRIS	OMEGA

Table 8

1<sup>st</sup> B-W, Theme B - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code	F.E.model of dam	Foundation	Incompressible fluid	Compressible fluid	Dynamic analysis	Damping
P01	P. Palumbo, V. Rebecchi, G. Mazzà, C. Galimberti, C.H. Yeh, X. Cui	ISMES SpA ENEL/CRIS Harza Eng. Co.	NASTRAN SAPIV RSV/DR	as suggested as suggested	by means of stiffness matrix as suggested	virtual mass F.E.	F.E.	direct transient modal transient	stiffness proportional 5% modal damping
P03	B. Weber	ETH	DANAID	as suggested	-	hybrid F.E. and semi-analytic solution	hybrid F.E. and semi-analytic solution	direct transient	Rayleigh damping
P04	R.J. Cámara, S.B. Oliveira	LNEC	by LNEC	both as suggested and shell as suggested	Vogt coefficient as suggested	F.E.	F.E. with boundary absorber	modal transient	5% modal damping
P05	L. Bolognini, M. Ciccotelli, F. Bettinali, M. Meghella	CISE ENEL/CRIS	INDIA	as suggested	as suggested	-	F.E.	modal transient with missing modes	weighted modal damping
P06	S. Kojic	Energoprojekt Co.	AA-D	16 node F.E.	8 node F.E.	Westergaard added mass	-	modal transient	5% modal damping
P07	D.D. Curtis, A.L. Mee	AGRES Int. Ltd	AEADAP INCRIS	as suggested	as suggested	16 node F.E.	-	modal transient	5% modal damping
P08	V.D. Mitovanovitch, E. Bourdarot	ENPC EDF/CNEH	EXCITM	8 node F.E.	8 node F.E.	-	F.E.	modal transient	modal damping
P09	A.J. Salimonte, J.R. de Blas	ADINA SAP-ID IBERDROLA	ADINA SAP-ID	20 node F.E. and 8 node F.E.	-	-	F.E. with disp. based formulation	direct transient	Rayleigh damping

Table 9

2<sup>nd</sup> B-W, Theme A - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code
P01	O. Ozanam, F. Lacroix, E. de Bonnechose	Coyne et Bellier	GEFDYN
P02	G. La Barbera, A. Fusco, G.P. Tebaldi, G. Mazzà	ISMES ENEL/CRIS	OMEGA

Table 10

2<sup>nd</sup> B-W, Theme B - List of computer programs, users and modelling

Authors	Company	Code	Hardware	CPU (see note)	with friction	without friction	Contact element	Method	Note
P01 Dalmagioni, Meghella, Palumbo, Rebecchi	ISMES ENEL	ABAQUS FIESTA	CONVEX	8h wf 2h nf	X	X	18 nodes surf. elem. (ABAQUS) 1D elem. (FIESTA)	Lagrange for contact and penalty for friction	
P02 Bolognini, Masarati, Bettinatti, Galimberti	CISE ENEL	CANT-SD	ALLIANT FX80	18h 44' wf	X		Joint elements with finite stiffness	No-tension constitutive model	
P03 Malla, Wieland	Electrowatt Engineering Services	ADINA	SUN SPARK system 10 model 51	95h wf 63h nf	X	X	4 nodes surface elements	penalty	Load history: selfweight- hydrostatic load- thermal load
P04 Cervenka, Boggs, Pizzatti, Saouma	Dept. of Civil Engineering Univ. of Colorado	MERLIN			X			Specific constitutive law	All loads applied together
P05 Ilie, Schaller, Vadez	ADDL	ANSYS	COMPAQ 486 PENTIUM	5h wf 2h nf	X	X	1D elements connecting vertex nodes	penalty	
P06 Sarghiuta, Abdulamit	Civil Engineering Institute of Bucharest	ANSYS	486 DX 33MHz	14h 44' wf	X		1D elements	penalty	
P07 Carrère, Fournel, Perrin	Coyne et Bellier	COBEF			X			penalty	Joints extended up to the rock
P08 Kojic, Grujovic, Zivkovic	Energoprojekt	PAK	IBM RISK		X	X	3D elements	Lagrange	8-node elements with incompatible displacements
P09 Divoux, Bourdarot	CNEH	GEFDYN	Sparc server 1000		X		8 nodes surface elements	penalty	All load applied together
P10 Zenz, Obernhuber, Perner	Tauernplan Consulting GmbH	ABAQUS	DEC Alpha AXP 7000	3h 12'	X	X	18 nodes surface elements	Lagrange for contact and penalty for friction	

Note: CPU times are relevant to winter analyses; "wf" and "nf" mean respectively "with friction" and "no-friction".

Table II

3<sup>rd</sup> B-W, Theme A1 - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code	Hardware	CPU	MESH	Method	Note
P01	Menga, Dalmagioni, Mazzà, Pellegrini	ISMES ENEL	DIANA 5.1	CONVEX C3	50 sec.	BW with quarter points	Virtual extension of the crack	
P02	Bhattacharjee, Leger, Tinawi	Dept. of Civil Engineering Ecole Polytechnique de Montreal	FRAC_DAM	RISC 6000	5 sec	BW without midside nodes	Energy release method	Also smeared crack
P03	Chillé, Giuseppetti, Mazzà	ENEL	ABAQUS	IBM RISK 6000	13 sec	BW with quarter points	J-integral	
P04	Shimura, Cervenka, Boggs, Pizzani, Saouma	Dept. of Civil Engineering University of Colorado	MERLIN			- Whole dam modelled - Completely revised mesh composed by triangular linear elements		
P05	Ilie, Stematu	ADDL	ANSYS	COMPAQ 486 PENTIUM	380 sec max	Completely revised mesh composed by triangular 6-node elements		
P06	Valente, Barpi	Politecnico, Torino	CCRAP for cohesive model	HP 720	90 sec each step	Completely revised mesh composed by triangular 6-node elements		Also cohesive computation
P07	Linsbauer, Promper	University of Technology, Vienna	SOLVIA	486 DX2/66 EISA	50 sec max	BW with quarter points		

Table 12

3<sup>rd</sup> B-W, Theme A2 - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code	Mesh	Constit. model	phases			
						constr.	1st consolid	impounding	steady state
P01	F. Laigle, J.J. Fry, P. Magnin	EDF-CNEH	GEFDYN UDAM	standard	DP(a) + H Hyp(na) + H	(U,P)	-	ditto	ditto
P02	O. Ozanam, B. Tardieu	Coyne et Bellier	GEFDYN (1)	standard	MC(na)	core: (U,P) elsewhere: (U)	ditto	ditto	ditto
P03	A. Popovici, I. Toma, R. Saighituta	CEI Bucharest	MATLOC	less refined	Duncan Chang	core : (U,P)	ditto	ditto	ditto
P04	G. La Barbera, A. Bani, G. Mazzà	ISMES ENEL	OMEGA (2)	standard	DP(a)	core, filters: (U,ΔP) elsewhere: (U)	ditto	ditto	ditto
P05	I. Shahrour, H. Mroueh	ECLille	PEOPLAS	quadr. only	MC(na)	(U)	-	-	(P) → (U)
P06	L. Guellouz, S. Bonelli	CEMAGREF	S.I.C.3 (3)	standard	C.J.S. (na)	core : (P) → (U) elsewhere: (U)	-	(U <sub>0</sub> ) → (P) → (U)	(P) → (U)
P07	P.P. Martin, A. Sengupta	Harza	GEFDYN	other dam	H(dam) +DP(F)	core: (U,P) elsewhere: (U)	ditto	ditto	ditto

(1) saturated/unsaturated material  
(2) no transient seepage  
(3) no transient flow - unsaturated material  
(a) associated flow rule  
MC : Mohr-Coulomb constitutive model  
DP : Drucker Prager constitutive model  
H : Hujieux/Aubry constitutive model  
(na) : no associated flow rule  
(U,P) coupled model with displacement and pore pressure as unknowns  
(U,ΔP) coupled model with displacement and excess pore pressure as unknowns  
(U) purely mechanical model with displacement as unknown

Table 13

3<sup>th</sup> B-W, Theme B1 - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code	Mesh	Constit. model	Initial conditions		Accelerogram	Fitting of parameters	Comput. of excess pore pressure	Comput. of irrecoverable displacements
						software	constit. model				
P01	P.H. Perazzo	C.V.G. EDELCA	FLUSH	standard	non-linear elasticity	FEADAM	Duncan, Byrne, Wong, Mabry	EQ2 horizontal 0 s to 120 s	with EQ1	Liquefaction curve	Newmark Makdisi Seed
P02	A. Popovici, I. Toma, R. Sarghiuta	Civil Eng. Inst. of Bucharest	FLUSH DEFORM LAS III	less refined	non-linear elasticity	MATLOC	Duncan Chang	EQ2 horizontal 15 s to 55 s	with EQ1	LAS III coupled analysis on a column	DEFORM max. shear strain
P03	O. Ozanam, F. Lacroix, B. Tardieu	Coyne et Bellier	GEFDYN	standard	Mohr Coulomb + Hujieux	GEFDYN	Mohr Coulomb + Hujieux	EQ2 horizontal & vertical 0 s to 120 s	with triaxial tests	coupled undrained analysis in core	computed by GEFDYN
P04	G. La Barbera, A. Bani, G. Mazza	ISMES ENEL	OMEGA	standard	Drucker Prager	OMEGA	Drucker Prager	EQ2 hor. only EQ2 hor. & vert. 0 s to 120 s		coupled undrained analysis in core	computed by OMEGA

Table 14

3<sup>th</sup> B-W, Theme B2 - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code	Hardware	CPU	Contact element	Method	Damping	Water	Integration algorithm
P01	P. Palumbo, V. Rebecchi, P. Bonetti, M. Meghella	ISMES ENEL/CRIS	ABAQUS	CONVEX	1h 35' 1h 37' 23h 16' 27h 39'	8-node user defined element	Penalty	Rayleigh	Added mass computed by BEM	Implicit with automatic time step control
P02	F. Beltran, J. Marti	Principia-EQE	ABAQUS	HP9000/C100	3h to 17h	ABAQUS contact element	"soft" Approach	Rayleigh	Westergaard added mass normal to surface	Implicit with fixed time step
P03	A. Popovici, R. Sarghiuta, A. Abdulamit, I. Toma	Technical Univ. of Civil Engineering Institute for Hydropower Studies and Design	ANSYS	486DX5 133mhz	14h 14h 108h 84h	GAP (node- to-node contact)	Penalty	Rayleigh	Corrected Westergaard added mass	Constant time step
P04	Canet, Botello, Martel, Duffet, Oñate	International Center for Numerical Methods in Engineering	SIMPACT	Silicon Graphics Power Challenge	2h 57' 2h 6' 2h 2h 9'	Surface contact	Penalty	Mass proportional damping	Lumped mass matrix	Explicit with tuned time step
P05	G. Zenz, E. Aigner, P. Obernhuber	Verbundplan GmbH / Tauernplan Consulting GmbH	ABAQUS	Digital DEC AXP 7000	5.5 h 5.5 h 43.7 h 53.7 h	ABAQUS INTER9	Penalty	Rayleigh/ Cut off 35 Hz	Westergaard	Implicit
P06	E. Salete, M. Alpanes, J.C. Lancha, M.A. Moreno	E.T.S.I. Caminos Huarte S.A. Ingeciber S.A.	ANSYS	Silicon Graphics Indygo 2	16 h	GAP (node- to-node contact)	Penalty	Rayleigh	Westergaard	Implicit with automatic time step control

Table 15

4<sup>th</sup> B-W, Theme A1 - List of computer programs, users and modelling



	Authors	Company	Code	Hardware	Nodes	Elem.	Element along the crack front	Quarter point	Gap Type	SIF calculation	A.2.1 CPU (sec)	A.2.2 CPU (sec)	Iter.	Other solutions
P01	H N Linsbauer	University of Technology Vienna - Austria	SOLVIA s.v. 95	PC Pentium 150 Mhz RAM 64 MB	5233	566	16	yes	gap	displacement	158	24864	7	mesh refinement/ FE type
P02	J. Galvez Ruiz, C.D. Gonzales Martines, C. Rubio Arévalo	Univ. Madrid ETSI CETA- CEDEX	ABAQUS 5.4	SUPER-CONVEX	1705	296	4	yes	no gap	J-integral	40	1819	-	gap/no-gap
P03	C. Rubio Arévalo, J. Galvez Ruiz, C.D. Gonzales Martines	Univ. Madrid ETSI CETA- CEDEX	COSMOSM	HP9735 - RAM 64Mb	8678	1802	8	yes	no gap	J-integral	164	4506	-	no
P04	E. Hansen, V. Saouma, J. Cervenka	Univ. of Colorado Boulder - USA	MERLIN	PC Pentium 120 Mhz RAM 32Mb	-	-	-	-	no gap	volume integral technique	180	780	-	no
P05	F. Chillié	ENEL/CRIS	ABAQUS	IBM Risk6000/560	5815	1540	12	no	inter	J-integral	432	5761	15	mesh refinement/ quarter point elements
P06	F. Dalmagioni, R. Pellegrini F. Chillié	ISMES SpA ENEL/CRIS	FIESTA	HP9000/800	3316	616	4	yes	LMT	displacement	985	1800	4	p-level/gap no-gap

Table 16

4<sup>th</sup> B-W, Theme A2 - List of computer programs, users and modelling

	Authors	Company	Code	Hardware
P01	G. La Barbera, A. Bani, F. Chillé	ISMES ENEL/CRIS	OMEGA	HP 9000/800 G50 CONVEX C3220
P02	C. Delahaye, E. Alonso, A. Lloret	Departamento de Ingeniería del Terreno (DIT) Universitat Politècnica de Catalunya (UPC) BARCELONA	NOSAT	
P03	P.P. Martin B.N. Touileb	Harza Engineering Company, Chicago, Illinois USA Hydro-Quebec Montreal Quebec Canada	Steady-State Problems (1,2,3,6) Code ELF Transient Problems (4,5) Code SEEP / W	PC 486 33 MHz PC 486 75 MHz
P04	O. Ozanam	COYNE ET BELLIER Bureau D'Ingenieurs Conseils - GENNEVILLIERS - FRANCE	GEFECOUL / GEFDYN	HP 9000/715
P05	R. Rangogni	ENEL/CRIS	DEDALE	
P06	J. Samper, R. Juncosa	Universidad De La Coruña E.T.S.	FREESURF I	VAX 4300
P07	D. Toshev, V. Tashev	University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy - Sofia - Bulgaria	FEASEE / SESTANS	PC 486 DX 66 MHz
P08	Y.P. Liapichev, D. Olimpiev, V. Scherbina	University of Russia NIES Institute	FLWTRANS	PC Pentium 166 MHz

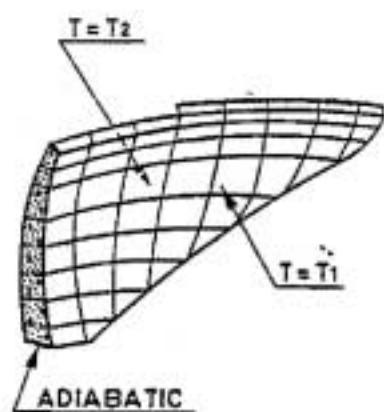
Table 17

4<sup>th</sup> B-W, Theme B1 - List of computer programs, users and modelling

	<b>Authors</b>	<b>Company</b>	<b>Code</b>	<b>Hardware</b>
<b>P01</b>	G. La Barbera, A. Bani, F. Chillé	ISMES ENEL/CRIS	OMEGA	HP 9000/800 G50
<b>P02</b>	Pagano, Silvestri, Vinale	Istituto di Tecnica delle Fondazioni e Costruzioni in Terra - Università Federico II - Napoli	ABAQUS	
<b>P03</b>	Pestana, D'Orazio, Espinoza, Bray, Hunt, Lok, Marstall	University of California, Berkeley San Francisco State University GeoSyntetic Consultants Columbia	GeoFEAP - CONSWELL	PC Pentium 90 MHz PC 486 50 MHz
<b>P04</b>	Pernus, A. Popovici, Groza, I. Toma	Technical University of Civil Engineering Institute for Hydroelectric Studies and Design - Bucharest - Romania	SIMEXD - ELFIGEN	PC 486 100 MHz
<b>P05</b>	Stematiu, Sarghiuta, Abdulamit, Bugnariu	Technical University of Civil Engineering - Bucharest - Romania	MATLOC	PC 486 100 MHz
<b>P06</b>	Alonso, Bolinga			

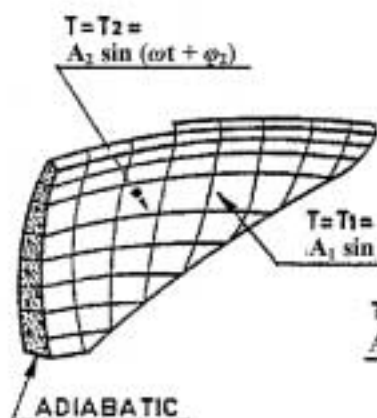
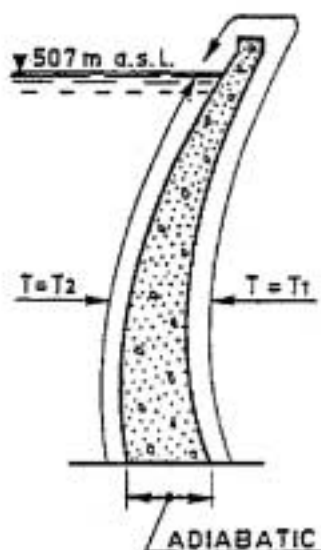
Table 18

4<sup>th</sup> B-W, Theme B2 - List of computer programs, users and modelling



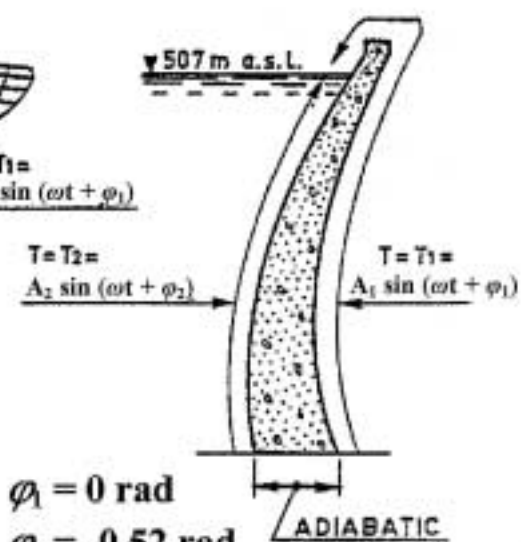
$$T_1 = 15^\circ$$

$$T_2 = 10^\circ$$



$$A_1 = 10^\circ$$

$$A_2 = 5^\circ$$



$$\phi_1 = 0 \text{ rad}$$

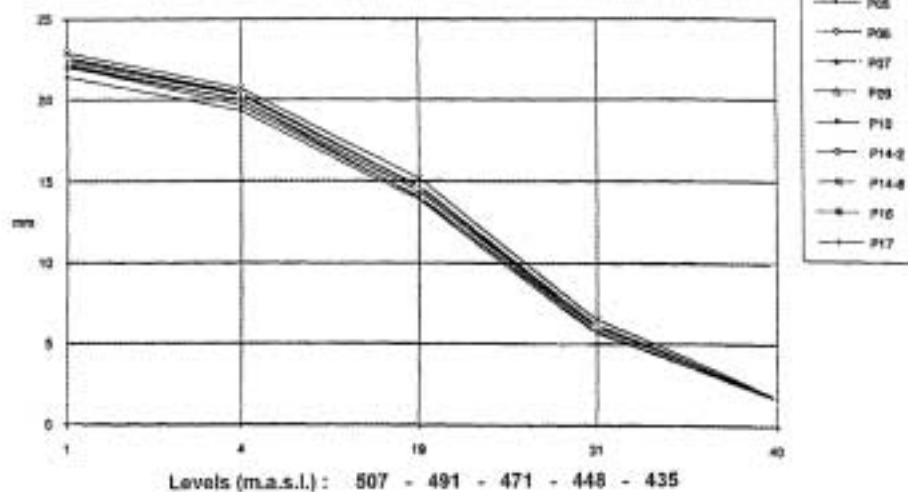
$$\phi_2 = -0.52 \text{ rad}$$

Fig. 2a - Theme proposed at the first Benchmark-Workshop on numerical analysis of dams: static, thermal (steady-state and periodic), and modal analysis of Talvacchia dam.

Hydrostatic load

Displacement DX

Cantilever-nodes: 1, 4, 19, 31, 40



Temperature change

Displacement DX

Cantilever-nodes: 1, 4, 19, 31, 40

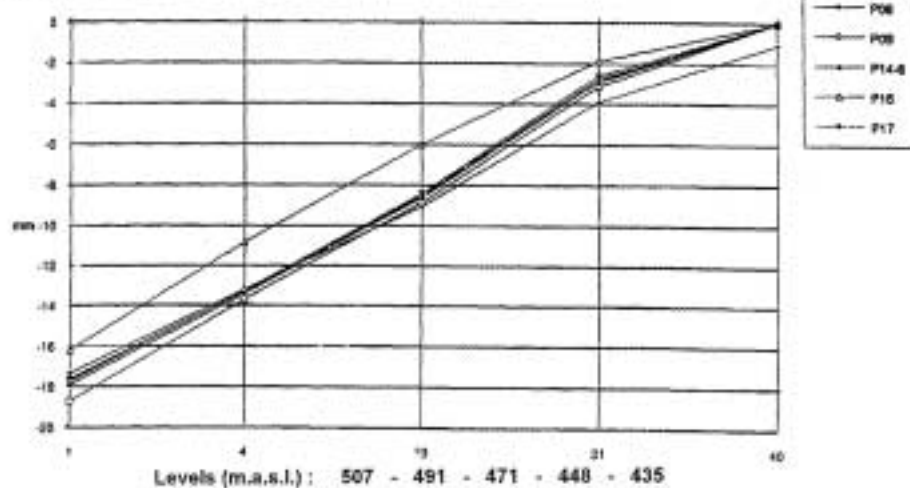
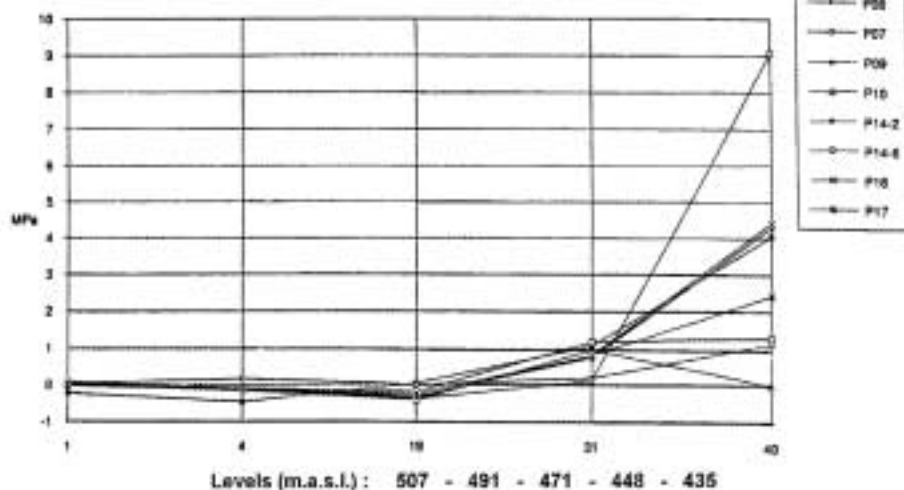


Fig. 2b - Examples of comparison of results.

Hydrostatic load

Principal stress P1

Cantilever-nodes: 1, 4, 19, 31, 40



Hydrostatic load

Principal stress P3

Cantilever-nodes: 1, 4, 19, 31, 40

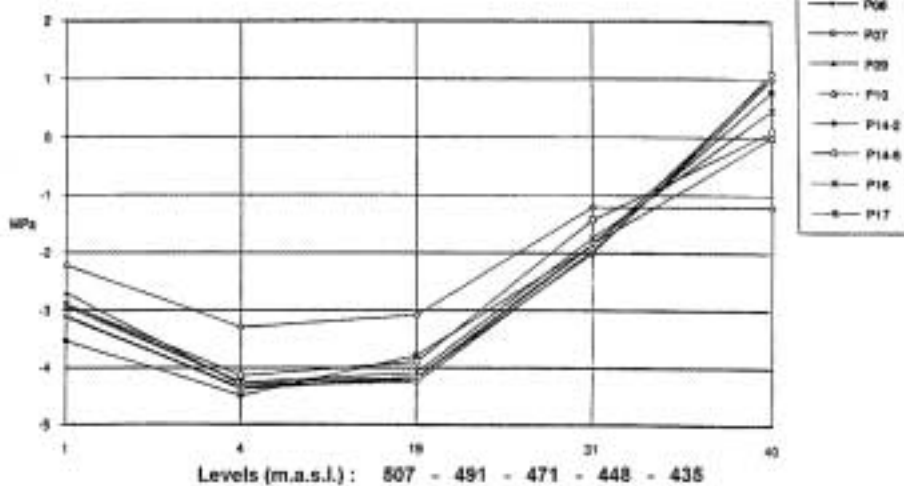
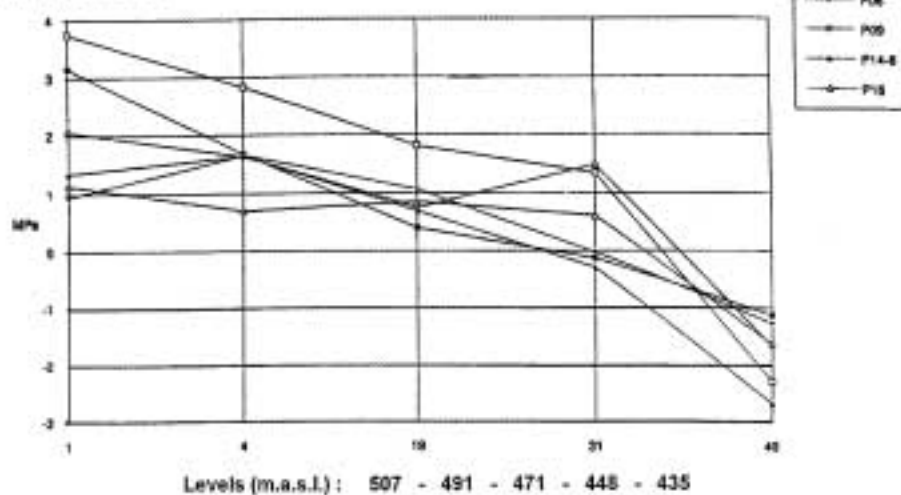


Fig. 2c - Examples of comparison of results.

Temperature change

Principal stress P1

Cantilever-nodes: 1, 4, 19, 31, 40



Temperature change

Principal stress P3

Cantilever-nodes: 1, 4, 19, 31, 40

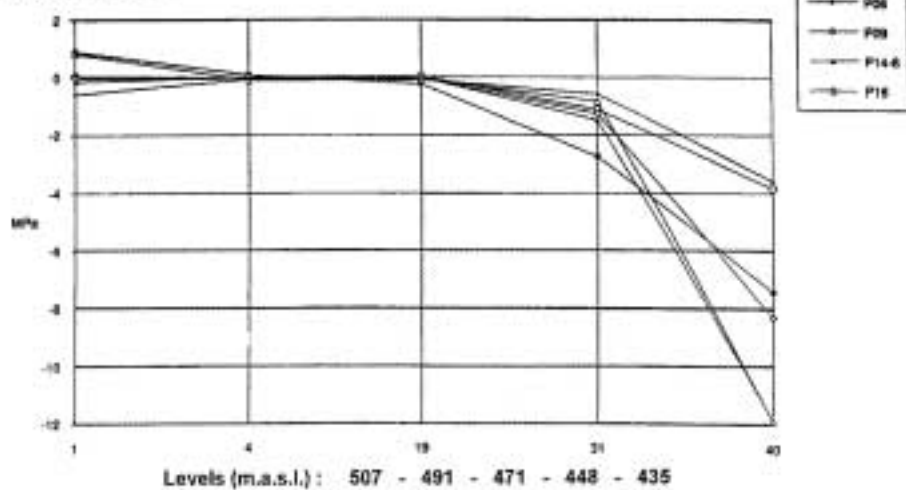


Fig. 2d - Examples of comparison of results.

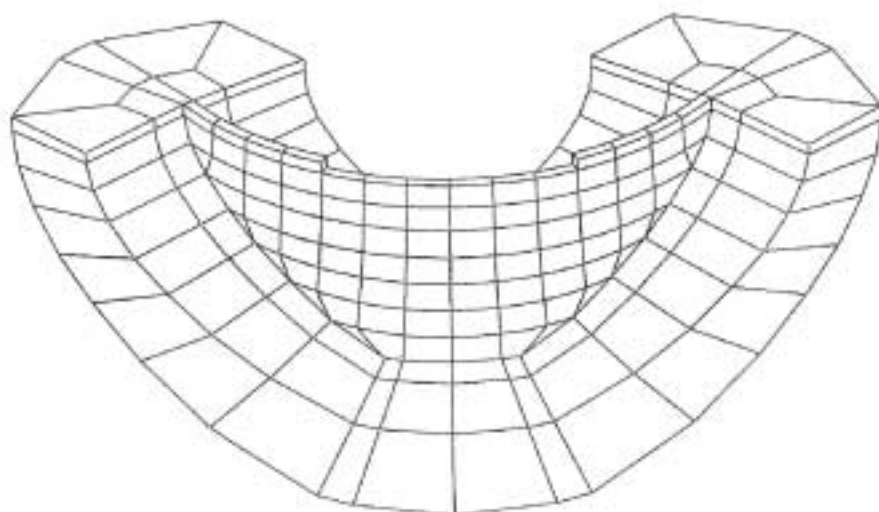


Fig. 3a - Mesh of the dam and foundation used for the linear elastic dynamic analysis of Talvacchia dam: theme of the 2<sup>nd</sup> Benchmark-Workshop on Numerical Analysis of Dams.

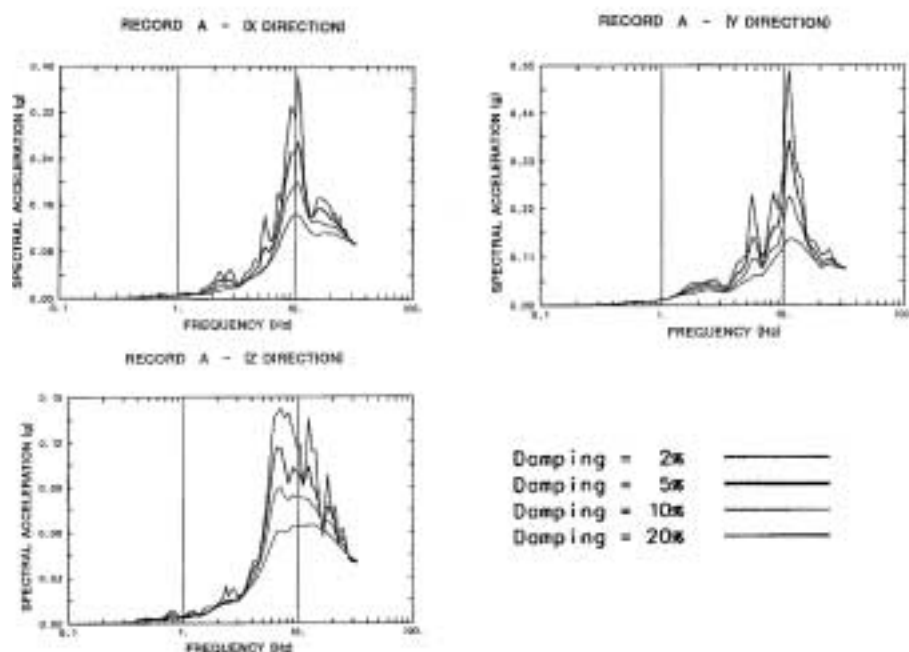


Fig. 3b - Acceleration spectra used for the linear elastic dynamic analysis.



RIGID FOUNDATION AND INCOMPRESSIBLE FLUID

MAX ABS ACCELERATIONS AND THEIR TIME OF OCCURRENCE

CENTRAL GANTRYLEVEL - X DIRECTION

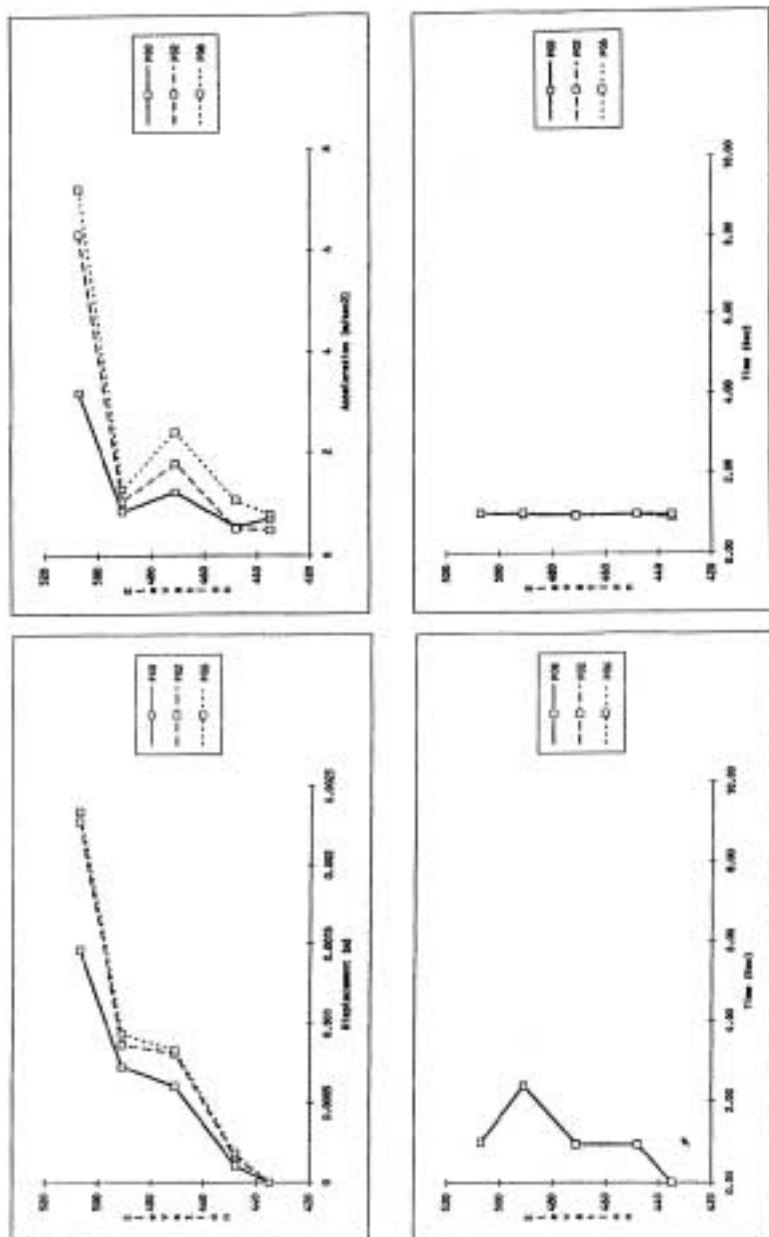


Fig. 3c - Examples of comparison of results.

**RIGID FOUNDATION AND INCOMPRESSIBLE FLUID**  
**MAX ABS PRINCIPAL STRESSES P1 AND THEIR TIME OF OCCURRENCE**

CENTRAL CANTILEVER

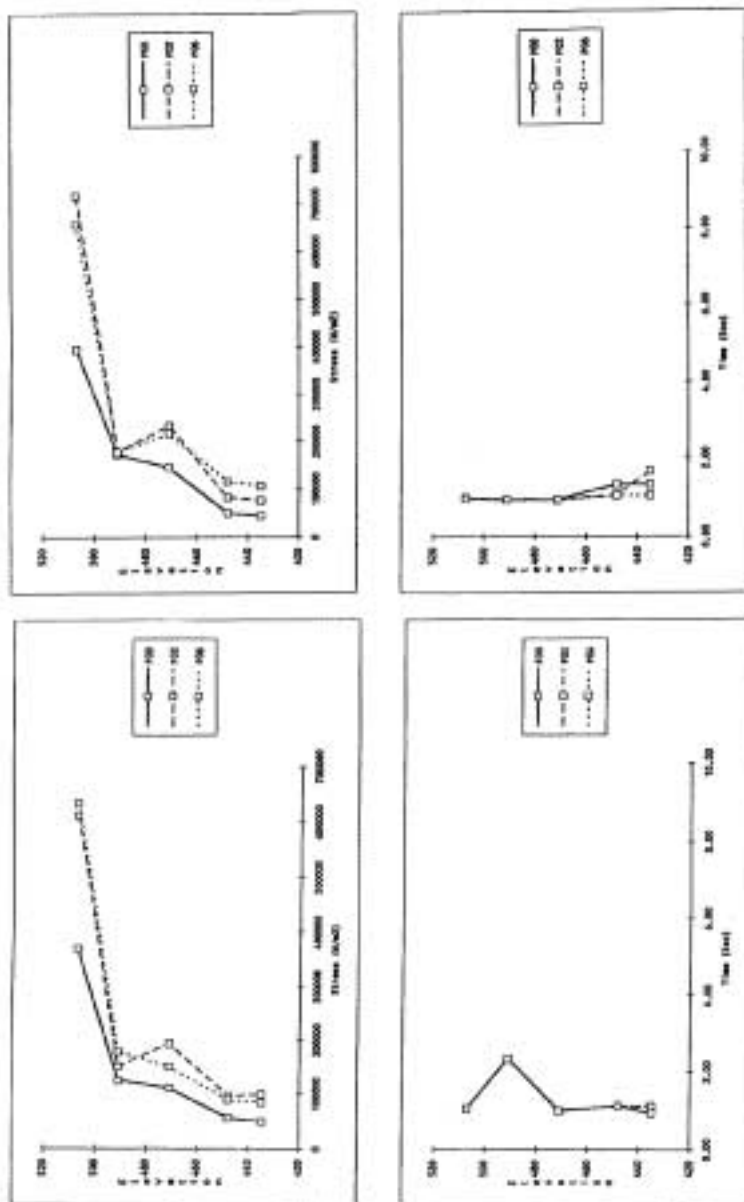


Fig. 3d - Examples of comparison of results.

## Coordinate systems used in the comparisons

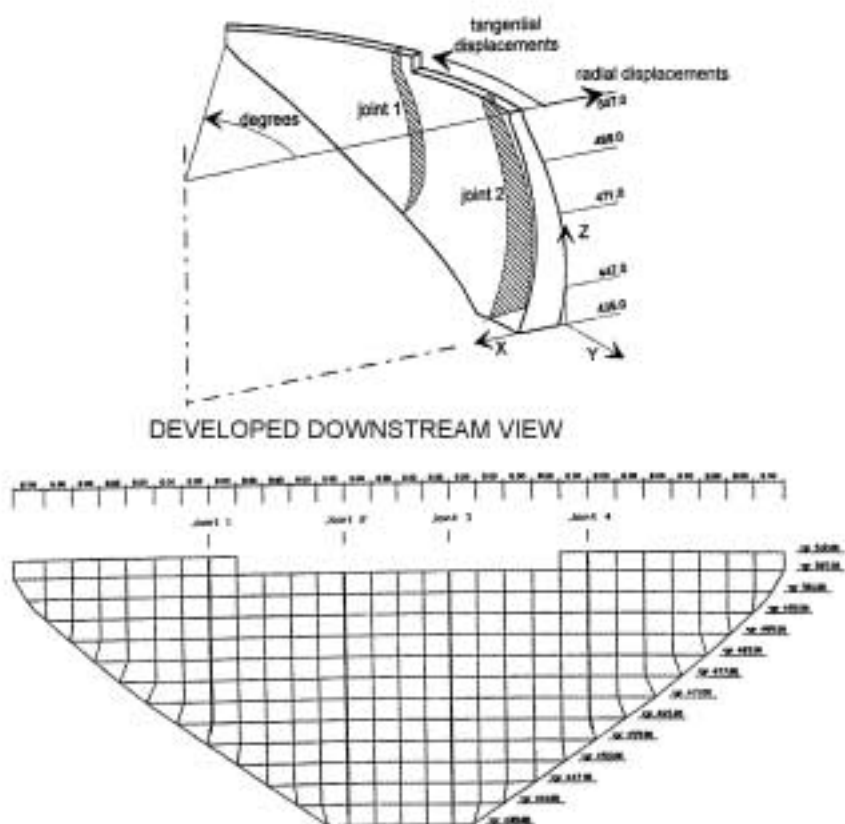


Fig. 4a - Reference schemes used for the non-linear analysis of joint behaviour under thermal and hydrostatic loads for an arch dam (theme A1 of 3<sup>rd</sup> Benchmark-Workshop on Numerical Analysis of Dams).

## RESULTS FOR WINTER CONDITION

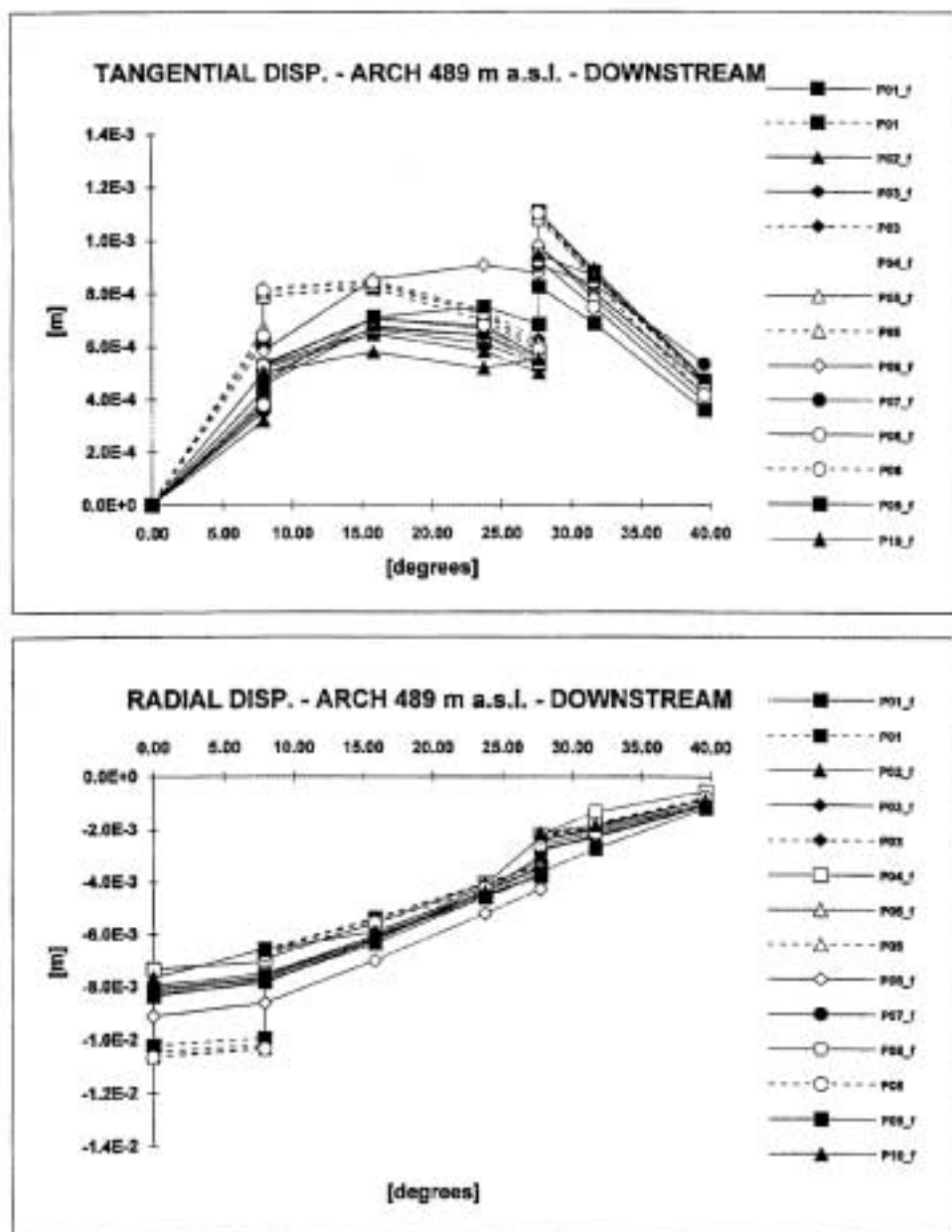


Fig. 4b - Examples of comparison of results.

## RESULTS FOR SUMMER CONDITION

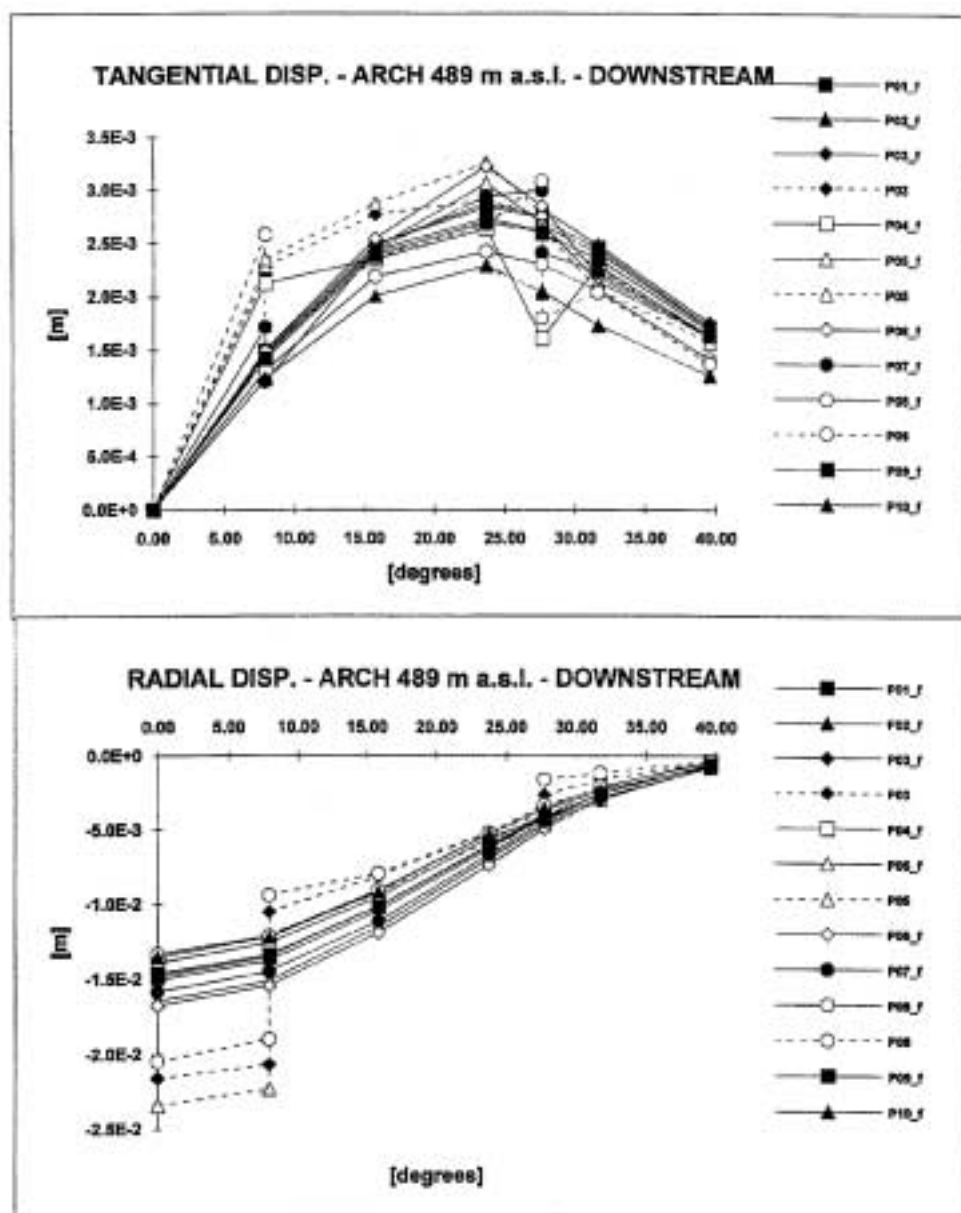


Fig. 4c - Examples of comparison of results.

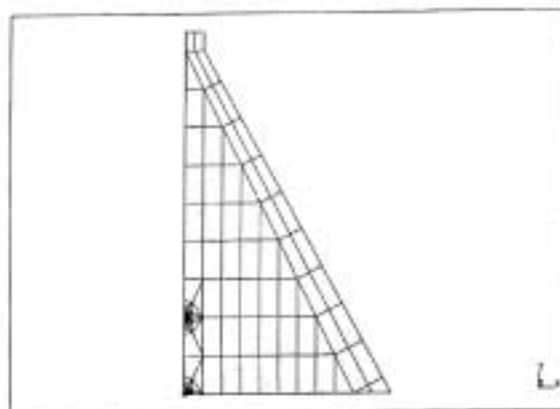
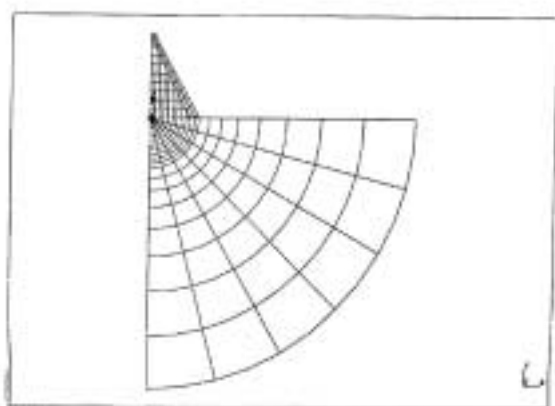
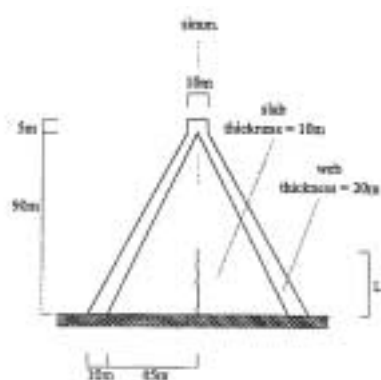


Fig. 5a - Reference schemes used for the evaluation of critical uniform temperature decrease for a cracked buttress dam (theme A2 of 3<sup>rd</sup> Benchmark-Workshop on Numerical Analysis of Dams).

## FLEXIBLE FOUNDATION

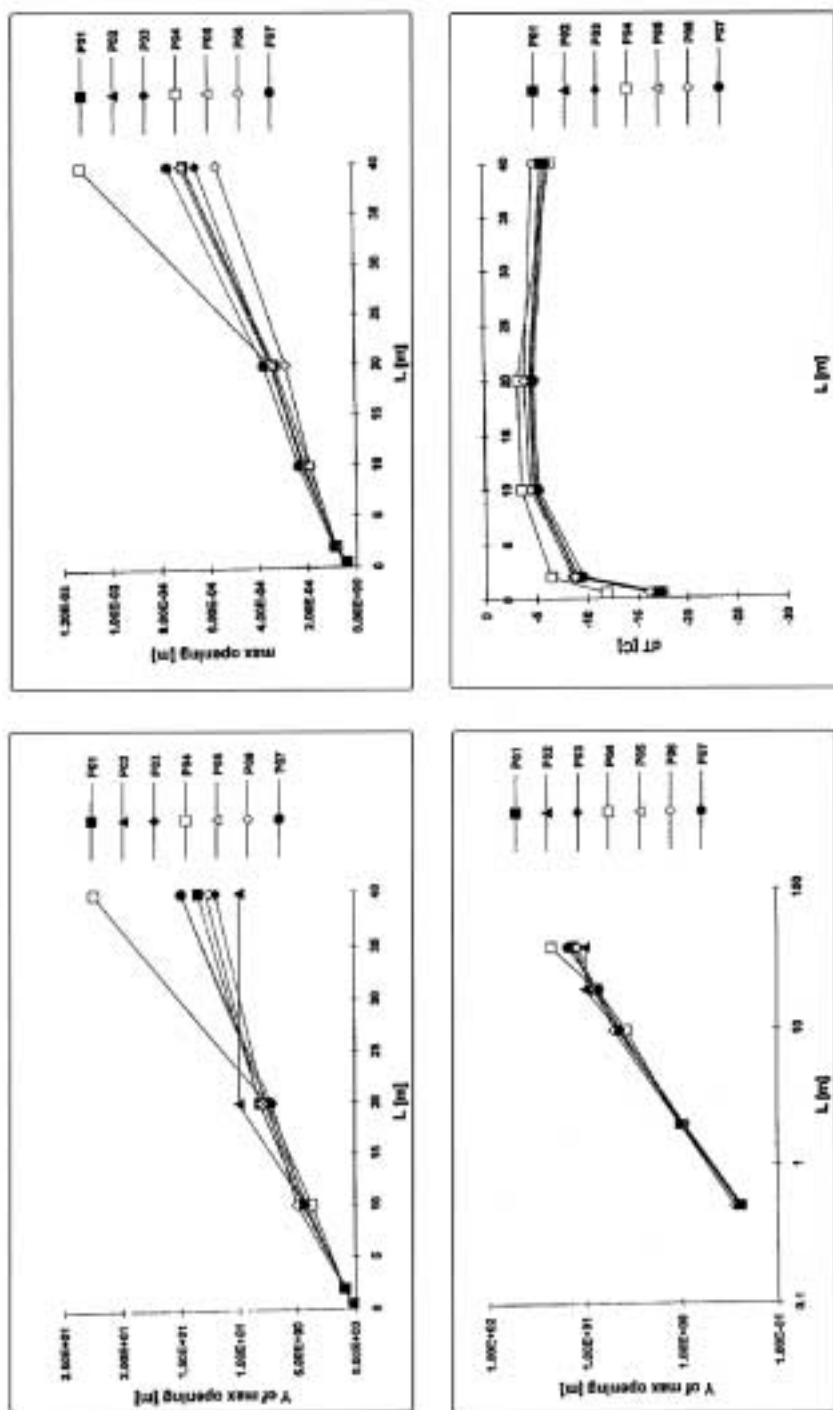
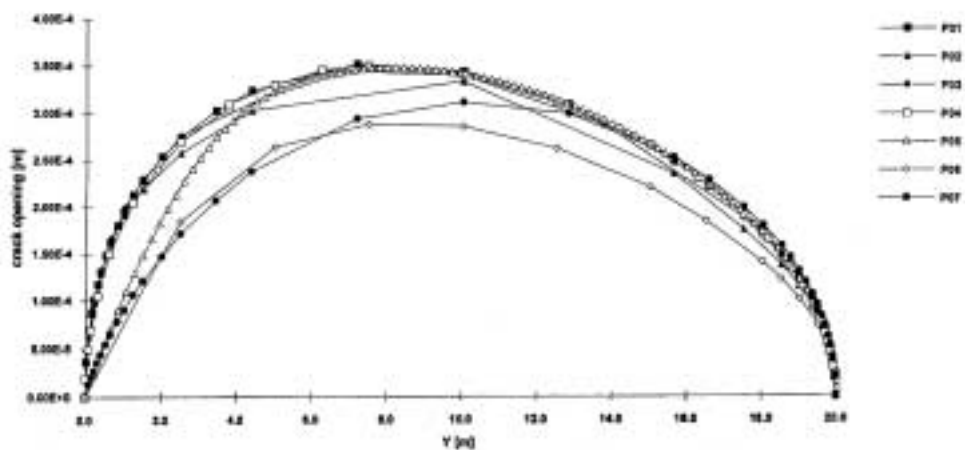


Fig. 5b - Examples of comparison of results.

FLEXIBLE FOUNDATION

L=20m



FLEXIBLE FOUNDATION

L=20m

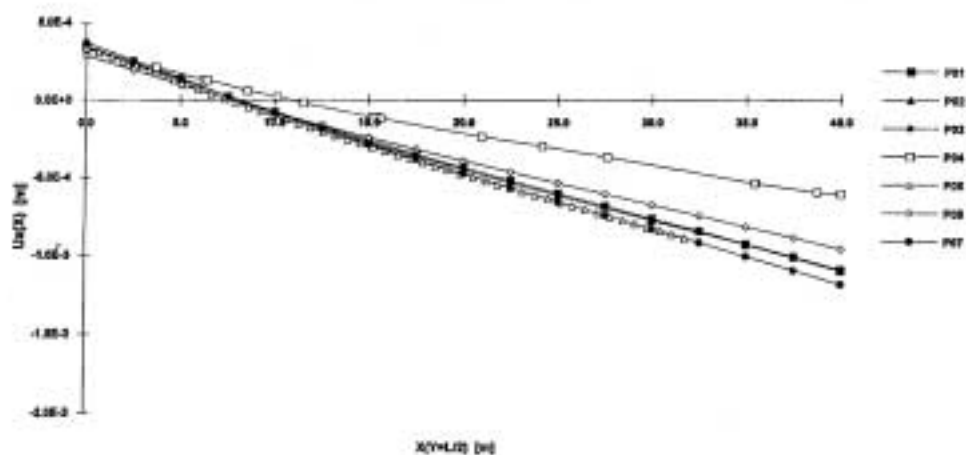


Fig. 5c - Examples of comparison of results.



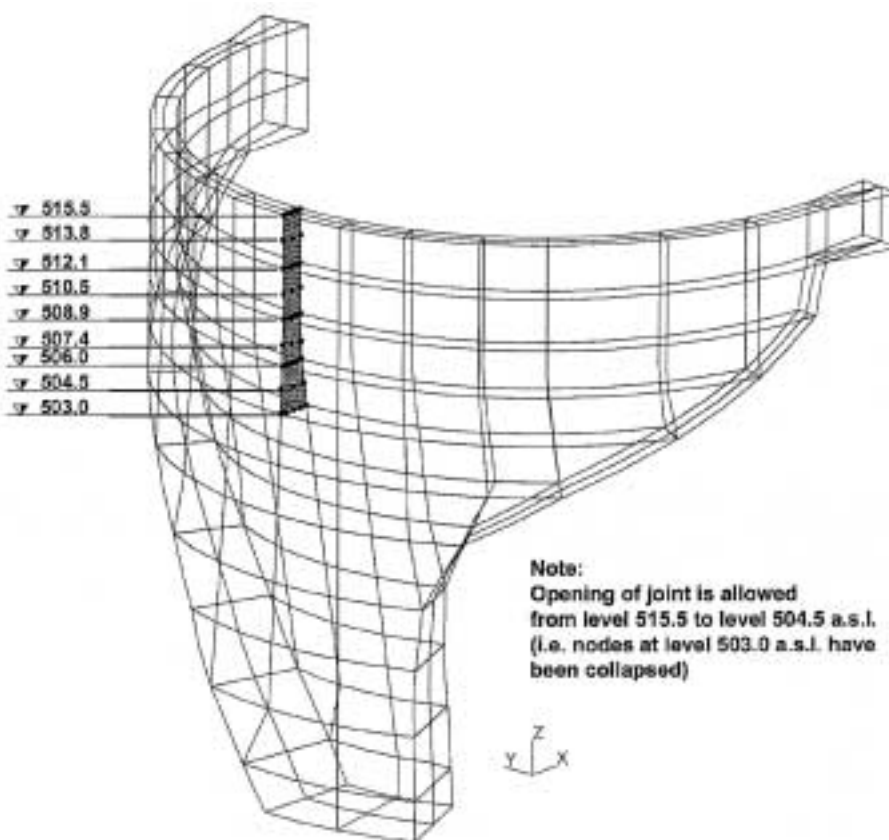


Fig. 6a - Theme A1 proposed at the 4th B-W on numerical analysis of dams: earthquake response of an arch dam including the non-linear effects of contraction joint opening.

## SEISMIC MOTION

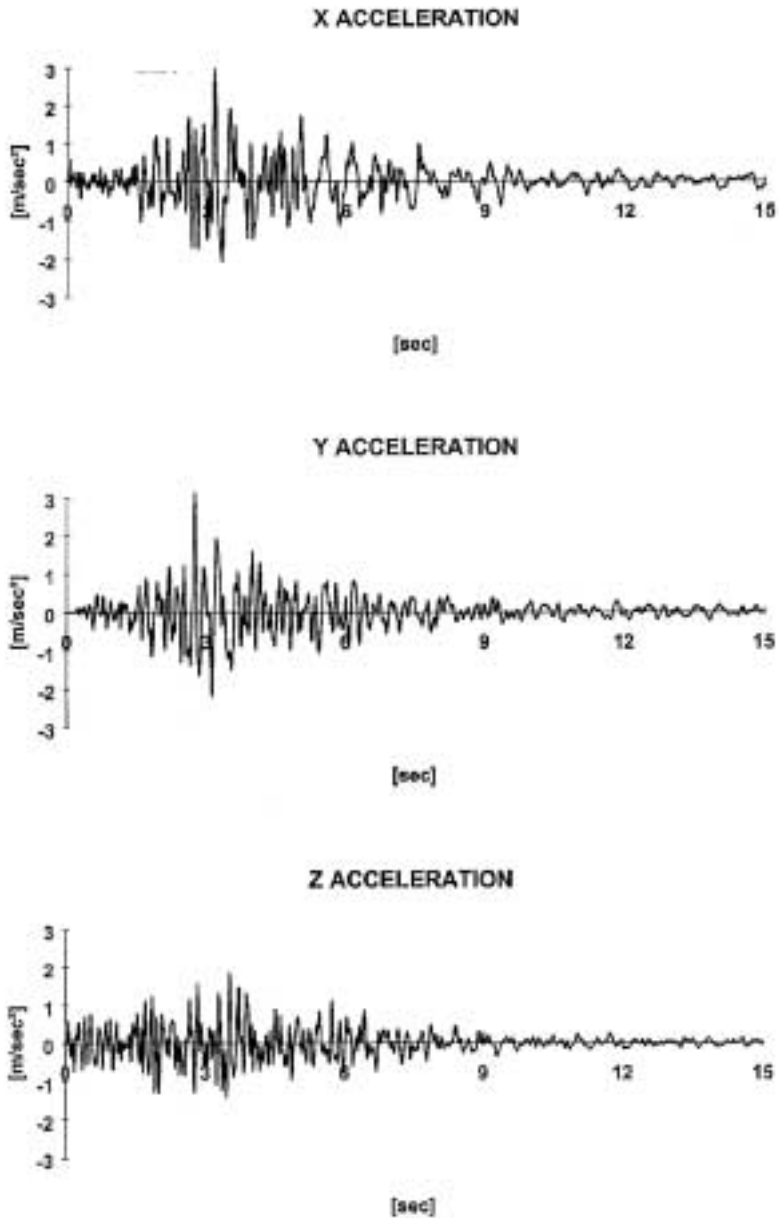
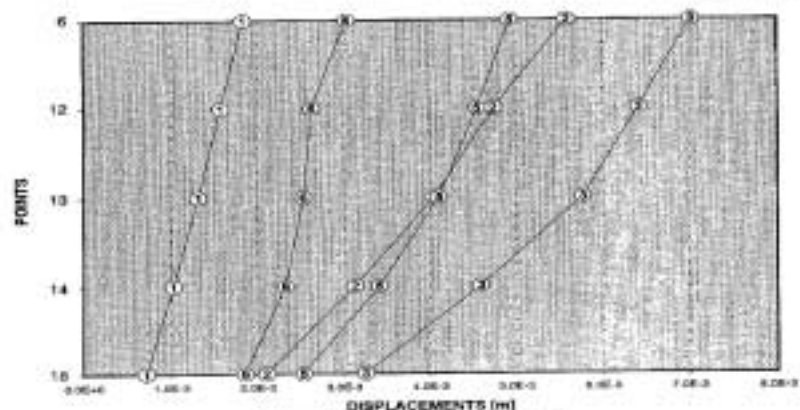
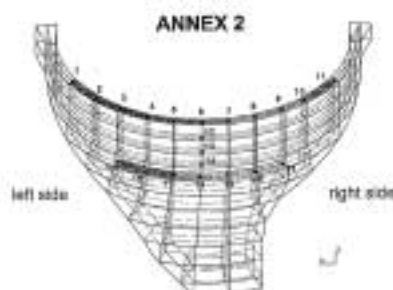


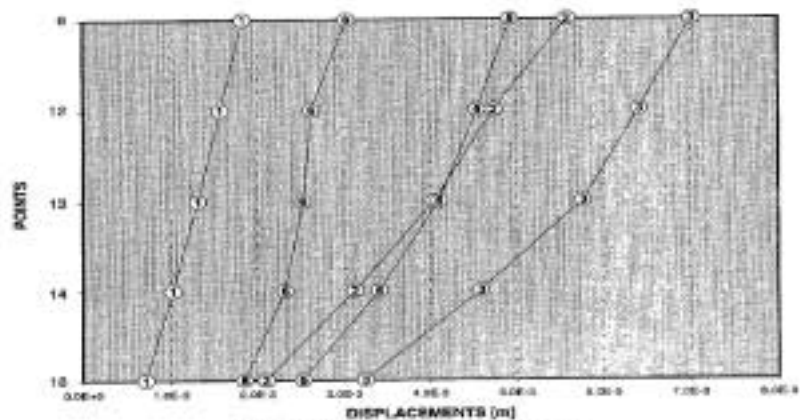
Fig. 6b - Seismic input relevant to the dynamic analysis.

Max relative DISPLACEMENTS  
Xdirection

Central cantilever



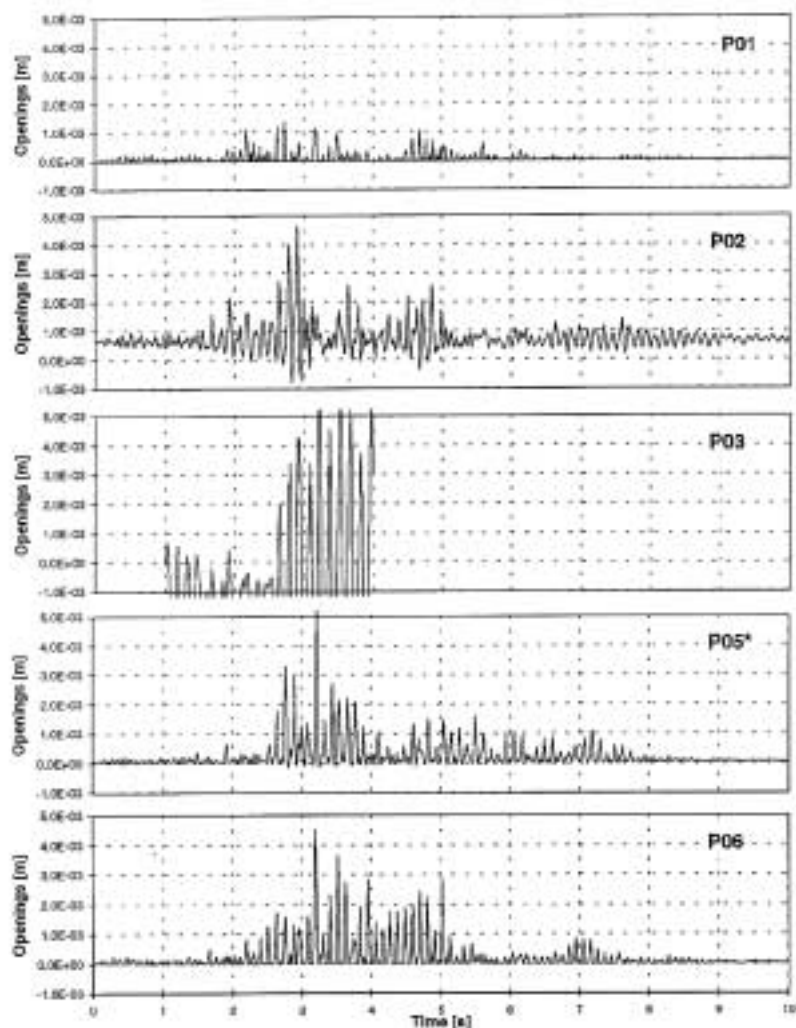
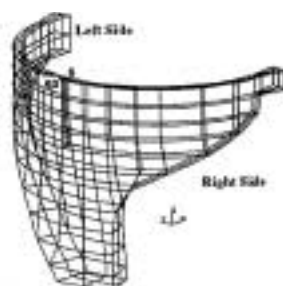
Case 2 Monolithic with water



Case 4 Model with joint and water

Fig. 6c - Examples of comparison of results.

Case 4 : model with joint and water  
 Time Histories of OPENINGS  
 Point 63



\*For P05 only the openings relevant to point 6 are available

Fig. 6d - Examples of comparison of results.

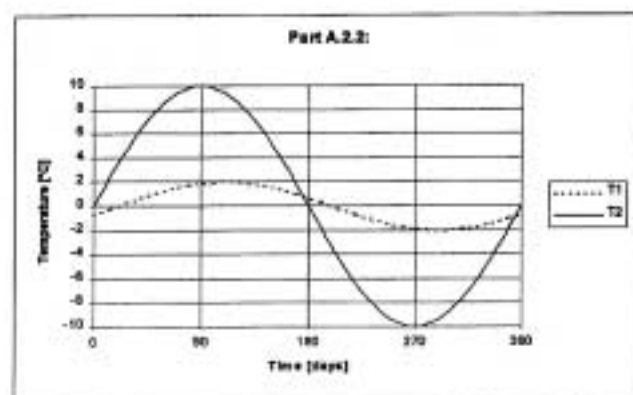
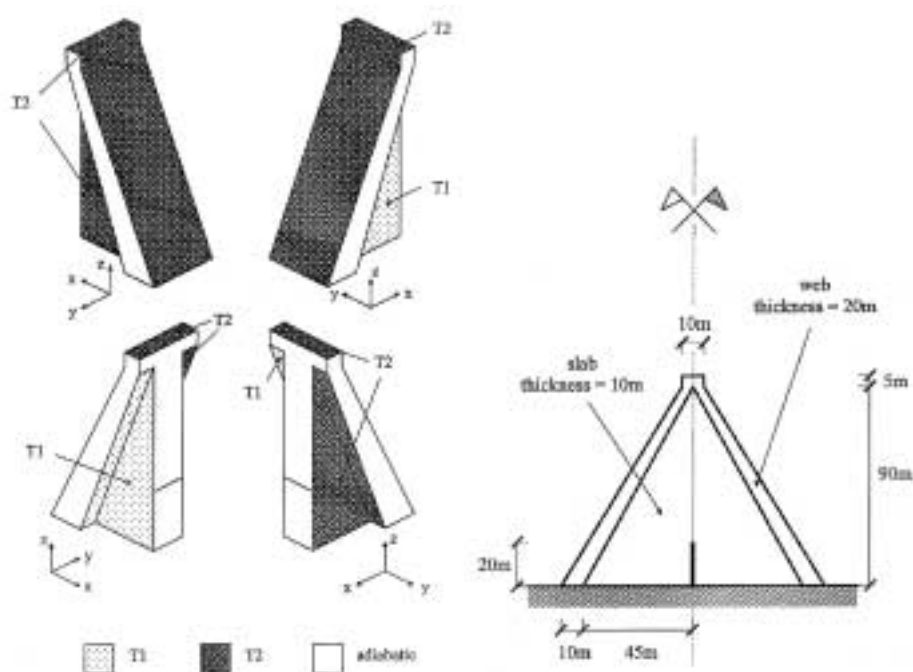


Fig. 7a - Theme A2 proposed at the 4th B-W on numerical analysis of dams: evaluation of stress intensity factor  $K_I$  along the tip of a crack in a buttress dam under thermal gradient effects (3D analysis).

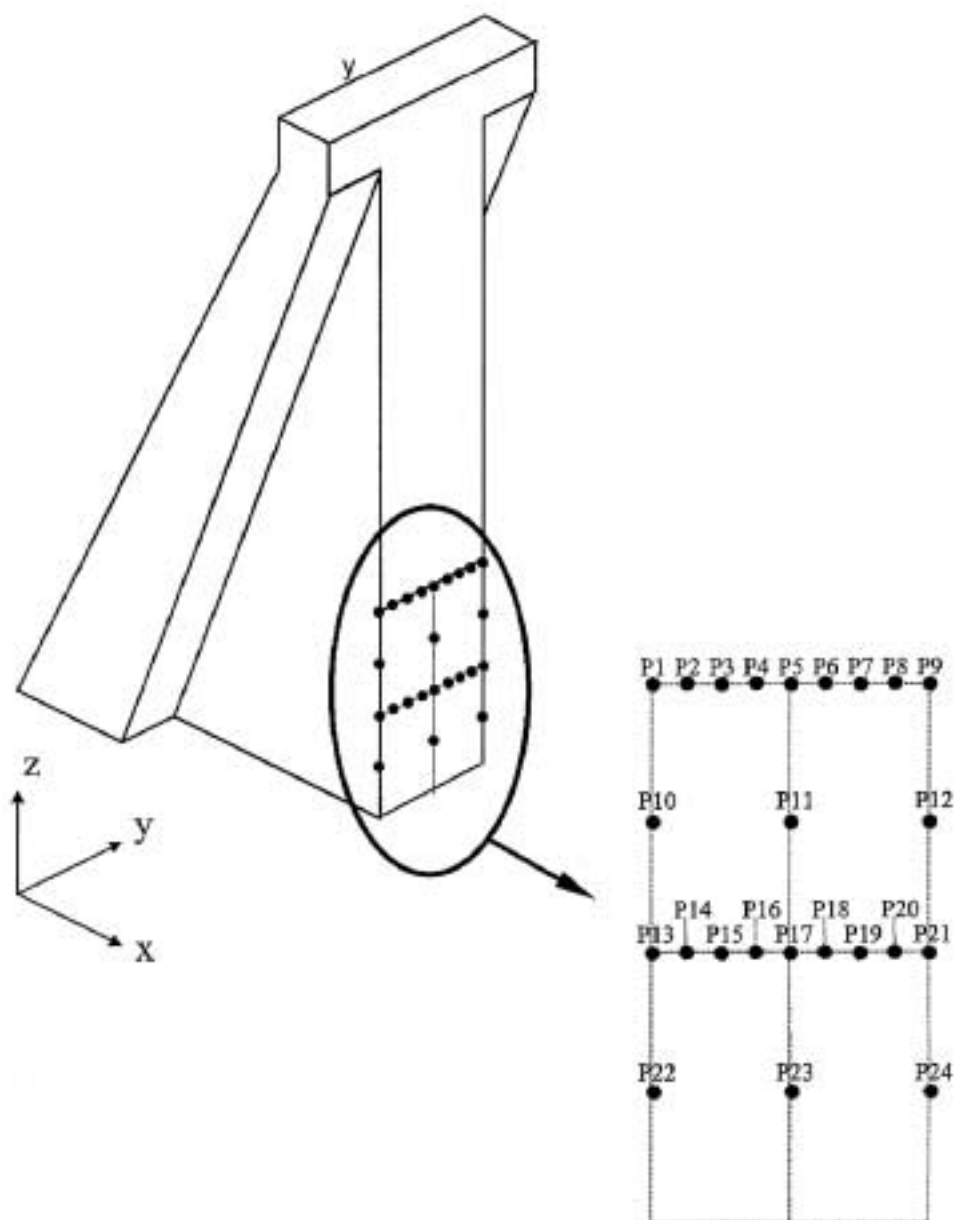


Fig. 7b - Examples of comparison of results.

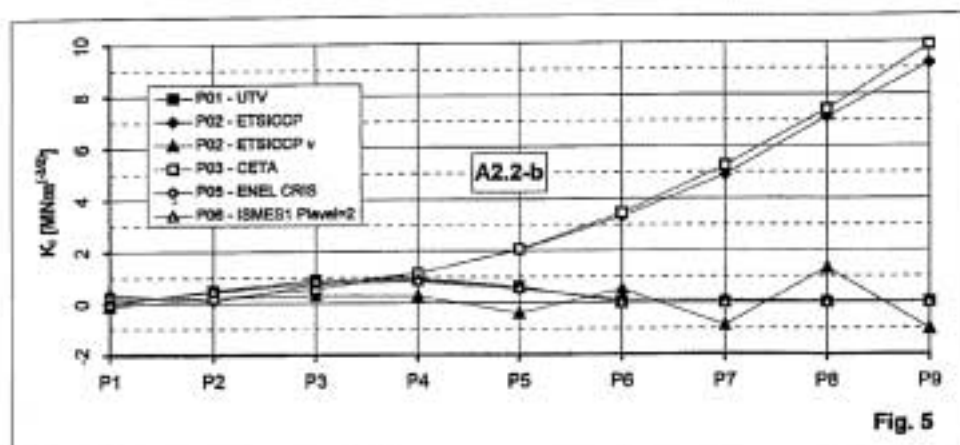


Fig. 5

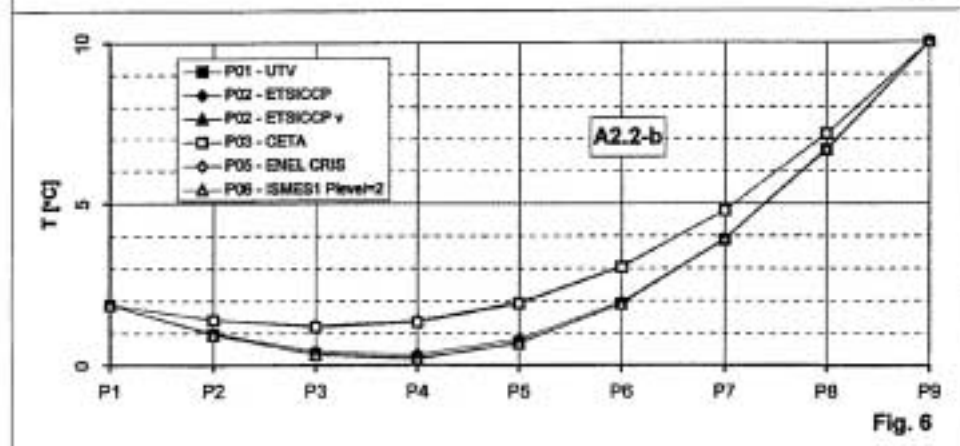


Fig. 6

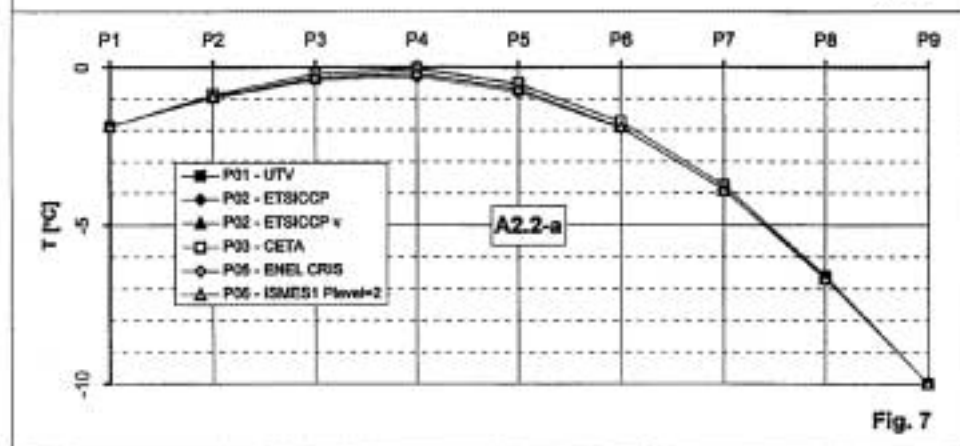
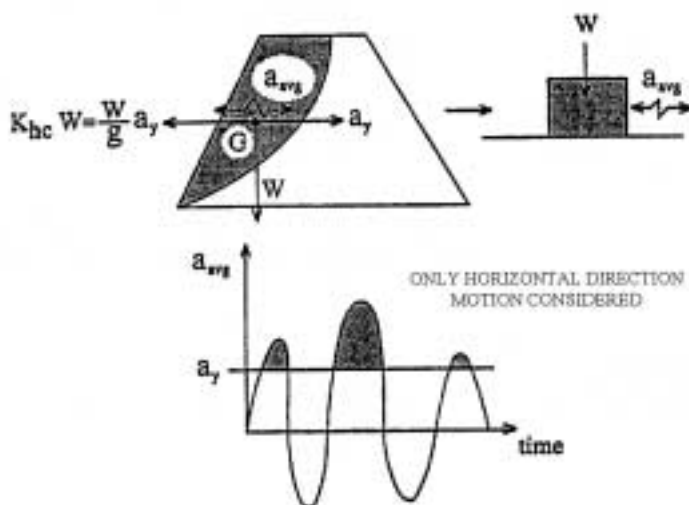


Fig. 7

Fig. 7c - Examples of comparison of results.



Flow chart representing the main steps of seismic analysis using equivalent linear approach and Newmark procedure



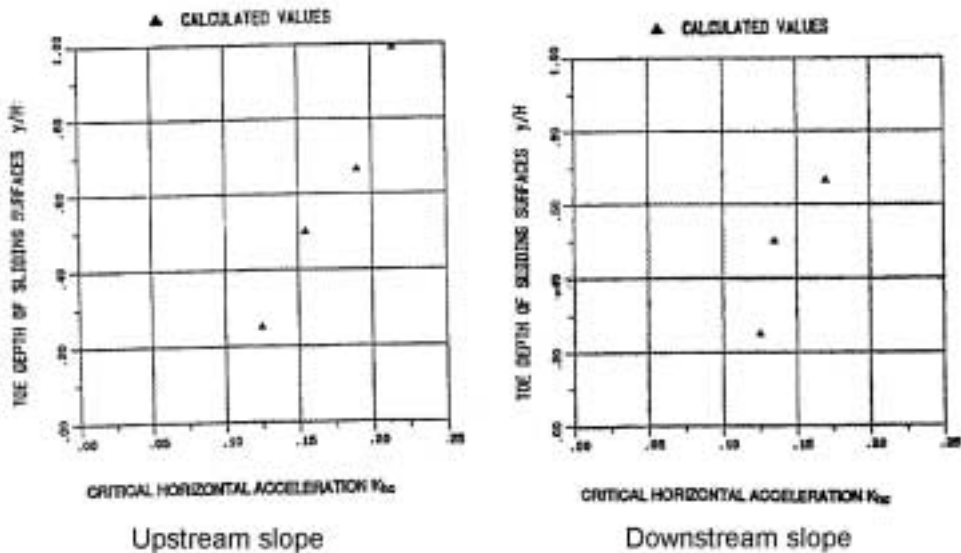
Adopted model for estimation of permanent deformation using Newmark's method.

Fig. 8a



## EL INFERNILLO DAM

Material's strength parameters used for static and pseudo-static analyses and calculated values of critical horizontal acceleration



Material strength parameters used for static and pseudostatic analysis			
ZONE	NAME (MATERIAL TYPE)	F (degree)	C (kPa)
1	IMPERVIOUS CORE	0	100
2	FILTERS	36	0
3	TRANSITION ZONE	38	0
4	INNER SHOULDER	40	0
5	OUTER SHOULDER	38	0
6	COFFERDAMS	40	0

Fig. 8b

## EL INFERNILLO DAM

Input ground motion EQ1 – upstream slope

Time histories of average accelerations  
for potential sliding masses extending at different depths

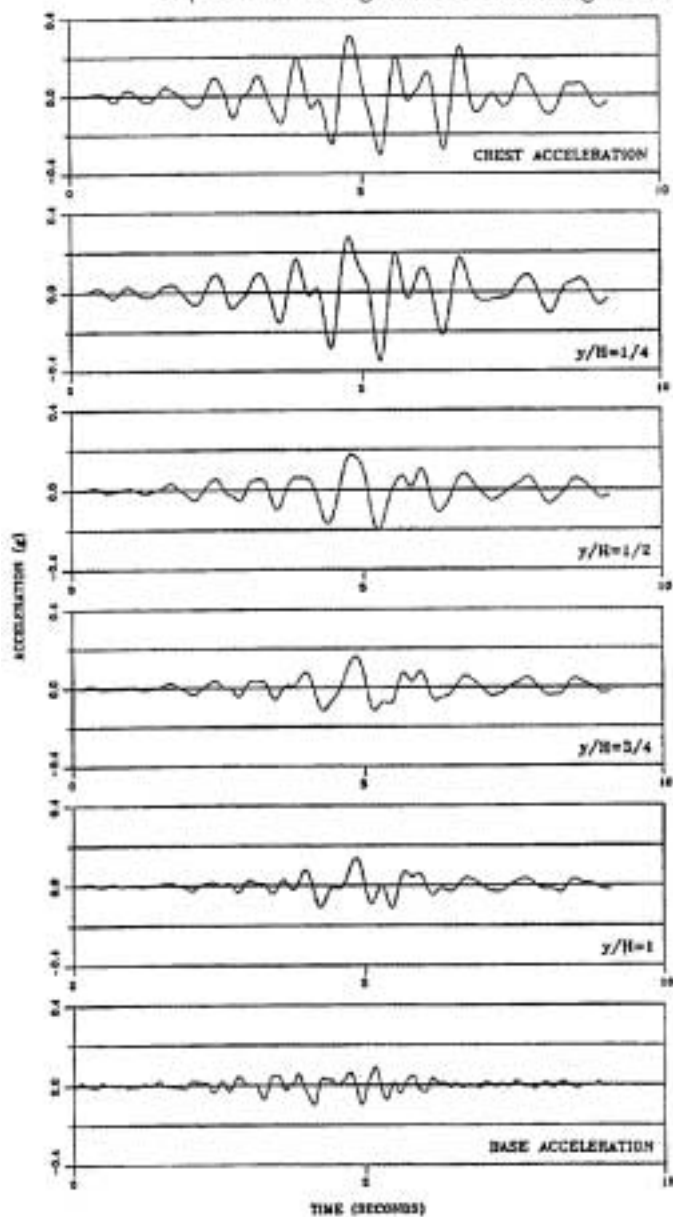


Fig. 8c

EL INFERNILLO DAM  
EQ1 - calculated permanent displacements

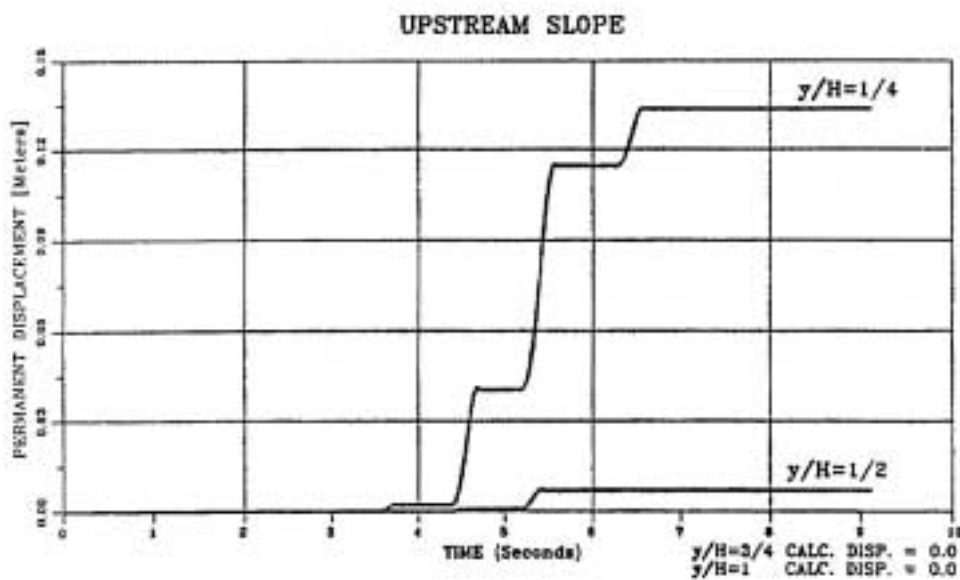
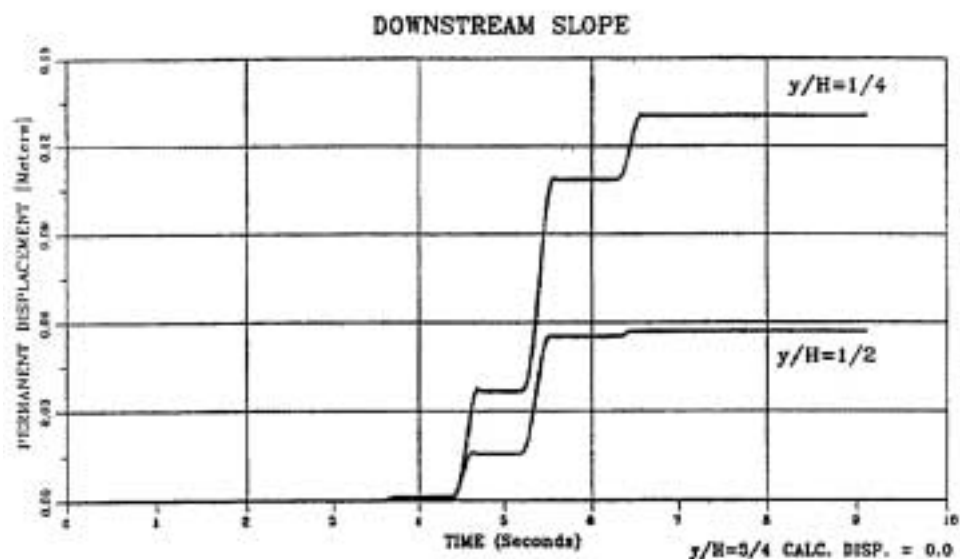


Fig. 8d

### Displacement quantities for EQ1

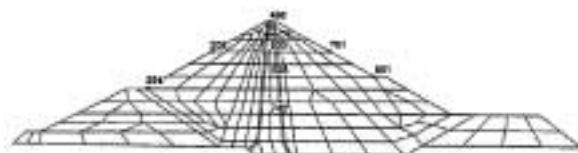
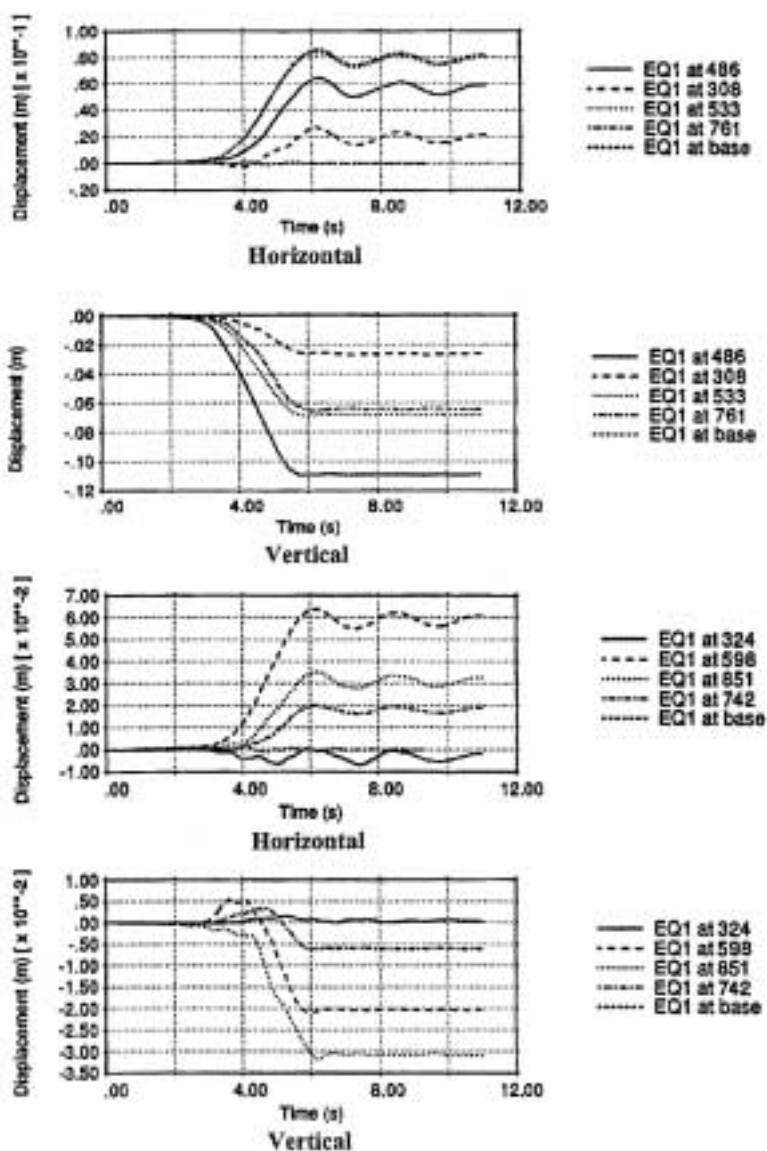
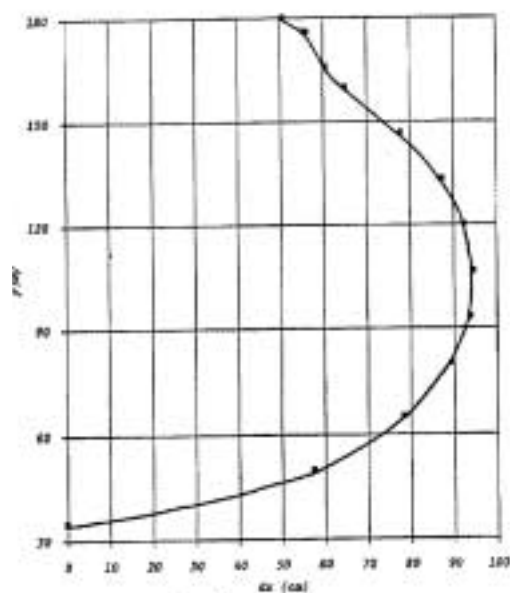
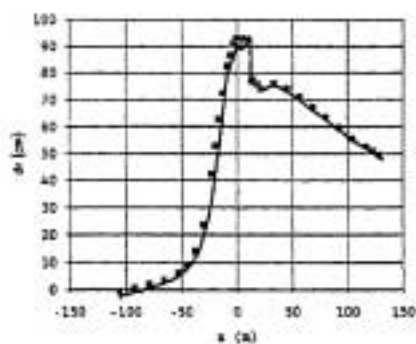


Fig. 8e

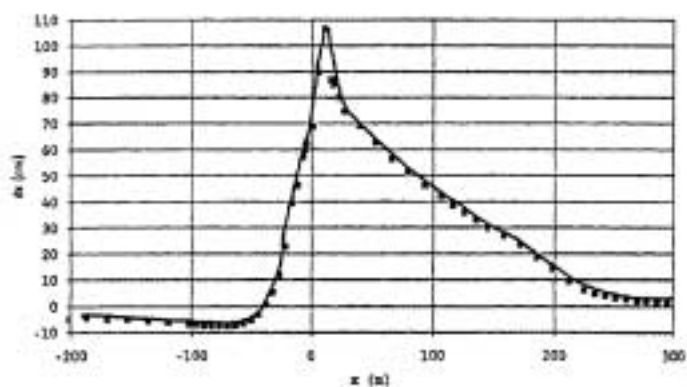
End of consolidation phase  
Total Horizontal displacements



Section AA



Section BB



Section CC

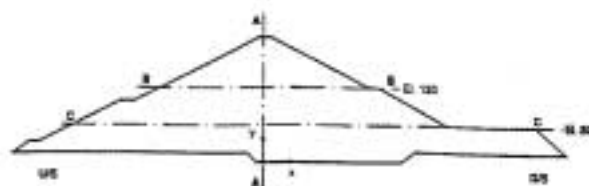


Fig. 9a

End of consolidation phase  
Total Vertical displacements

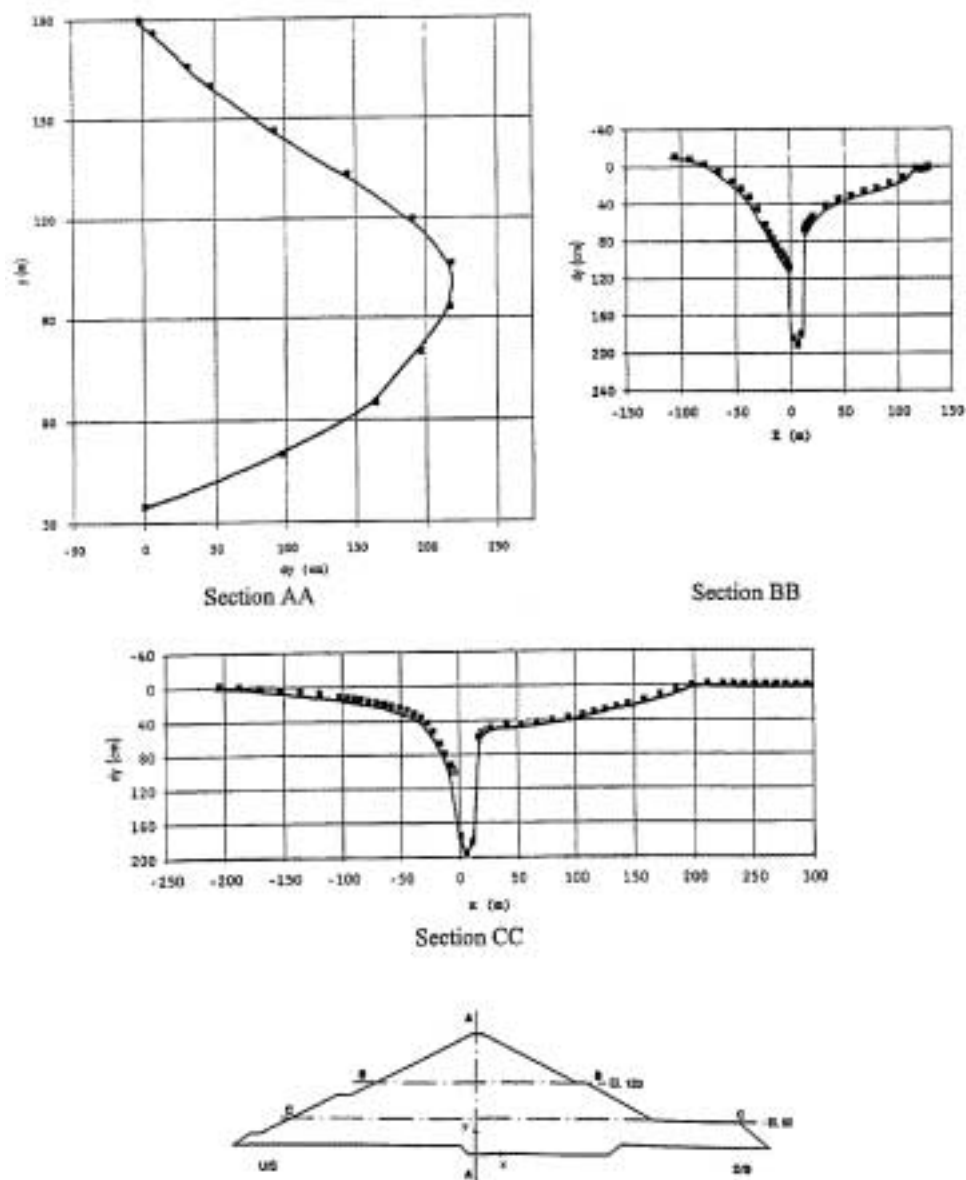
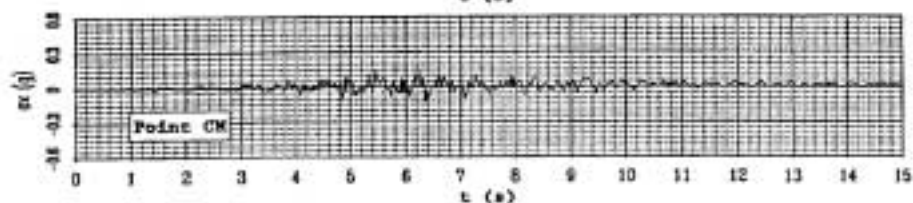
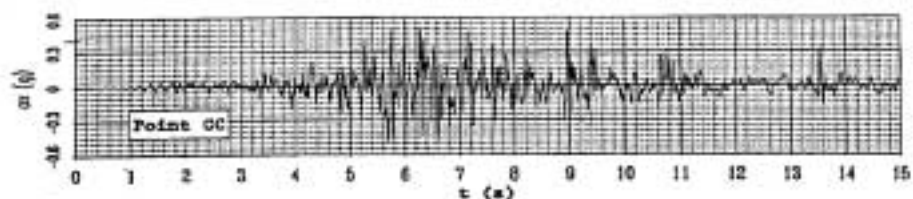


Fig. 9b

### Accelerations



### Displacements

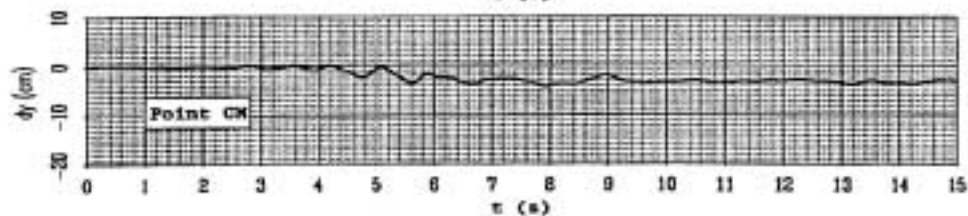
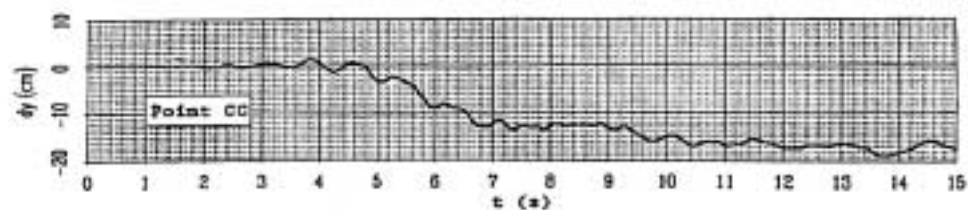
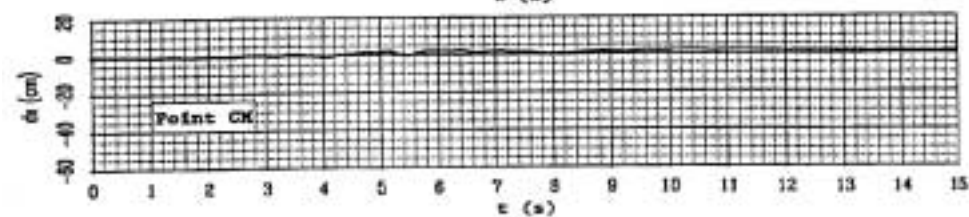
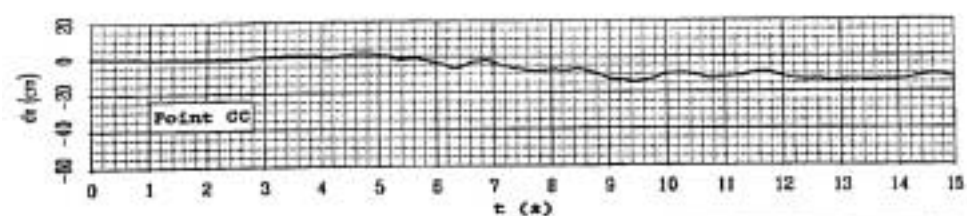


Fig. 9c

### Excess Pore Water Pressure

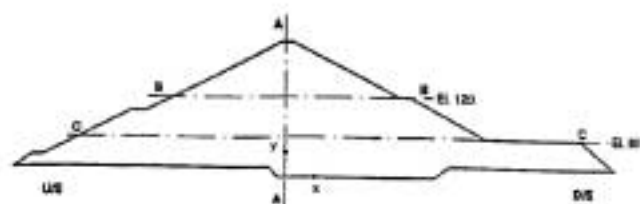
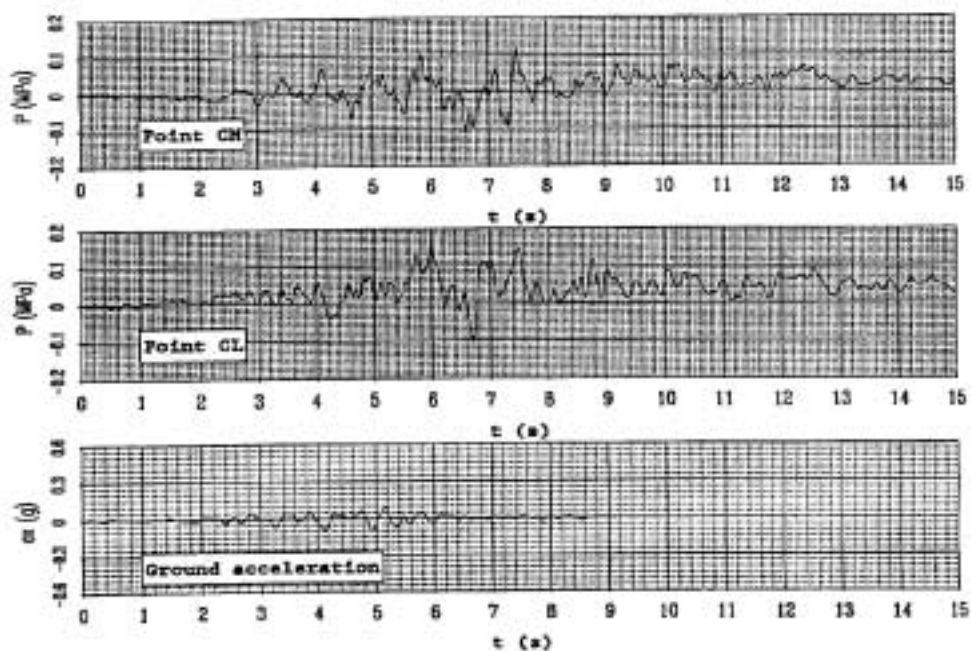
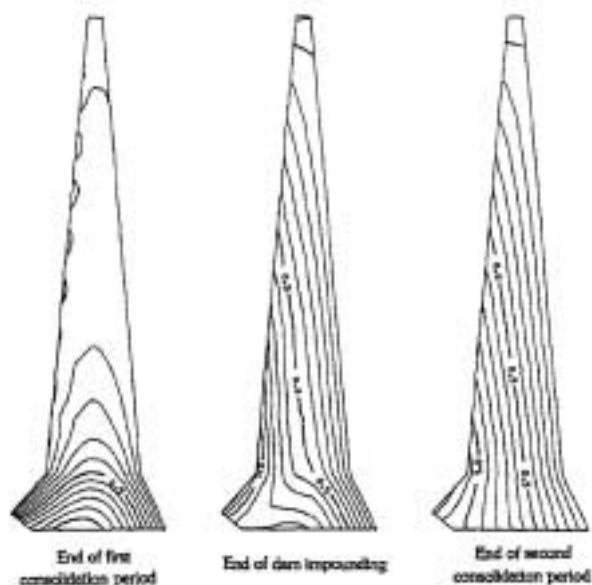


Fig. 9d



Mohr-Coulomb Model  
Pore pressure contour lines (MPa)



Combined Hujoux-Aubry and Mohr-Coulomb Model  
Pore pressure contour lines (MPa)

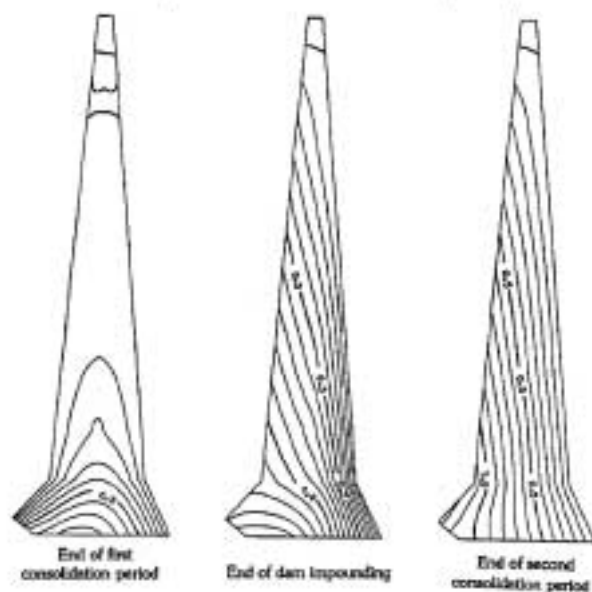


Fig. 9e

EL INFERNILLO – EQ1 earthquake – Combined Model

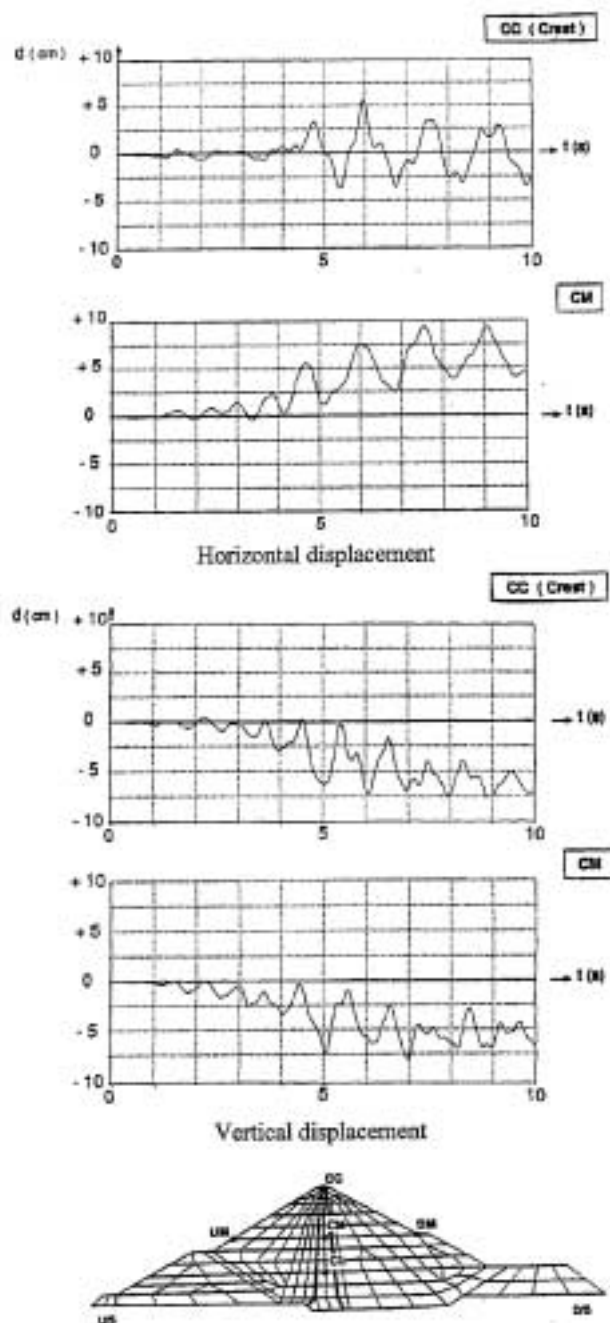


Fig. 9f

EL INFERNILLO – EQ1 earthquake – Combined Model

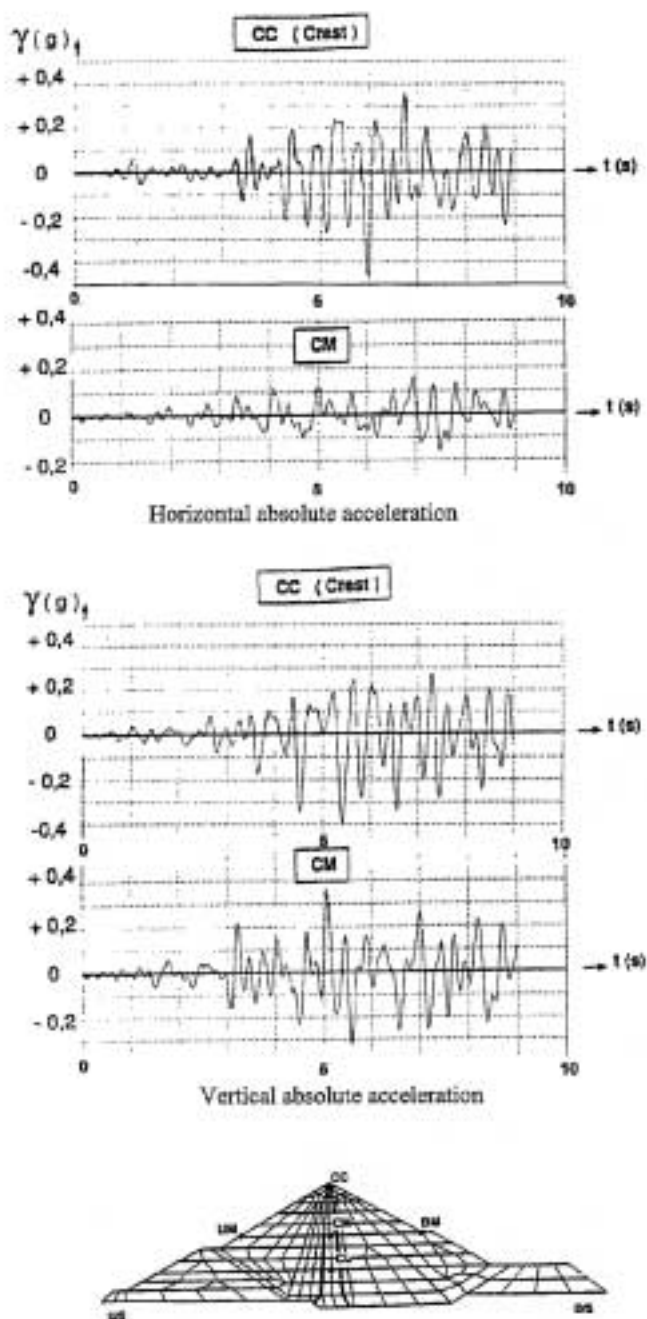


Fig. 9g

EL INFERNILLO – EQ1 earthquake  
Combined Model  
Excess pore pressure

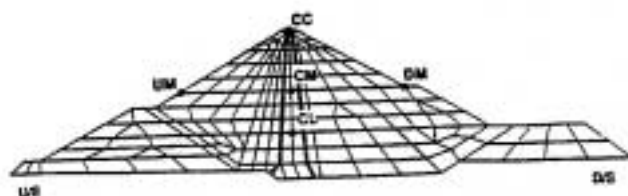
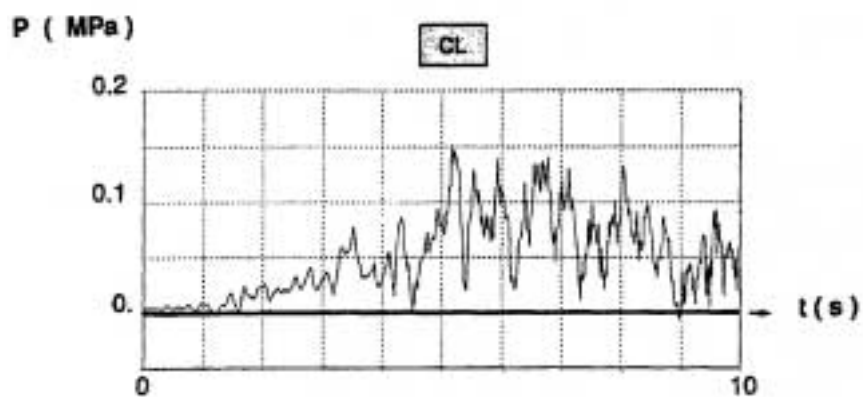
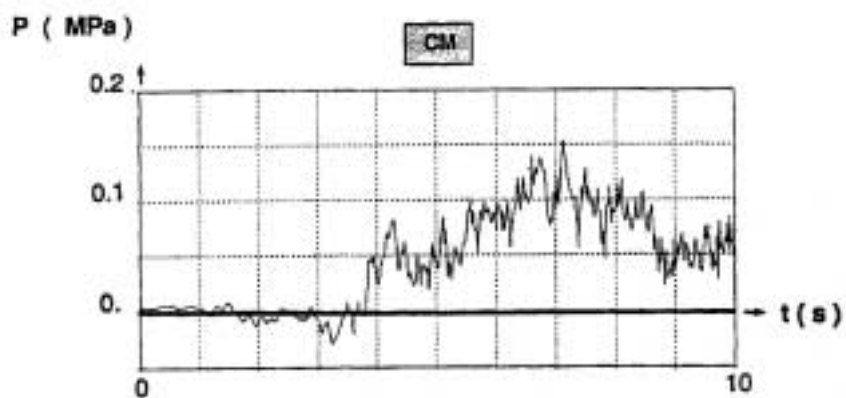
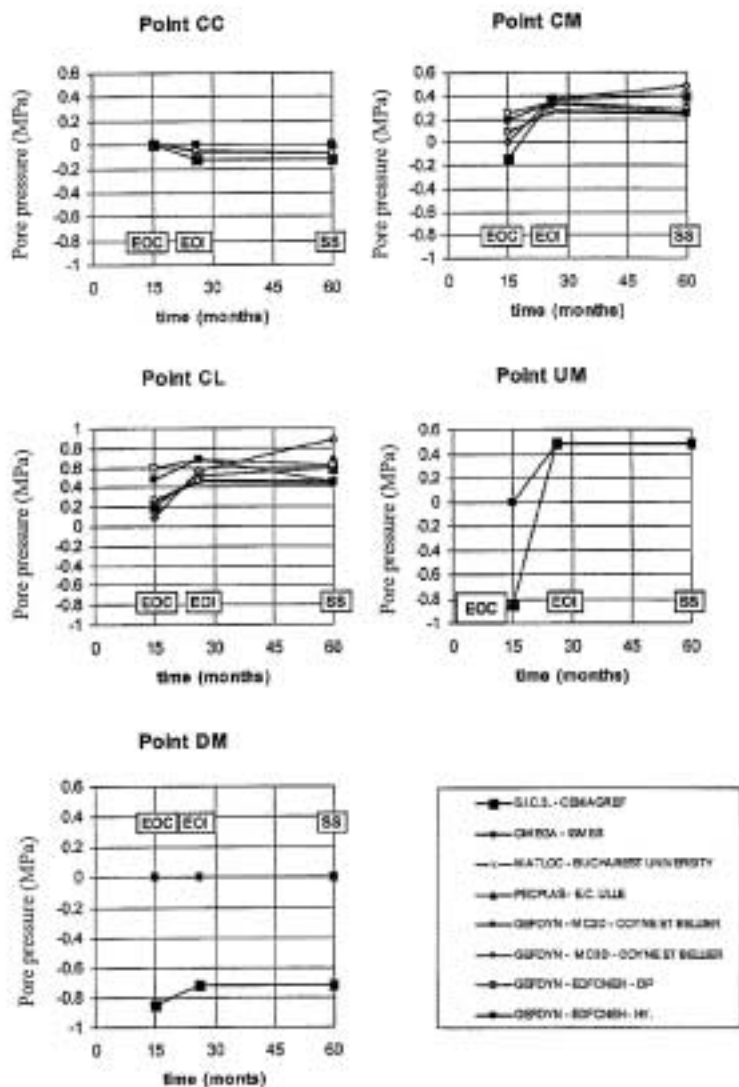


Fig. 9h

## COMPARISONS OF RESULTS Pore Pressure (MPa)



EOC End of consolidation  
EOI End of first impounding  
SS Steady state

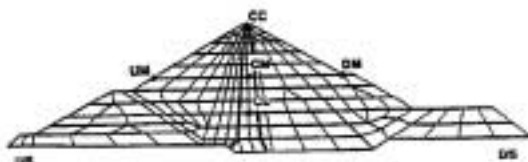
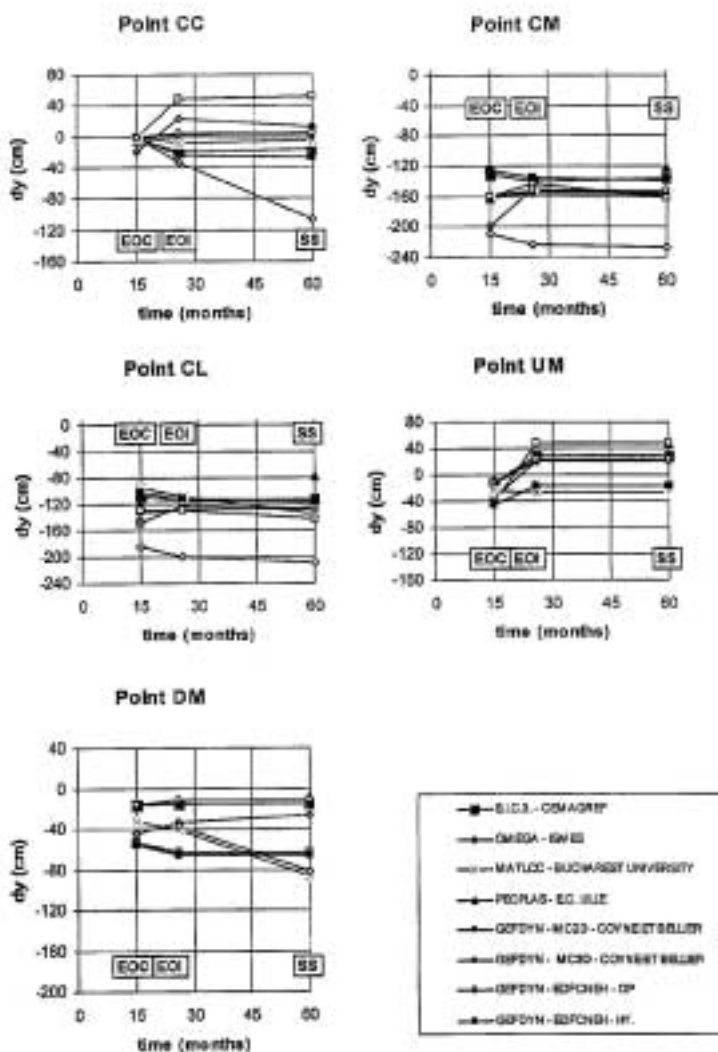


Fig. 10a

COMPARISONS OF RESULTS  
Vertical displacements

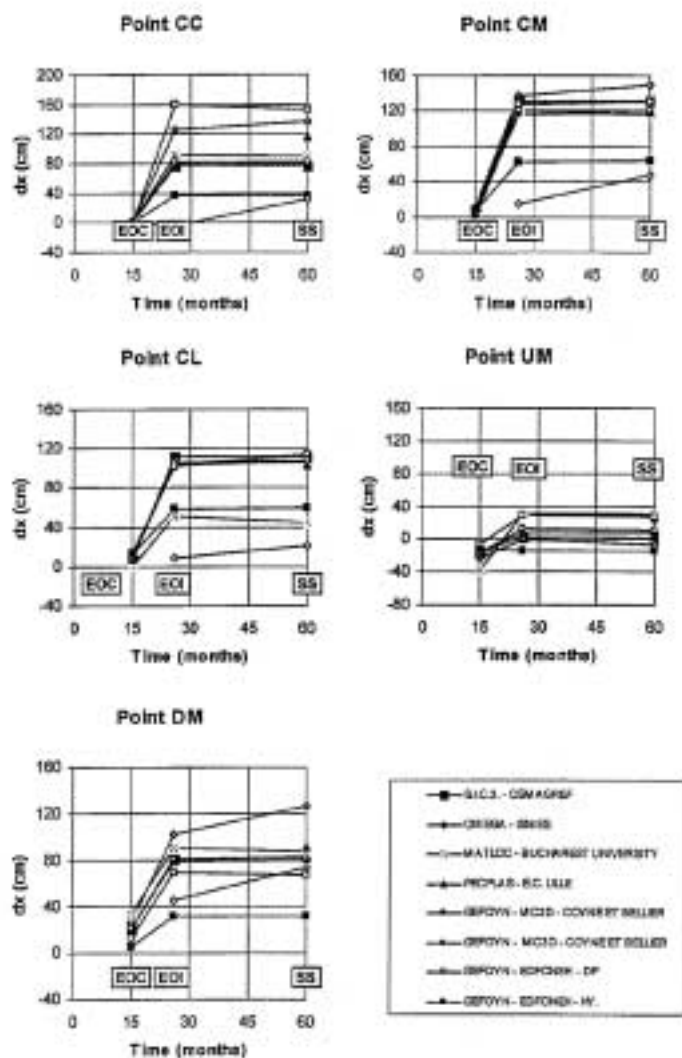


EOC End of consolidation  
EOI End of first impounding  
SS Steady state



Fig. 10b

COMPARISONS OF RESULTS  
Horizontal displacements



EOC End of consolidation  
EOI End of first impounding  
SS Steady state

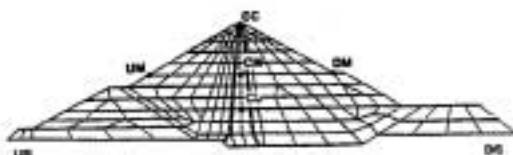


Fig. 10c

## COMPARISONS OF RESULTS HORIZONTAL DISPLACEMENTS AT THE END OF CONSTRUCTION PHASE

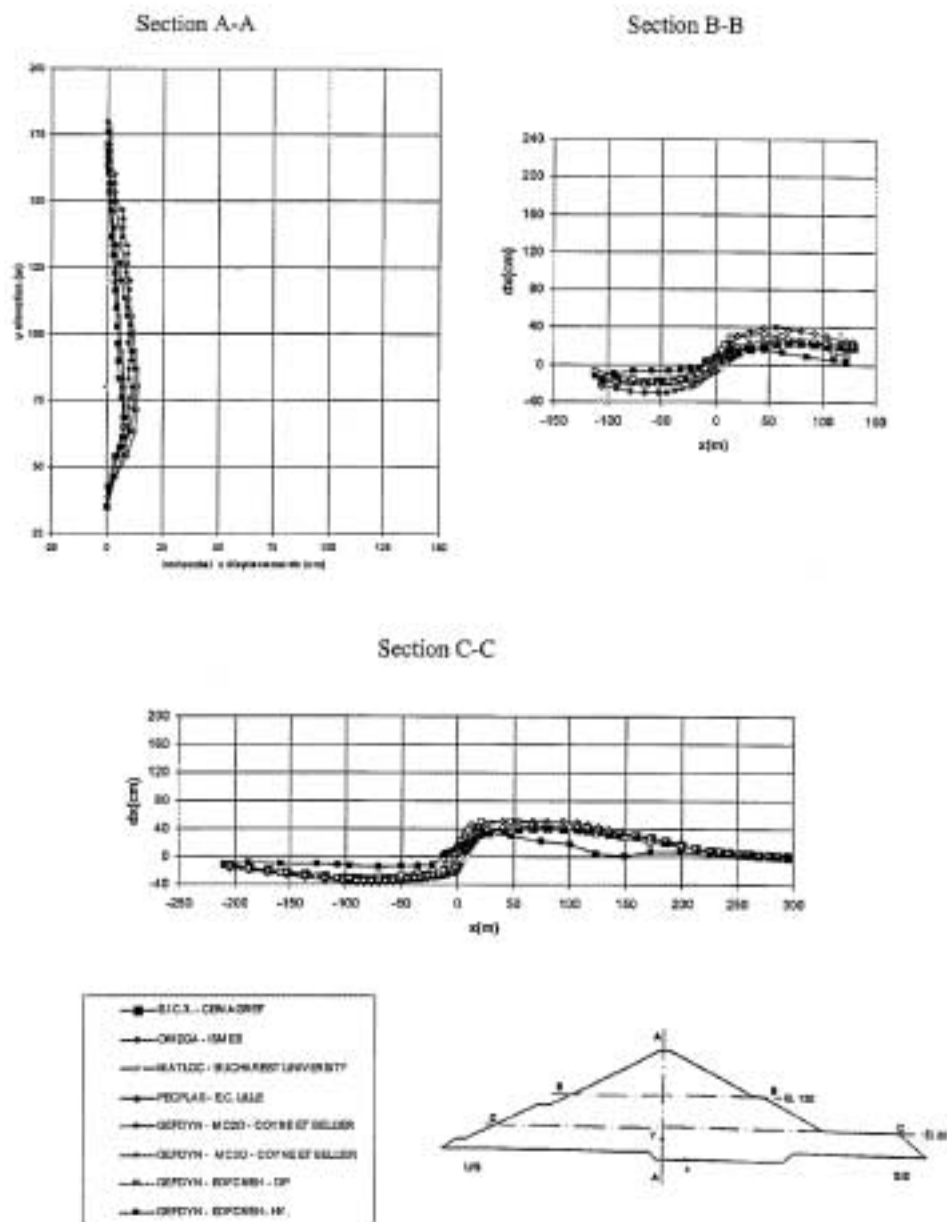
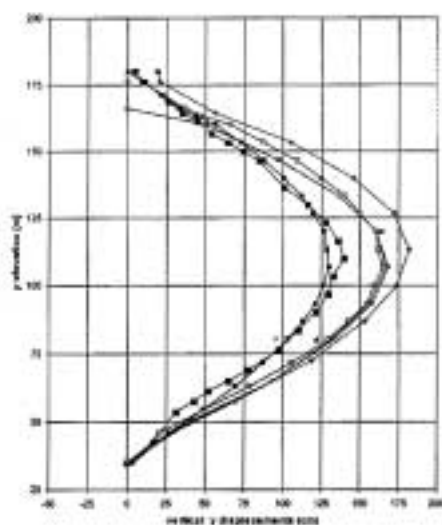


Fig. 10d

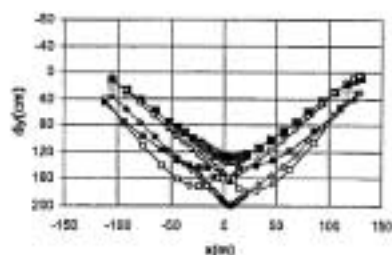


COMPARISONS OF RESULTS  
SETTLEMENTS PROFILE AT THE END OF CONSTRUCTION PHASE

Section A-A



Section B-B



Section C-C

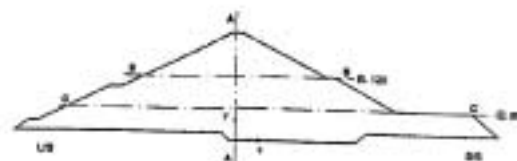
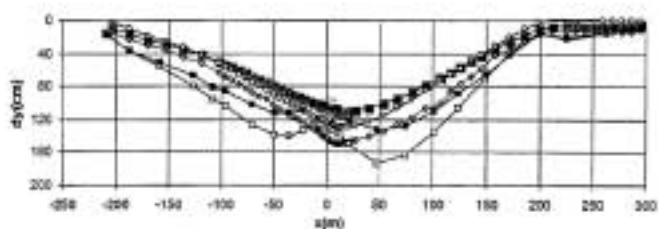
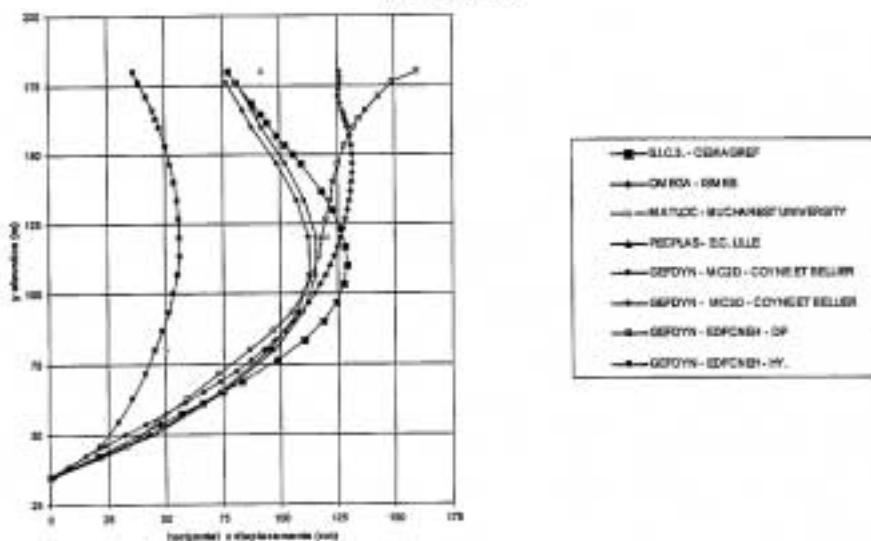


Fig. 10e

COMPARISONS OF RESULTS

INCREMENTAL HORIZONTAL: TOTAL HORIZONTAL AT THE END OF IMPOUNDING  
TOTAL HORIZONTAL AT THE END OF CONSTRUCTION

Section A-A



INCREMENTAL SETTLEMENTS: TOTAL SETTLEMENTS AT THE END OF IMPOUNDING  
TOTAL SETTLEMENTS AT THE END OF CONSTRUCTION

Section A-A

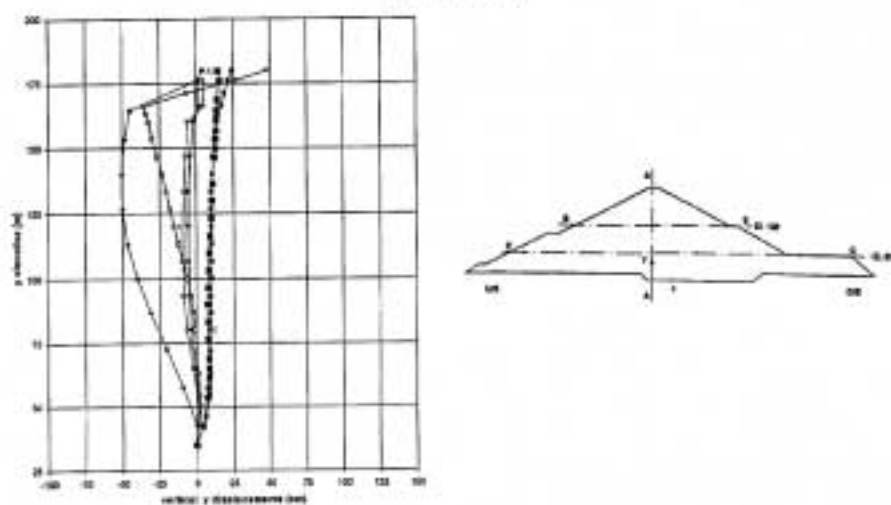
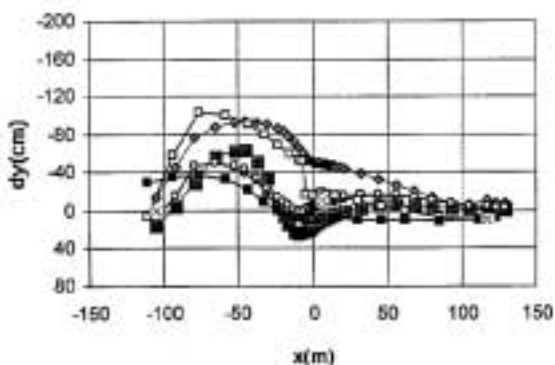


Fig. 10f

COMPARISONS OF RESULTS  
 INCREMENTAL SETTLEMENTS: TOTAL SETTLEMENTS AT THE END OF IMPOUNDING  
 TOTAL SETTLEMENTS AT THE END OF CONSTRUCTION

Section B-B



Section C-C

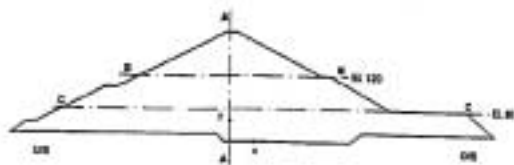
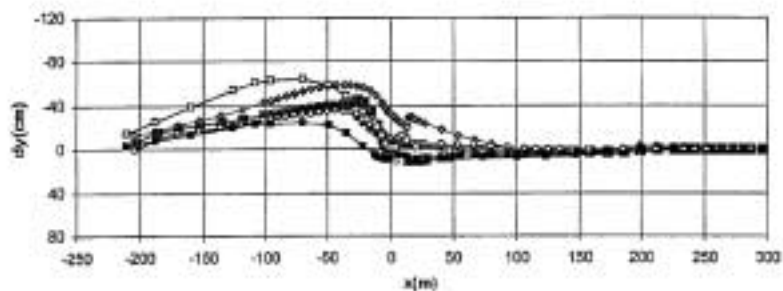


Fig. 10g

**DYNAMIC ANALYSIS OF AN EMBANKMENT DAM**  
EQ2 earthquake considering horizontal and vertical components

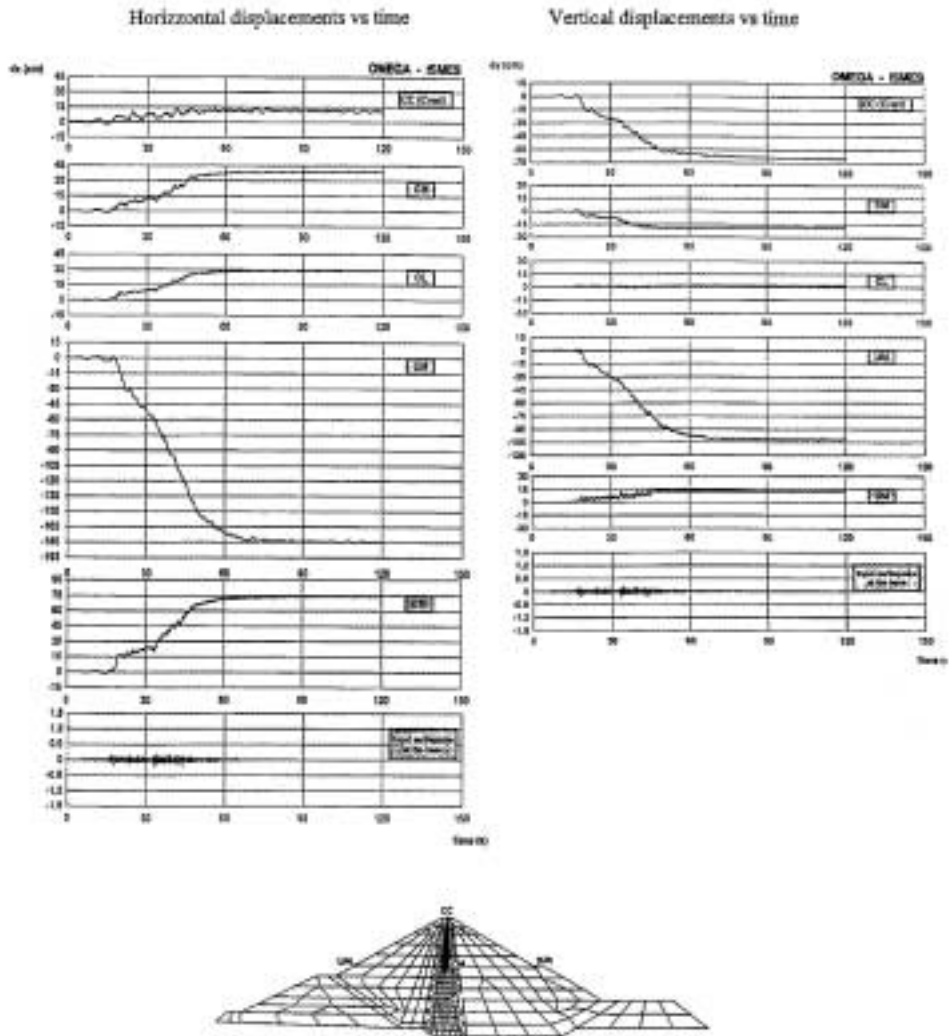


Fig. 11a

DYNAMIC ANALYSIS OF AN EMBANKMENT DAM  
EQ2 earthquake considering horizontal and vertical time history

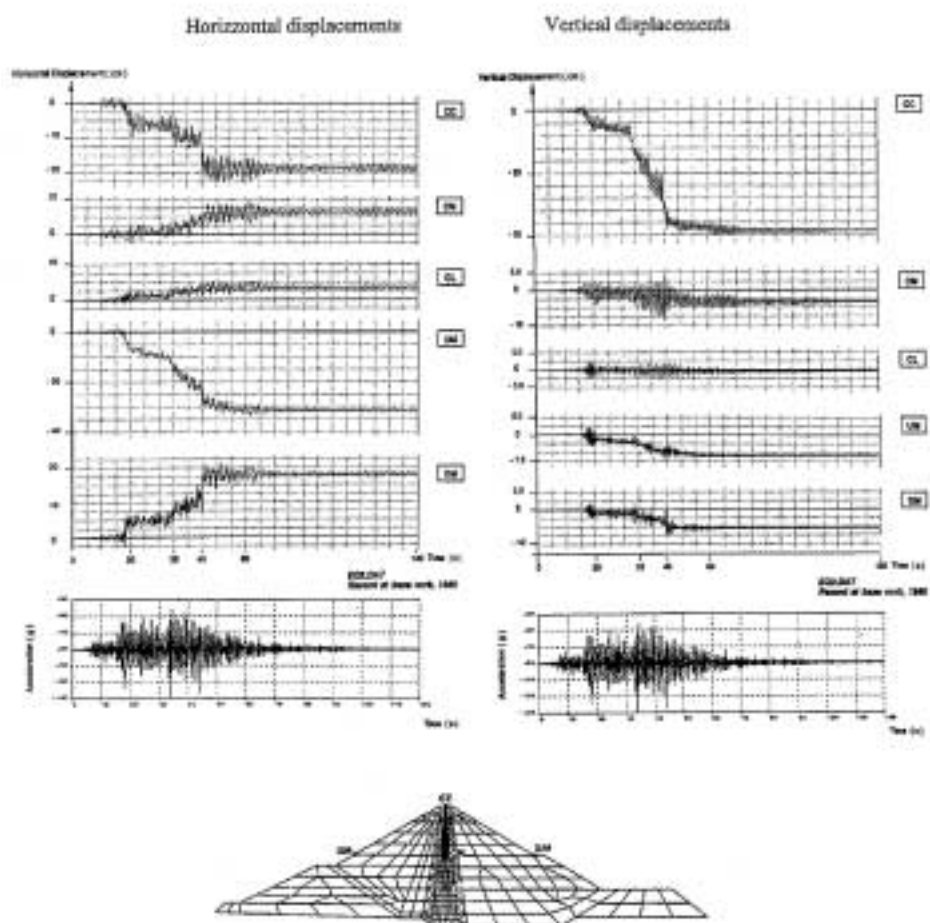
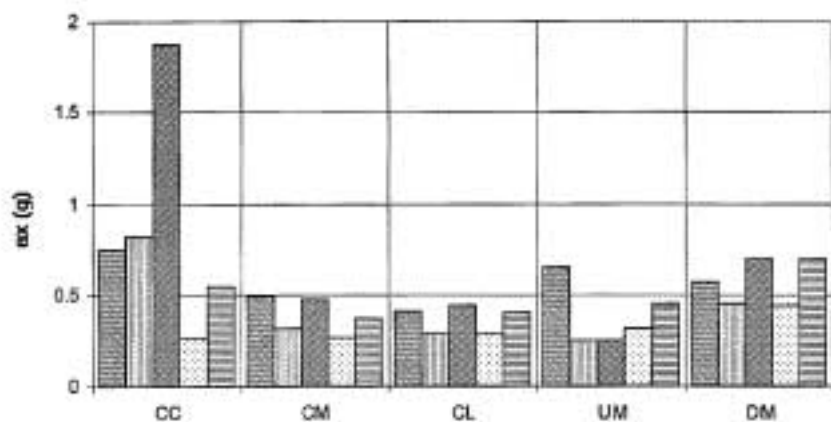


Fig. 11b

## COMPARISONS OF RESULTS DYNAMIC ANALYSIS

Maximum horizontal acceleration



Maximum vertical acceleration

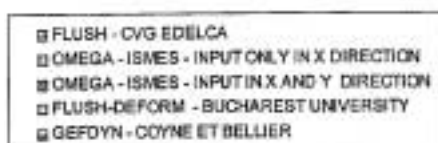
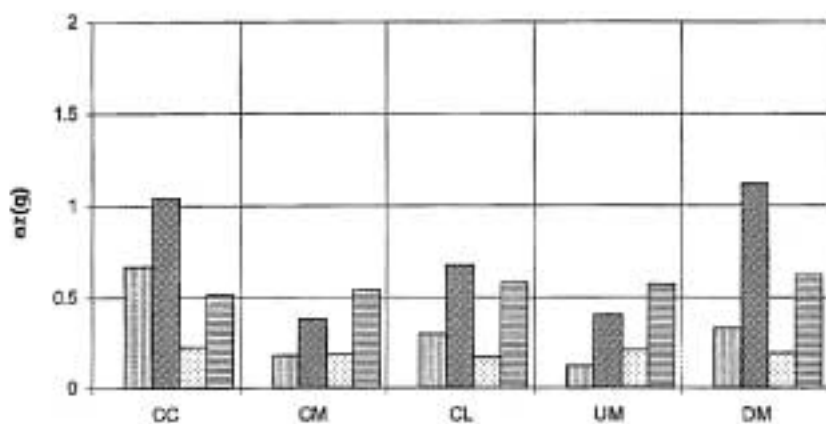
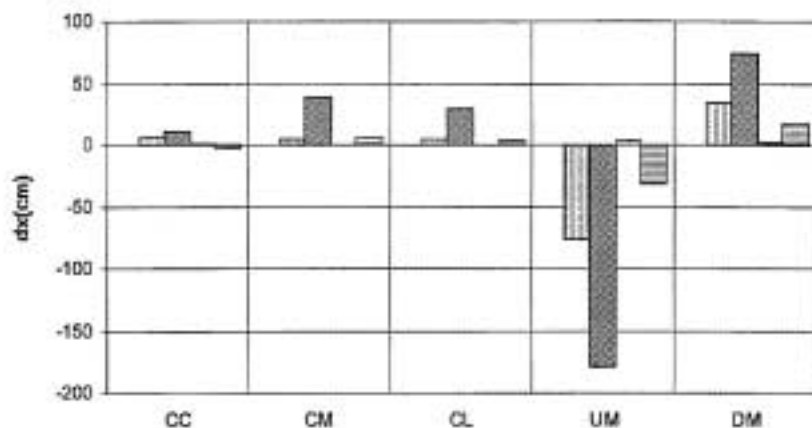


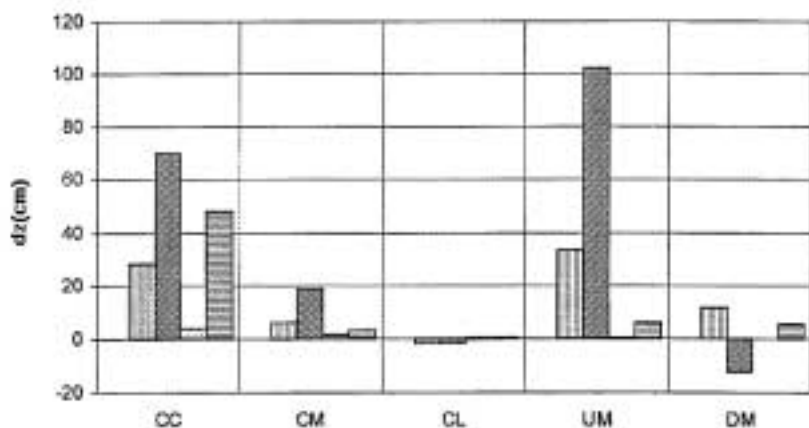
Fig. 11c

## COMPARISONS OF RESULTS DYNAMIC ANALYSIS

### Irreversible horizontal displacement



### Irreversible vertical displacement

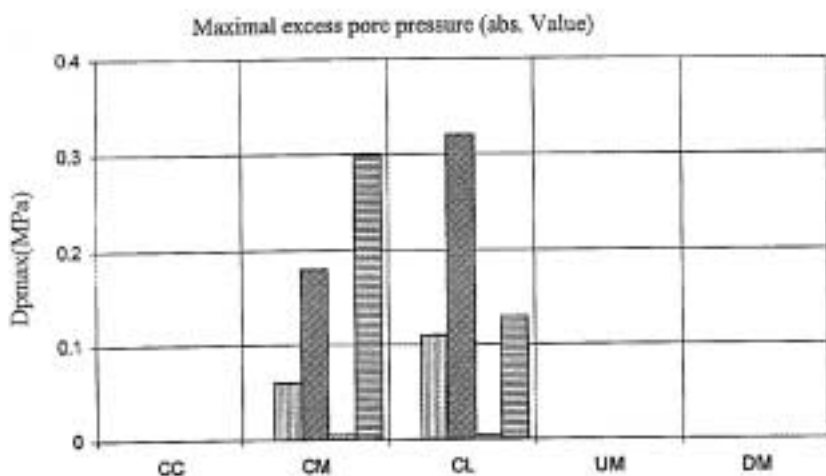
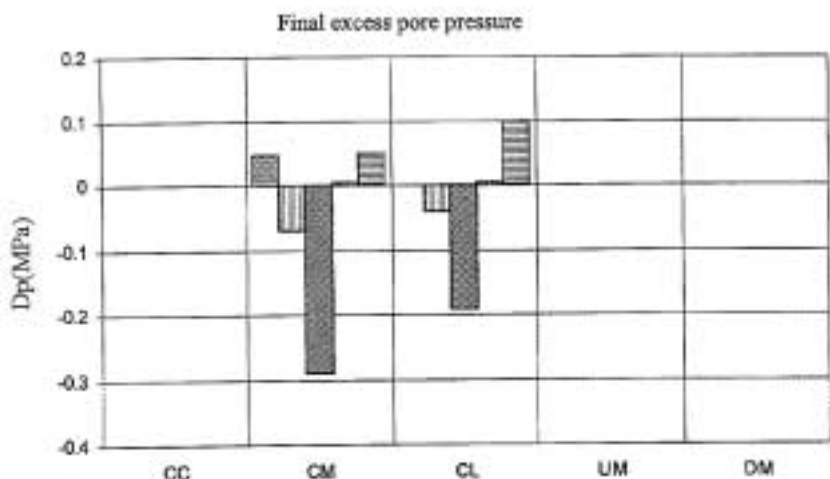


- ▣ FLUSH - CVG EDELCA
- ▣ OMEGA - ISMES - INPUT ONLY IN X DIRECTION
- ▣ OMEGA - ISMES - INPUT IN X AND Y DIRECTION
- ▣ FLUSH-DEFORM - BUCHAREST UNIVERSITY
- ▣ GEFDYN - COYNE ET BELLIER



Fig. 11d

## COMPARISONS OF RESULTS DYNAMIC ANALYSIS



- FLUSH - CVG EDELCA
- ▨ OMEGA - ISMES - INPUT ONLY IN X DIRECTION
- ▩ OMEGA - ISMES - INPUT IN X AND Y DIRECTION
- FLUSH-OEFORM - BUCHAREST UNIVERSITY
- ▤ GEFDYN - COYNE ET BELLIER



Fig. 11e



COMPARISONS OF RESULTS: PROBLEM N. 1  
Zoom location of free surface

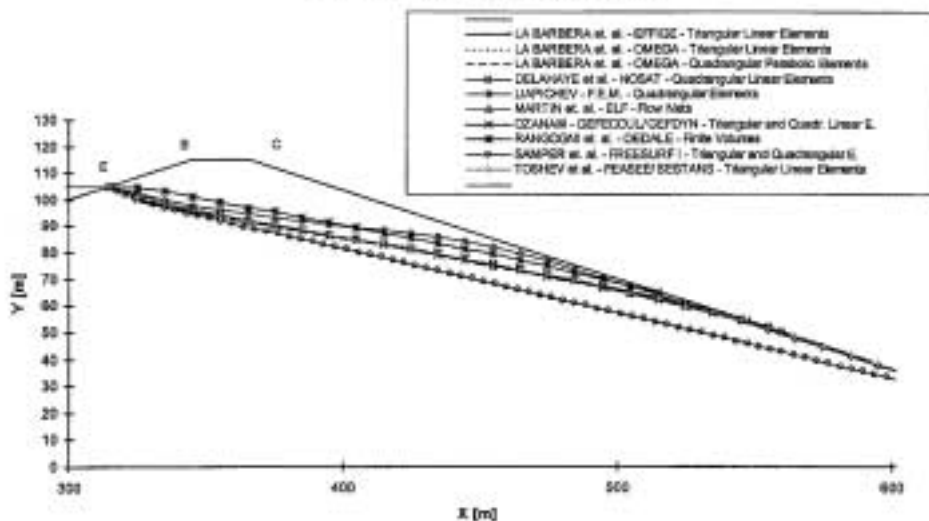


Fig. 12a

COMPARISONS OF RESULTS: PROBLEM N. 2  
Zoom location of free surface

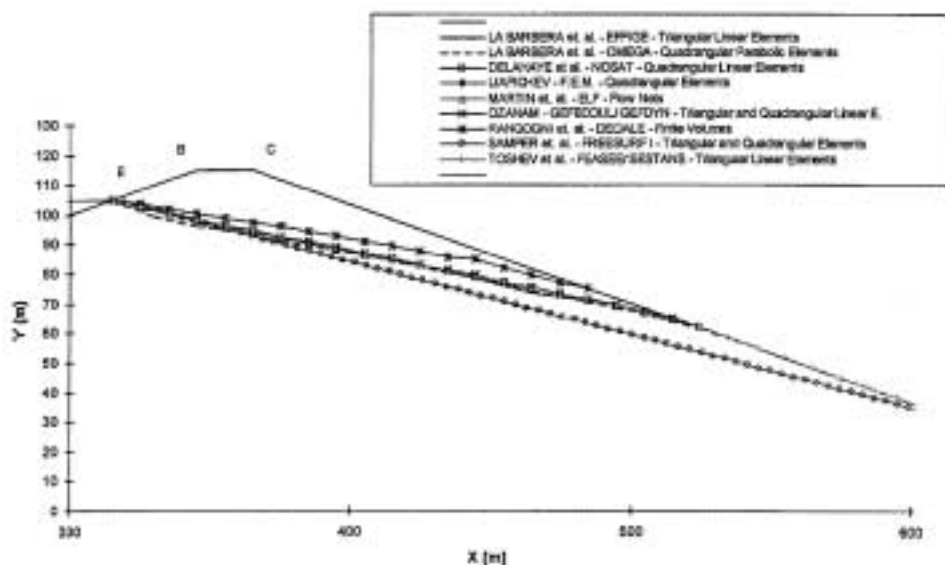


Fig. 12b

COMPARISON OF RESULTS: PROBLEM N. 3  
Zoom location of free surface

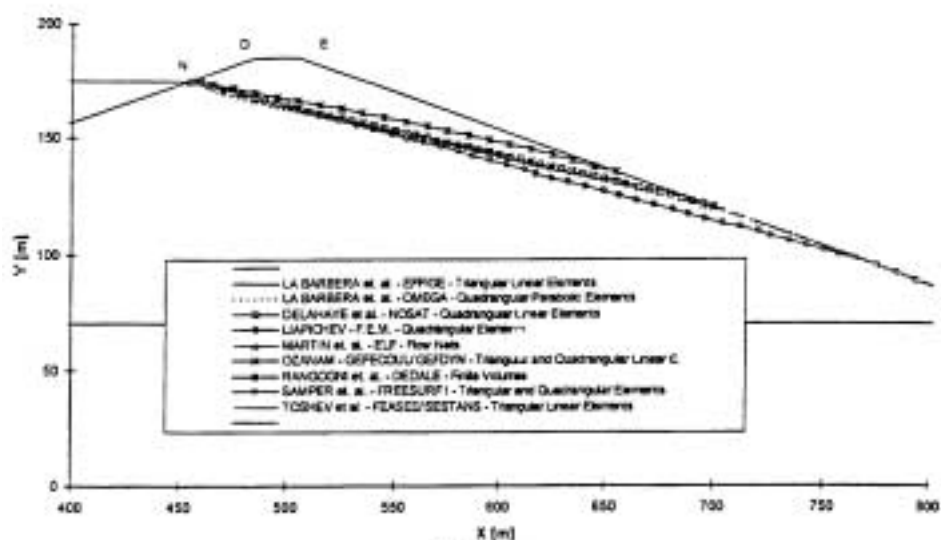


Fig. 12c

COMPARISONS OF RESULTS: PROBLEM N. 6  
Zoom location of free surface

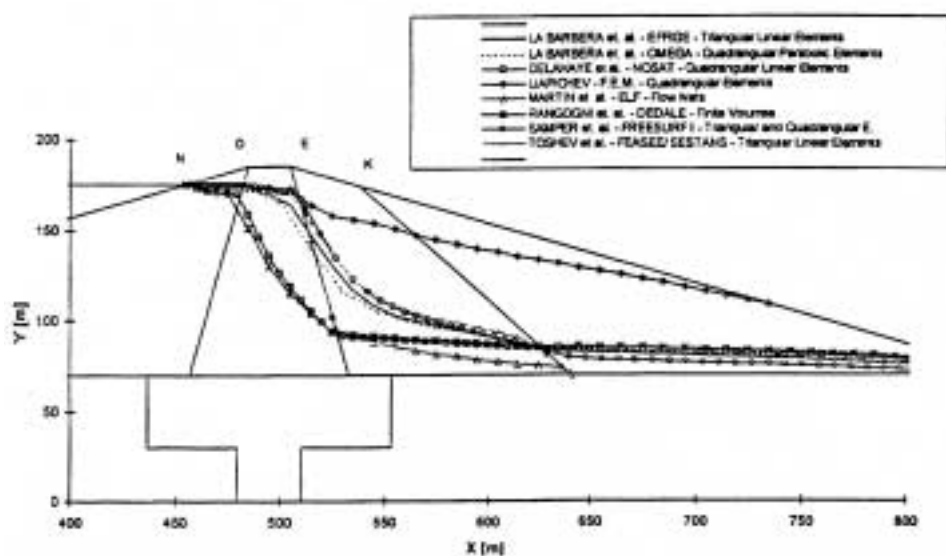
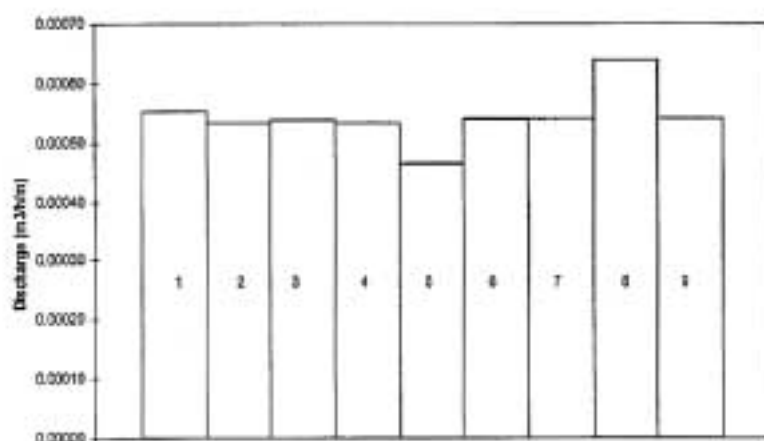


Fig. 12d

COMPARISON OF RESULTS: PROBLEM N. 1  
 Outflow discharge rate from boundary FD



Outflow discharge rate from boundary FD



- |   |  |
|---|--|
| 1 | LA MARINI et al. - IPR2 - Triangular Linear Elements                 |
| 2 | LA BARBERA et al. - CM2D - Quadrangular Parabolic Elements           |
| 3 | LA MARINI et al. - CM2D - Triangular Linear Elements                 |
| 4 | DELAHAYE et al. - MCSAT - Quadrangular Linear Elements               |
| 5 | LARONDE - FEM - Quadrangular Elements                                |
| 6 | SMITH et al. - EL7 - Four Nods                                       |
| 7 | COMAUC - GSTRUCOLGPOVM - Triangular and Quadrangular Linear Elements |
| 8 | RANDOGM et al. - DEALE - Finite Volumes                              |
| 9 | TOREIV et al. - PROSISSEANS - Triangular Linear Elements             |

Fig. 12e

COMPARISONS OF RESULTS; PROBLEM N. 3  
 Outflow discharge rate from boundaries: LF; FG; GH

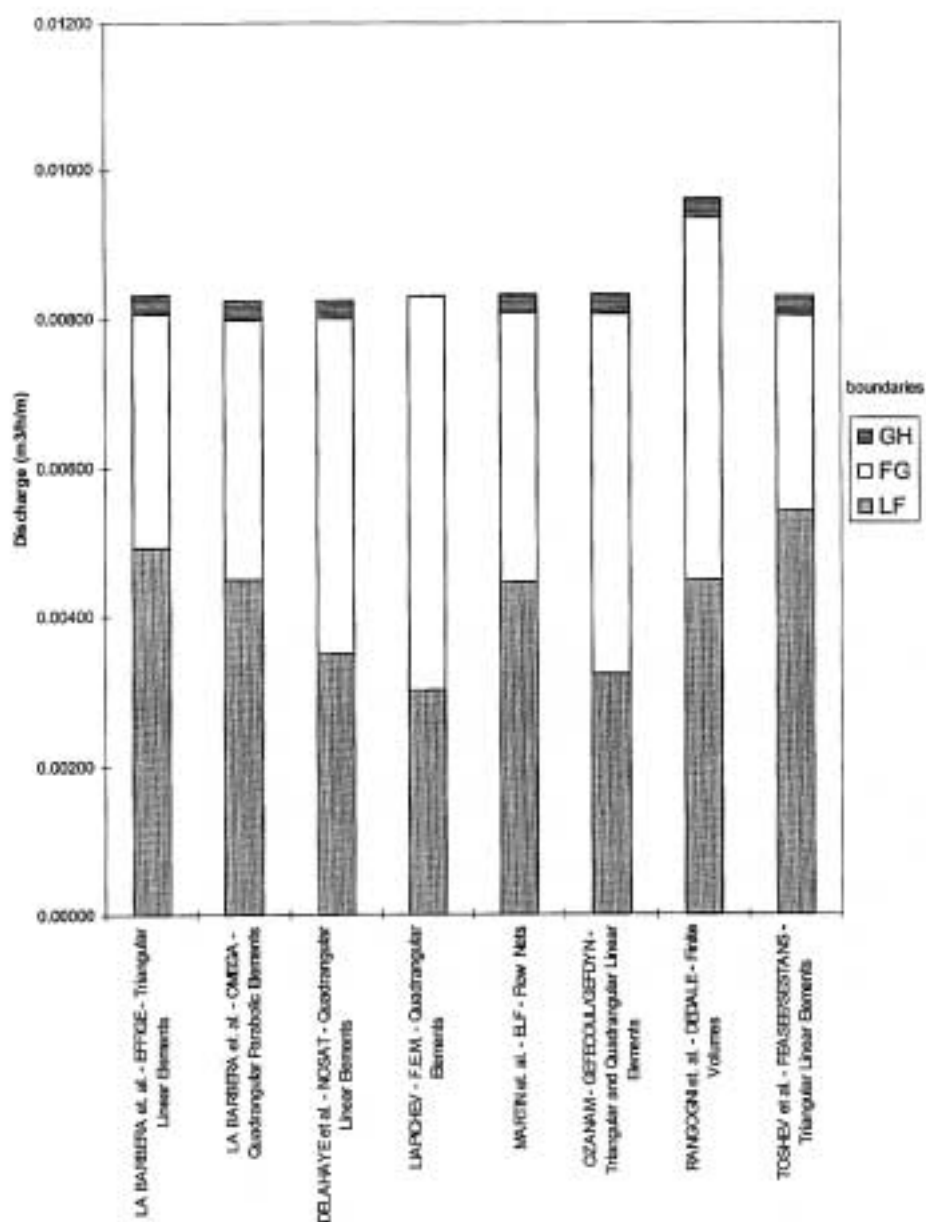
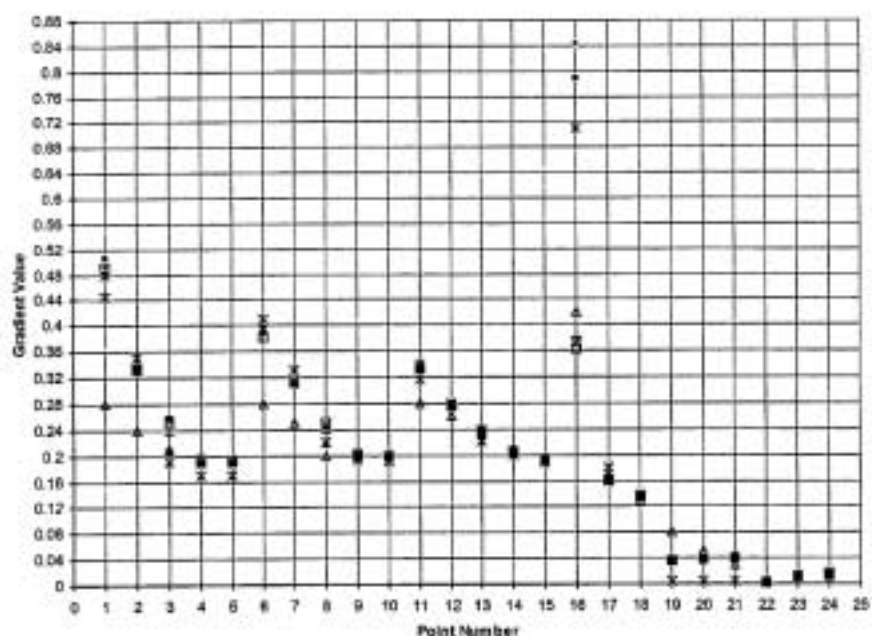


Fig. 12f

COMPARISONS OF RESULTS: PROBLEM N. 3  
Magnitude of hydraulic gradients



- LA BARBERA et al. - IPPEB - Triangular Linear Elements
- LA BARBERA et al. - DIMDA - Quadrangular Parabolic Elements
- DELAHAYE et al. - ACSAT - Quadrangular Linear Elements
- △ WAREKIN et al. - ELP - Flow Nets
- × CHANAL - GORCOLLIGORDIN - Triangular and Quadrangular Linear Elements
- RANDOON et al. - CEGALE - Finite Volumes
- TOSHEV et al. - PHSQSSTAVAS - Triangular Linear Elements

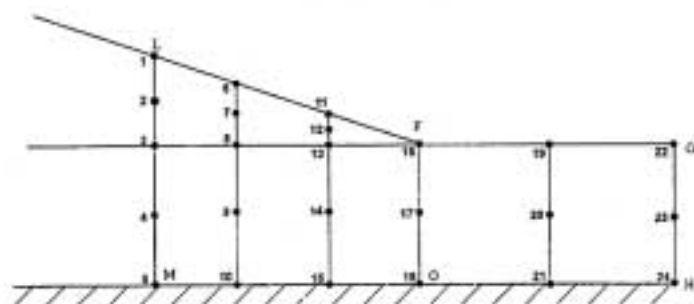


Fig. 12g

DISPLACEMENTS AT THE END OF CONSTRUCTION  
Section A-A

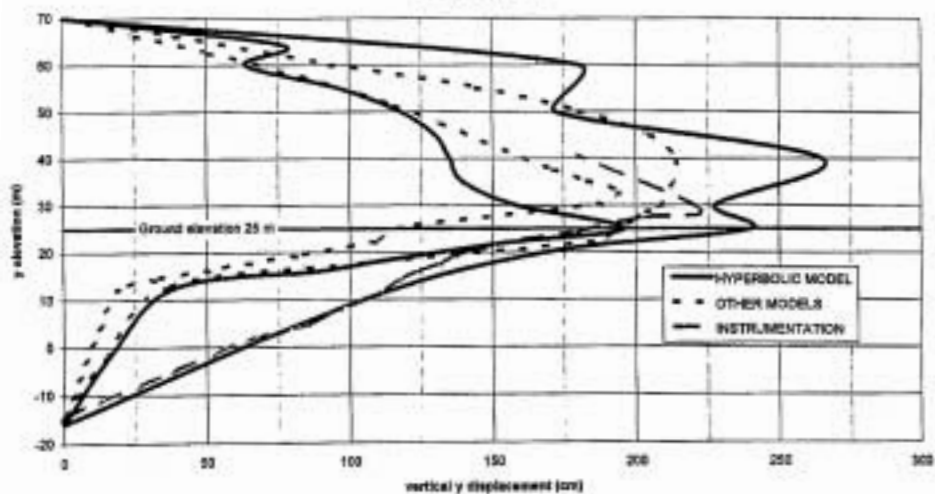


Fig. 13a

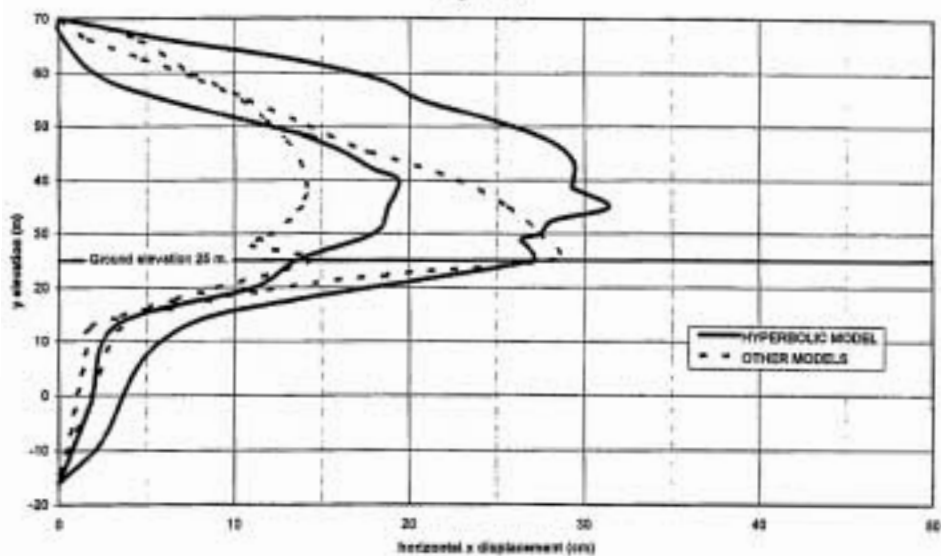
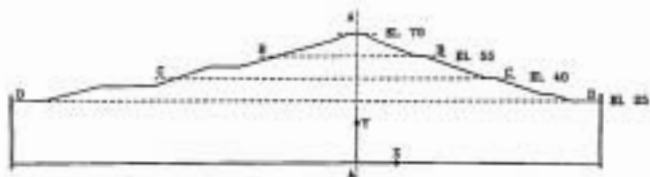


Fig. 13b



DISPLACEMENTS AT THE END OF CONSTRUCTION  
Section B-B

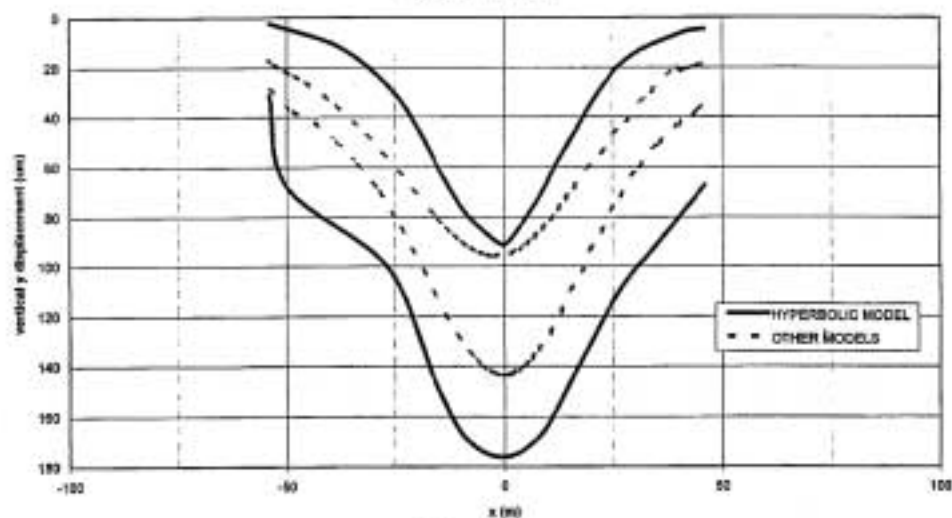


Fig. 13c

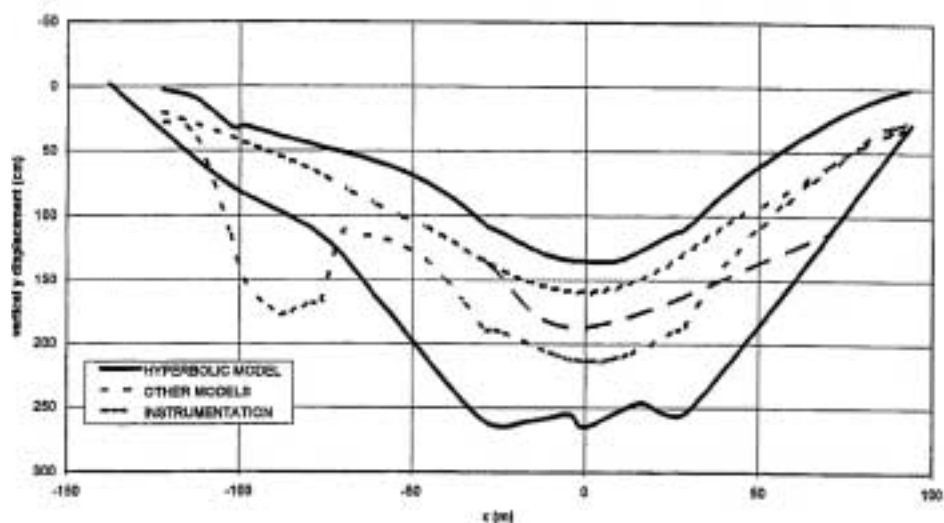
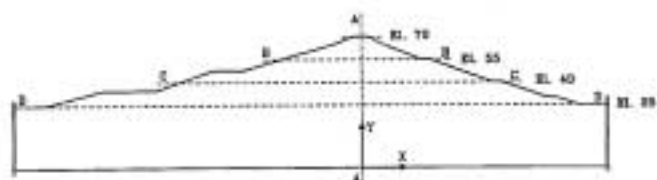


Fig. 13d



DISPLACEMENTS AT THE END OF CONSTRUCTION  
Section C-C

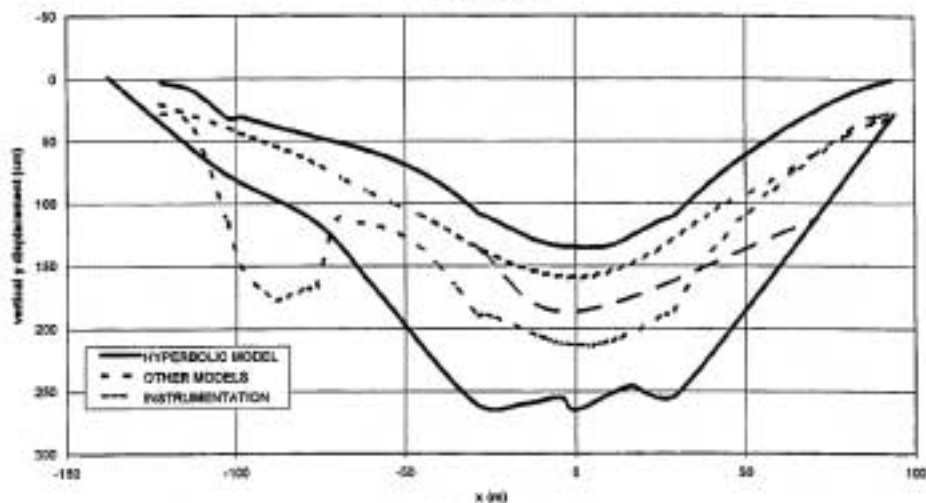


Fig. 13e

Section D-D

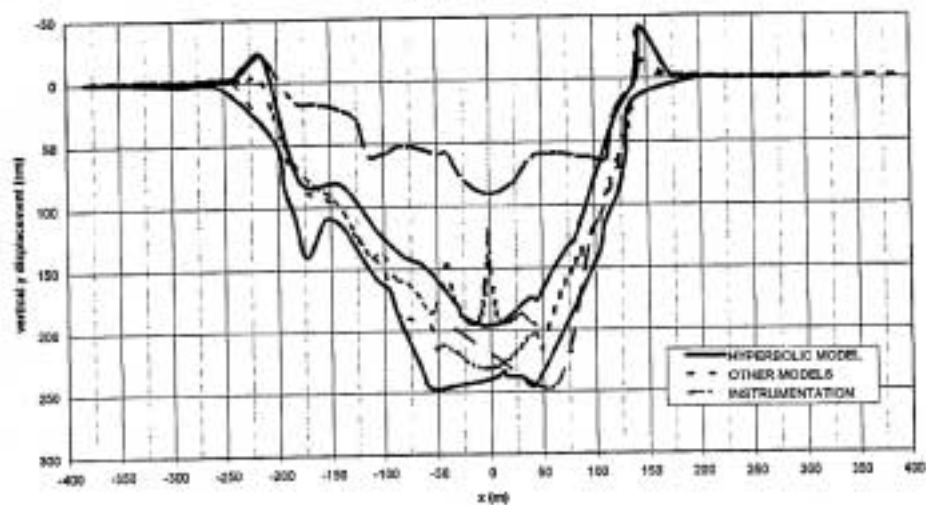
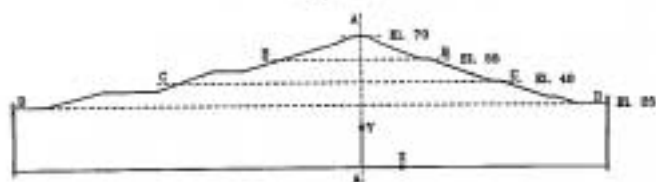


Fig. 13f





VERTICAL DISPLACEMENTS AT THE END OF CONSTRUCTION  
Section C-C other models

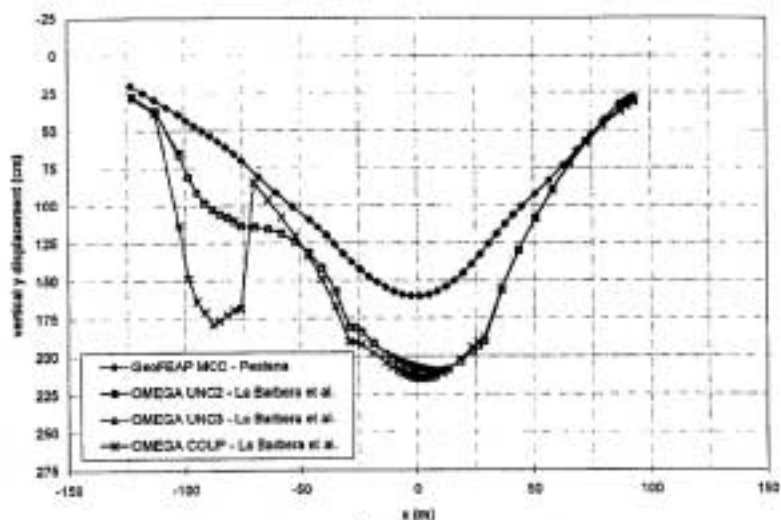


Fig. 13g

Section D-D other models

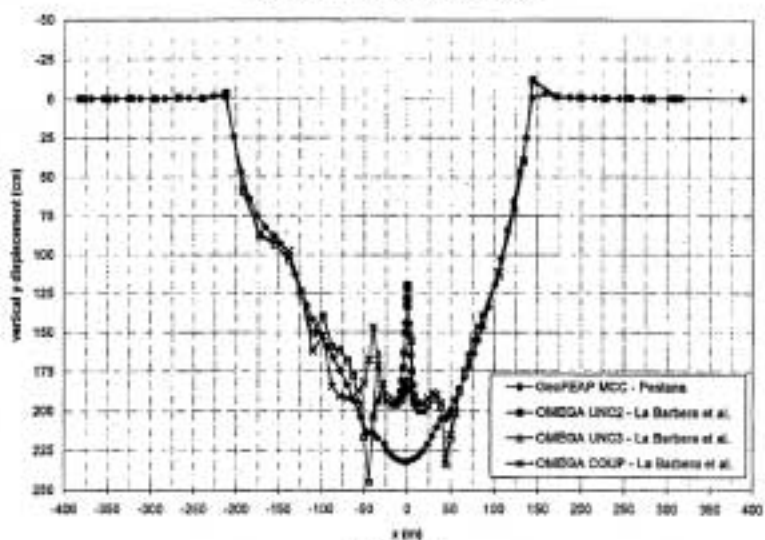
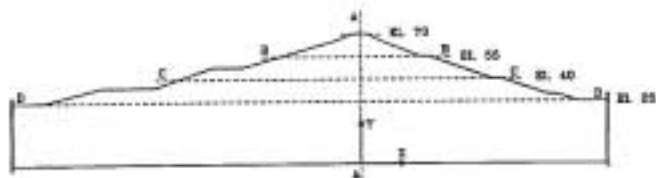


Fig. 13h



Calculated (Sc)/Measured (Sm), settlement RATIO

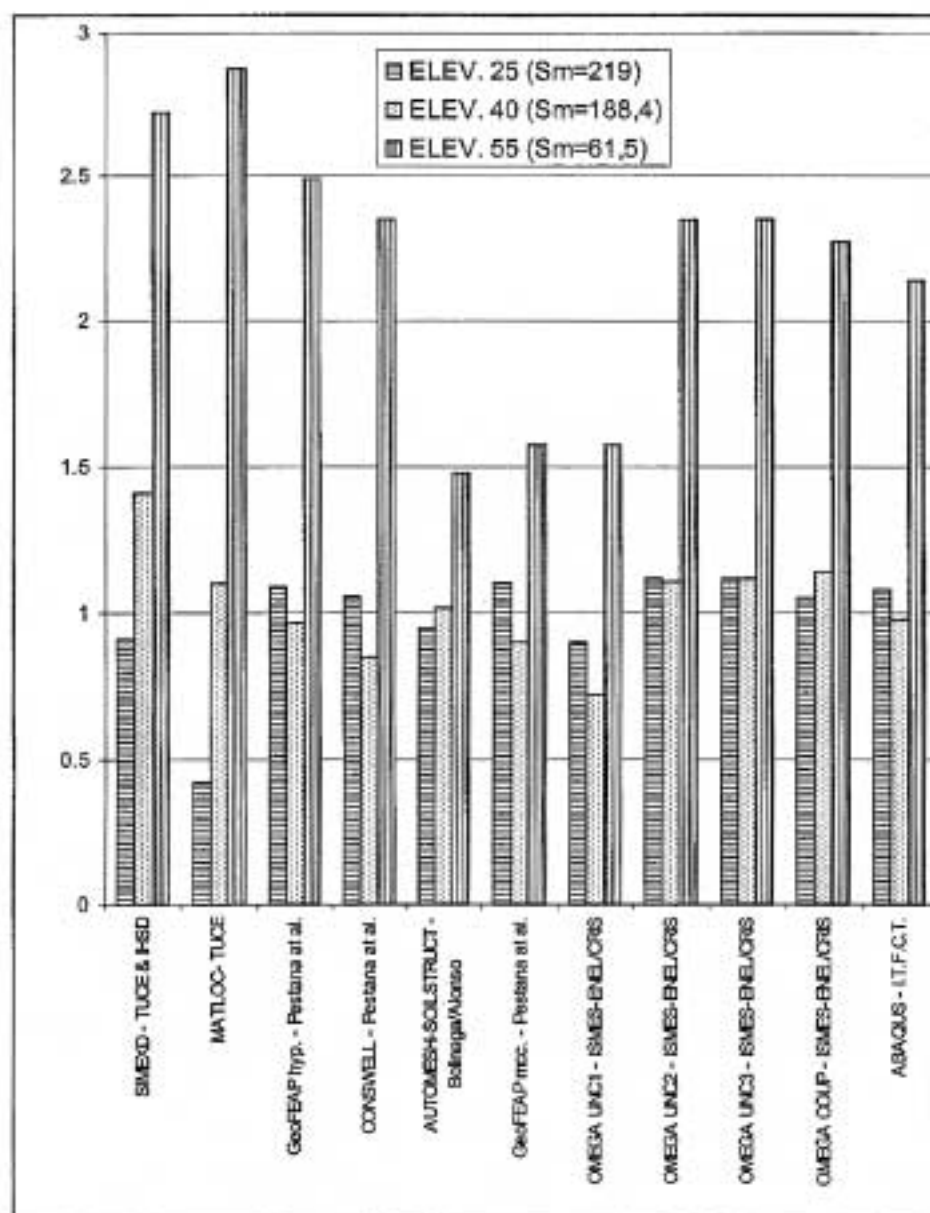


Fig. 13i

Vertical Stresses at foundation (cross section)

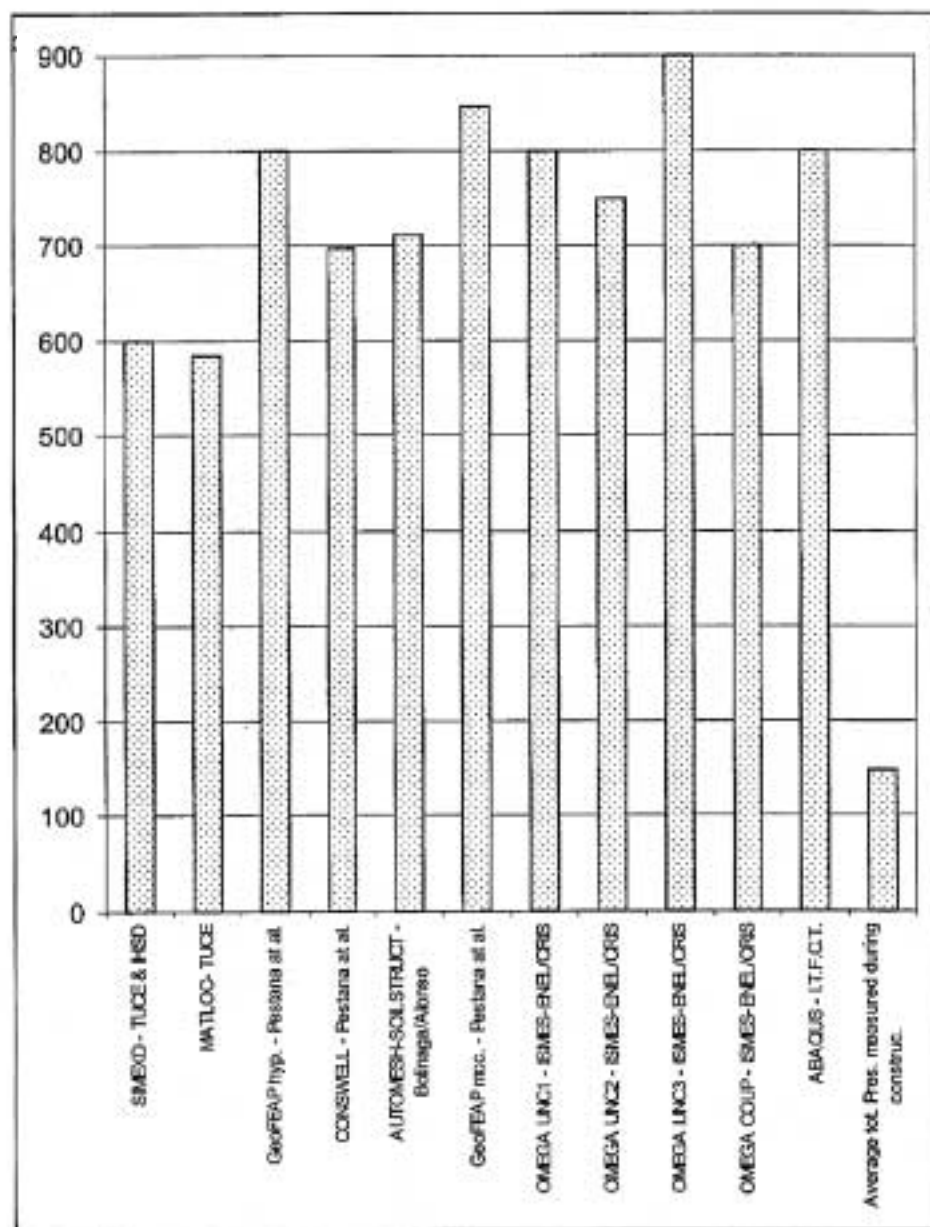


Fig. 13l



**Imprimerie de Montligeon**  
**61400 La Chapelle Montligeon**  
**Dépôt légal : Juillet 2001**  
**N° 21386**  
**ISSN 0534-8293**

**Copyright © ICOLD - CIGB**

*Archives informatisées en ligne*



*Computerized Archives on line*

*The General Secretary / Le Secrétaire Général :  
André Bergeret - 2004*



---

**International Commission on Large Dams  
Commission Internationale des Grands Barrages  
151 Bd Haussmann -PARIS -75008**  
*<http://www.icold-cigb.net> ; <http://www.icold-cigb.org>*