

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS

COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES

22 et 30, Avenue de Wagram - 75008 PARIS

---

COMMITTEE ON  
EARTHQUAKES

COMITÉ DES  
TREMBLEMENTS DE TERRE

---

**A REVIEW OF EARTHQUAKE RESISTANT  
DESIGN OF DAMS**

**UNE RÉVISION DU  
CALCUL SISMIQUE DES BARRAGES**

---

**Mars 1975**

**Bulletin 27**

INTERNATIONAL COMMISSION ON LARGE DAMS  
COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES  
22 et 30, Avenue de Wagram - 75008 PARIS

---

COMMITTEE ON  
EARTHQUAKES

COMITÉ DES  
TREMBLEMENTS DE TERRE

---

**A REVIEW OF EARTHQUAKE RESISTANT  
DESIGN OF DAMS**

**UNE RÉVISION DU  
CALCUL SISMIQUE DES BARRAGES**

---

**Mars 1974**

**Bulletin 27**

**AVERTISSEMENT – EXONERATION DE RESPONSABILITE:**

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

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

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

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

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

**NOTICE – DISCLAIMER :**

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

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

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

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

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

## FOREWORD

The Committee on Earthquakes studied the influence of earthquakes on dams and collected the available information on the subject. It presents herein a brief summary of world practice and the recommendations in use in some countries for the design and construction procedures to ensure dam safety during earthquakes.

The following are the representatives of the member countries on the Committee :

M. NOSE, Chairman (Japon/Japan);  
A. SZPILMAN (Brésil/Brazil);  
Raul ZULETA PERALTA (Chili/Chile);  
H. B. SEED (États-Unis/U.S.A.);  
Y. K. MURTHY (Inde/India);  
G. OBERTI (Italie/Italy);  
J. L. SERAFIM (Portugal);  
Y. SEZGINER (Turquie/Turkey);  
A. KIRILLOV (U.R.S.S./U.S.S.R.);  
A. BOZOVIC (Yougoslavie/Yugoslavia);  
D. C. MIDGLEY (Afrique du Sud/South Africa).

At the 37th Executive Meeting held in Warsaw in 1969 the Executive Meeting approved the proposal of the Committee on Earthquakes to distribute a questionnaire to the countries concerned for the purpose of determining present trends in the earthquake-resistant design of dams; it also approved the contents of the questionnaire.

Accordingly questionnaires were sent to twenty-seven countries, including the eleven countries represented on the committee and sixteen other member countries of ICOLD in which influences of earthquakes are known.

In May 1970, at a meeting of the Committee on Earthquakes held in Montreal, a progress

## AVANT-PROPOS

Le Comité des Tremblements de terre a étudié l'influence des tremblements de terre sur les barrages et il a rassemblé la documentation disponible sur le sujet. Un bref résumé est présenté ci-après sur les pratiques mondiales et les recommandations faites dans quelques pays pour le calcul et la construction en vue d'assurer la sécurité des barrages pendant les tremblements de terre.

Les représentants des pays membres du Comité sont les suivants :

La 37<sup>e</sup> Réunion exécutive tenue à Varsovie en 1969, a approuvé la proposition du Comité des Tremblements de terre d'envoyer un questionnaire aux pays intéressés de façon à connaître les tendances modernes du calcul sismique des barrages; elle approuva aussi le texte du questionnaire.

En conséquence, des questionnaires ont été envoyés à vingt-sept pays, comprenant les onze pays représentés au Comité et seize autres pays membres de la C.I.G.B. qui sont soumis à l'influence des tremblements de terre.

En mai 1970, lors de la réunion du Comité des Tremblements de terre, un projet de

report (draft) summarizing the replies to the questionnaire was discussed. Although it was considered necessary for the Committee to investigate more precisely the contents of many replies, it was decided to summarise the information obtained in a report to be entitled " Guide and Recommendations on Earthquake-Resistant Design of Dams ". This was published in February 1972 for information at the 40th Executive Meeting held in Canberra.

This text has since been revised and new material has been added for consideration at the 41st Executive Meeting held in Madrid in 1973. A final draft was presented at the 42nd Executive Meeting in Athens 1974 during which the title of the Report was changed to " A Review of Earthquake Resistant Design of Dams " and a final revision was asked to Mr. J. L. Serafim taking into consideration correction notes from various Committee Members and National Committees.

The thanks of the Chairman and of his Committee Members are extended to the Central Office of ICOLD and to all those National Committees which send replies to the questionnaire.

On behalf of the Committee on Earthquakes.

Masanori NOSE,  
*Chairman.*

rapport d'activité résumant les réponses au questionnaire fut discuté. Bien que le Comité ait senti la nécessité d'obtenir des précisions sur le contenu de beaucoup de réponses, il fut décidé de résumer les renseignements obtenus dans un rapport intitulé « Guide et Recommandations sur le calcul sismique des barrages ». Il fut publié en février 1972 pour l'information de la 40<sup>e</sup> Réunion exécutive à Canberra.

Ce texte a été révisé depuis et de nouveaux renseignements ont été ajoutés pour être examinés par la 41<sup>e</sup> Réunion exécutive tenue à Madrid en 1973. Un texte final a été présenté à la 42<sup>e</sup> Réunion exécutive tenue à Athènes en 1974 pendant laquelle le titre du Rapport a été remplacé par « Une Révision du Calcul Sismique des Barrages », et une révision finale a été demandée à M. J. L. Serafim qui prend en considération diverses corrections demandées par différents membres du Comité et quelques Comités nationaux.

Le président et les membres du Comité remercient le Bureau central de la C.I.G.B. et tous les Comités nationaux qui ont répondu au questionnaire.

Pour le Comité des Tremblements de terre.

Masanori NOSE,  
*Président.*

**SUMMARY  
OF THE COMMITTEE'S ACTIVITIES**

**June 1968 :**

The Committee was appointed at the 36th Executive Meeting of ICOLD in Stavanger. The chairman was nominated and ten countries were requested to appoint representatives as Committee Members.

**February 1969 :**

The names of the Members were made known.

**March 1969 :**

Work began on preparing a draft questionnaire for the approval of the Central Office of ICOLD.

**September 1969 :**

The 37th Executive Meeting held in Warsaw approved the text of the questionnaire and its circulation to countries of known seismic activity.

**May 1970 :**

On the occasion of the 38th Executive Meeting held in Montreal replies to the questionnaire were studied.

**October 1971 :**

The 39th Executive Meeting held in Dubrovnik discussed the draft recommendations of the Committee.

**February 1972 :**

The first (tentative) draft of the " Guide and Recommendations " was printed.

**April 1972 :**

The 40th Executive Meeting held in Canberra considered the tentative draft.

**RÉSUMÉ  
DE L'ACTIVITÉ DU COMITÉ**

**Juin 1968 :**

Le Comité a été constitué à la 36<sup>e</sup> Réunion exécutive de la C.I.G.B. à Stavanger. Le président a été désigné et il fut demandé aux dix pays de nommer leurs représentants comme membres du Comité.

**Février 1969 :**

Les noms des membres furent connus.

**Mars 1969 :**

Un projet de questionnaire a été préparé et soumis au Bureau central de la C.I.G.B.

**Septembre 1969 :**

La 37<sup>e</sup> Réunion exécutive tenue à Varsovie a approuvé le texte du questionnaire et son envoi aux pays connus pour leur activité sismique.

**Mai 1970 :**

A l'occasion de la 38<sup>e</sup> Réunion exécutive tenue à Montréal, on a étudié les réponses au questionnaire.

**Octobre 1971 :**

La 39<sup>e</sup> Réunion exécutive tenue à Dubrovnik a discuté le projet de recommandations du Comité.

**Février 1972 :**

Le premier projet du « Guide et Recommandations » fut imprimé.

**Avril 1972 :**

La 40<sup>e</sup> Réunion exécutive tenue à Canberra examine le projet.

**April 1973 :**

The second tentative draft of the " Guide and Recommendations " was ready for circulation.

**June 1974 :**

The final document was accepted with corrections and the title was changed to " A Review of Earthquake Resistant design of Dams ".

**Avril 1973 :**

Le deuxième projet du « Guide et Recommendations » était prêt à être diffusé.

**Juin 1974 :**

Le document final a été approuvé avec des corrections et le titre a été changé en « Une révision du calcul sismique des barrages ».

## CONTENTS

1. Introduction.....	6
2. The present trend of earthquake-resistant design of dams and construction work .....	7
3. Considerations on the earthquake-resistant design of dams.....	11
4. Present recommendations .....	14
5. Complementary observations.....	15

## APPENDICES

1. Earthquake-resistant design procedures used in some countries.....	25
2. List of dams where severe earthquakes have occurred, whether or not accompanied by structural damage .....	60
3. The method of measurement in seismology and the choice of seismographs.....	87
4. Attached charts : 1) Summarised replies on earthquake resistant design of dams - Table 1; 2) World map (Fig. 1) showing the location of dams which are represented in Table 1; 3) Lists of dams and their countries	98

## REFERENCES

1-106.....	100
------------	-----

## TABLE DES MATIÈRES

1. Introduction.....	6
2. Tendances actuelles de l'étude de la résistance des barrages aux tremblements de terre et des travaux de construction.....	7
3. Considérations sur le calcul sismique des barrages.....	11
4. Recommandations actuelles.....	14
5. Observations complémentaires.....	15

## ANNEXES

1. Procédés de calculs sismiques utilisés dans certains pays .....	25
2. Liste de barrages ayant subi des tremblements de terre sévères et souffert ou non de dégâts structurels.	60
3. Méthodes de mesures sismologiques et choix des sismographes .....	87
4. Tableaux annexes : 1) Résumé des réponses des pays membres sur le calcul sismique des barrages - Table 1; 2) Mappemonde (fig. 1) indiquant la localisation des barrages référés dans le tableau 1; 3) Liste des barrages et des pays.....	98

## RÉFÉRENCES

1-106 .....	100
-------------	-----



## 1. INTRODUCTION

The Committee on Earthquakes studied the influence of earthquakes on dams and collected the available information on the subject. It now presents a brief summary of world practice and indicates the design practice and standards and construction procedures used in various countries. The following principles are in current use.

Earthquakes are very complex and dangerous natural phenomena which occur primarily in known seismic zones, although severe earthquakes have also occurred outside these zones in areas considered to be geologically stable. Earthquakes have also been observed following the impounding of water in a reduced number of reservoirs on a large scale. Accordingly it is believed today that some degree of earthquake resistance should be provided even for dams located outside the recognised seismic zones. For small dams the effect of earthquakes has been neglected outside these zones.

In determining the appropriate measures, the influence of geological conditions on the stability of the slopes at the dam site and in the reservoir area must be considered an important factor.

In order to construct acceptable earthquake resistant structures, it is necessary to synthesise information and considerations derived not only from the natural sciences and technical engineering but also from the social and economic points of view.

At the 9th Congress of ICOLD, this problem was discussed in Technical Question

## 1. INTRODUCTION

Le Comité des Tremblements de terre a étudié l'influence des tremblements de terre sur les barrages et rassemblé les renseignements disponibles sur le sujet. Un bref résumé des pratiques mondiales et des procédés convenables pour les projets et la construction utilisés dans différents pays est présenté. Les principes suivants sont courants aujourd'hui.

Les tremblements de terre sont des phénomènes naturels complexes et dangereux qui se produisent surtout dans des zones connues comme sismiques. Toutefois on doit considérer que des tremblements de terre sévères se sont aussi produits en dehors de ces zones, dans des régions considérées comme géologiquement stables. Des tremblements de terre ont été observés à la suite du remplissage d'un nombre réduit de réservoirs. On estime aujourd'hui que même les barrages situés en dehors des zones sismiques connues doivent avoir une certaine résistance aux tremblements de terre, mais dans ce cas pour les petits barrages on a négligé leur influence.

Quand on détermine les mesures appropriées, on doit tenir compte de l'influence des conditions géologiques sur la stabilité des versants à l'emplacement du barrage et dans la zone de retenue.

Pour construire des ouvrages présentant une résistance acceptable aux tremblements de terre, il est nécessaire de faire la synthèse des informations et des considérations non seulement du point de vue des sciences naturelles et de la technologie mais aussi du point de vue social et économique.

Pendant le 9<sup>e</sup> Congrès de la C.I.G.B., ce problème a été discuté à l'occasion de la

n° 35 : " Dams in earthquake zones or other unfavourable situations ". For this subject seventeen papers were submitted from eleven countries.

This committee has investigated the current procedures for earthquake-resistant design and construction of dams which are being followed in countries more affected by earthquakes, and has tried to assess the future course of developments in this field in order to establish eventually general recommendations. Great help was given in the present work by the National Committee of the following countries :

Brazil, Bulgaria, Canada, Chile, Costa Rica, France, India, Italy, Japan, Mexico, New Zealand, Portugal, South Africa, Turkey, U.S.A., U.S.S.R., and Yugoslavia.

## 2. THE PRESENT TREND OF EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF DAMS AND CONSTRUCTION WORK

In order to determine the principal factors now being considered in different countries with regard to earthquake-resistant design and construction, the Committee requested responses to a detailed questionnaire. The results of replies were summarized on the attached chart. From those responses the Committee has concluded that the following general concepts with regard to design and construction procedures are in use at present.

### 2.1. Design method.

#### — Gravity dams :

The conventional pseudo-static analysis method incorporating a horizontal seismic coefficient is used for almost all dams. However in some cases a vertical seismic coefficient is also taken into account.

#### — Arch dams :

All these dams have been designed by the conventional method. In the case of dams with a height of 100 metres or more, dynamic studies are often performed either by means

question technique n° 35 : « Barrages dans des zones soumises aux tremblements de terre, ou dans des situations exceptionnelles ». Sur ce sujet, dix-sept rapports ont été présentés par onze pays.

Ce comité a recherché les pratiques courantes pour le calcul et la construction sismiques des barrages dans les pays plus affectés par les tremblements de terre et a essayé de prévoir l'évolution future dans ce domaine pour éventuellement établir plus tard un guide général. Il a été grandement aidé dans son travail par les Comités nationaux des pays suivants :

Afrique du Sud, Brésil, Bulgarie, Canada, Chili, Costa Rica, États-Unis, France, Inde, Italie, Japon, Mexique, Nouvelle-Zélande, Portugal, Turquie, U.R.S.S. et Yougoslavie.

## 2. TENDANCES ACTUELLES DE L'ÉTUDE DE LA RÉSISTANCE DES BARRAGES AUX TREMBLEMENTS DE TERRE ET DES TRAVAUX DE CONSTRUCTION

Pour déterminer les facteurs principaux pris, à l'heure actuelle, en considération dans différents pays pour le calcul et la construction sismiques des barrages, le comité a demandé de répondre à un questionnaire détaillé. Les résultats des réponses sont résumés sur le tableau annexé. A partir de ces réponses, le comité a constaté que la conception générale suivante, relative aux procédés de calcul et de construction, est à présent utilisée.

### 2.1. Méthode de calcul.

#### — Barrages-poids :

La méthode classique de calcul pseudo-statique introduisant un coefficient sismique horizontal est utilisée dans la plupart des barrages. Toutefois, dans certains cas, on prend aussi en compte un coefficient sismique vertical.

#### — Barrages-voûtes :

Tous ces barrages ont été calculés par la méthode classique. Dans le cas de barrages de 100 m de haut ou plus, on fait souvent des études dynamiques soit sur modèle réduit

of model tests or in-situ tests. In some cases theoretical dynamic analyses are used to evaluate seismic effects.

There are also some cases in which pseudo-static analyses are employed with the seismic coefficient of the foundation rock doubled in order to take advantage of the simplicity of the conventional method but also to allow for dynamic response effects.

— *Embankment dams* :

All these dams have been designed by the conventional pseudo-static analysis method. In the case of some dams over 100 metres high, dynamic analyses including theoretical calculations and model tests have recently been performed. In every case, much effort was expended to determine the dynamic stress-deformation characteristics of the materials used in the construction of the dam and also the vibration characteristics of the embankment.

**2.2. Seismic zoning and seismic coefficients at dam sites.**

Seismic zoning is employed in many countries. Even in those countries in which seismic zoning is not used for earthquake-resistant design there is a tendency to use different coefficients which are based on conceptions similar to seismic zoning.

Normally, seismic coefficients used in design of dams have values ranging from 0.05 to 0.2 in the horizontal direction, but in one case a value as high as 0.45 was adopted. The horizontal seismic coefficients used for pseudo-static analysis are, as a rule, considered to be the same as in the foundation and uniform throughout the height of the dam. However as noted in 2.1 above, in some arch dams a value of twice the foundation value has been used for this. In other cases a variable seismic coefficient of 3 times that value at the crest and the value itself at the base has been adopted.

Even in countries known as free from the influence of earthquakes, a seismic coefficient of 0.1 or close to this has been used for the design of important dams.

In certain cases a vertical acceleration of 0.5 the horizontal one has been considered.

soit par des essais sur le site. Dans quelques cas on procède à des calculs dynamiques analytiques pour évaluer l'effet des séismes.

Dans certains cas on effectue aussi des calculs pseudo-statiques en doublant le coefficient sismique au niveau de la fondation profitant ainsi de la simplicité de la méthode classique tout en tenant compte des effets dynamiques.

— *Barrages en remblai* :

Tous ces barrages ont été calculés par la méthode pseudo-statique classique. Dans le cas de quelques barrages de plus de 100 m de haut, on a récemment procédé à des calculs dynamiques comportant des études analytiques et des essais sur modèles. Dans chaque cas, on s'est efforcé de déterminer les caractéristiques contrainte-déformation en régime dynamique des matériaux utilisés pour la construction du barrage et aussi les caractéristiques vibratoires du remblai.

**2.2. Zonage sismique et coefficients sismiques à l'emplacement du barrage.**

Le zonage sismique est utilisé dans de nombreux pays. Même dans les pays où le zonage sismique n'est pas utilisé pour le calcul sismique, il existe une tendance à utiliser différents coefficients basés sur des conceptions semblables au zonage sismique.

Normalement, les coefficients sismiques utilisés dans les calculs de barrages ont des valeurs comprises entre 0,05 et 0,2 dans la direction horizontale, mais dans un cas la valeur de 0,45 a été adoptée. Les coefficients sismiques horizontaux utilisés dans la méthode pseudo-statique sont en général supposés les mêmes que ceux des fondations et constants sur toute la hauteur du barrage; toutefois comme il a été noté en 2.1, dans certains barrages-voûtes on a utilisé de ce fait une valeur double de la valeur de la fondation. Dans d'autres cas un coefficient variable de trois fois le coefficient sismique à la crête et lui-même à la base a été adopté.

Même dans les pays sans activité sismique connue, on a utilisé un coefficient de 0,1 ou voisin dans les projets de barrages importants.

Dans certains cas, on a pris une accélération verticale égale à 0,5 de l'horizontale.

### 2.3. Ground motions.

Strong motion seismographs have been installed at dam sites.

No recorded measurements of ground motions arising from strong earthquake shocks at any dam site have been reported to us. Ground motions used for dynamic analyses include sinusoidal wave forms and records or modified earthquake records from other sites.

### 2.4. Combination of loads.

Earthquake stresses are superimposed on static stresses for the purpose of earthquake-resistant design of dams. For dynamic water pressures used in conjunction with the conventional design methods, the formulae of Westergard, Zangar and the United States Bureau of Reclamation are in general use. However for some arch dams, the intensity and distribution of dynamic water pressures have been obtained from tests on models or by computation.

### 2.5. Allowable stress and minimum safety factor.

— « Allowable » stress :

In many cases the allowable dynamic compressive stress is increased by 20 to 30 % above the value of the « allowable » static stress. In some cases of gravity dams, tensile stresses of 1 to 12 kg/cm<sup>2</sup> have been allowed. These « allowable » stresses should be considered in connection with the assessment of adequate safety factors.

— Minimum factor of safety :

In most cases, the minimum factor of safety for concrete gravity dams is of the order of 3 to 4 for breaking strength and 1.5 for " shear friction " in the foundation, and 1.2 for friction factor in the case of embankment dams. Variable coefficients have been considered for the various combinations of loads.

### 2.3. Mouvements du sol.

Des seismographes pour des secousses fortes ont été installés à des emplacements de barrages.

Aucun enregistrement de mouvements du sol pendant un fort tremblement de terre sur le site d'un barrage existant ne nous a été signalé. Les mouvements du sol utilisés dans les calculs dynamiques incluent des ondes de forme sinusoïdale et tiennent compte des enregistrements directs ou modifiés de séismes observés en d'autres emplacements.

### 2.4. Combinaison de charges.

Les contraintes dues aux tremblements de terre sont ajoutées aux contraintes statiques dans le calcul sismique des barrages. Pour les pressions dynamiques de l'eau qui interviennent dans les méthodes classiques, on utilise généralement les formules de Westergard, Zangar et de l'United States Bureau of Reclamation. Toutefois, pour certains barrages-voûtes, l'intensité et la distribution des pressions dynamiques de l'eau ont été obtenues à partir d'essais sur modèle ou par des calculs.

### 2.5. Contrainte admissible et coefficient minimal de sécurité.

— Contrainte admissible :

Dans de nombreux cas, la valeur admissible de la contrainte de compression dynamique est obtenue en majorant de 20 à 30 % la valeur admissible de la contrainte statique. Dans certains cas de barrages-poids on a accepté des contraintes de traction de 1 à 12 kg/cm<sup>2</sup>. Ces contraintes admissibles doivent être définies en tenant compte des facteurs de sécurité appropriés.

— Coefficient minimal de sécurité :

Dans la plupart des cas, le coefficient minimal de sécurité pour les barrages-poids en béton est d'environ 3 à 4 pour la charge de rupture et de 1,5 au cisaillement dans la fondation alors qu'il est de 1,2 pour le cisaillement dans le cas de barrages en remblai. On a considéré des coefficients variables pour diverses combinaisons de charges.

## **2.6. « Allowable » deformation.**

In the design of an embankment dam (New Don Pedro) using dynamic analysis methods, 5 % axial strain was used as the « allowable » deformation.

## **2.7. Model tests.**

Whilst it is usual to test models of arch dams it is uncommon to do so for gravity dams. Recently however, there has been a tendency to make model tests for embankment dams.

Determination of the natural frequencies and vibration modes as well as studies of the effects of simulated earthquakes on models have been carried out for several dams.

## **2.8. « In situ » tests.**

For some arch dams, field tests have been performed using blasting or vibration machines to study the natural frequencies and vibration modes, etc.

## **2.9. Analytical procedures.**

On a number of dams analytical procedures have been used to evaluate the seismic response; by means of these procedures estimates of earthquake effects can readily be made.

## **2.10. Seismographs and instruments to measure dynamic phenomena.**

In the majority of important dams seismographs are installed regardless of the type of dam. Some dams have instruments for measuring dynamic water pressures and soil effective stresses.

## **2.11. Instruments for measuring static phenomena.**

Almost all dams are equipped with static measuring instruments such as pendulums, apparatus for precise triangulation and for precise levelling, earth pressure cells, pore

## **2.6. Déformation admissible.**

Dans le projet d'un barrage en remblai (New Don Pedro) où l'on a utilisé des méthodes de calcul dynamique, on a pris 5 % comme déformation axiale admissible.

## **2.7. Essais sur modèle.**

Alors qu'on essaie couramment les barrages-voûtes sur modèle, il est rare qu'on le fasse pour des barrages-poids. Il y a eu récemment une tendance à faire des essais sur modèle de barrages en remblai.

On a procédé sur modèle, pour plusieurs barrages, à la détermination des fréquences propres et des modes de vibration ainsi qu'à des études sur les effets des tremblements de terre.

## **2.8. Essais sur le site.**

Pour quelques barrages-voûtes, on a procédé à des essais sur le site en utilisant des explosions ou des vibreurs pour étudier les fréquences propres, les modes de vibration, etc.

## **2.9. Procédés analytiques.**

Sur un certain nombre de barrages on a utilisé des procédés analytiques pour évaluer la réponse sismique; ces procédés permettent d'estimer rapidement les effets des tremblements de terre.

## **2.10. Sismographes et instruments de mesure des phénomènes dynamiques.**

On installe des sismographes sur la plupart des barrages importants quel que soit leur type. Certains barrages sont équipés d'instruments pour la mesure de la pression dynamique de l'eau et des contraintes effectives dans le sol.

## **2.11. Instruments de mesure des phénomènes statiques.**

Presque tous les barrages sont équipés d'appareils de mesures statiques tels que pendules, instruments de triangulation et de nivellement de précision, capsules de contraintes des sols, de pressions interstitielles

pressure cells, internal settlement cells, strainmeters, stressmeters, etc.

#### 2.12. Special considerations for construction work.

In order to minimize settlements due to static and dynamic effects, in many embankment dams selected materials compacted with the heaviest vibratory rollers have been used for embankment construction and, for the core, well graded plastic soils have been compacted to maximum density at optimum moisture content.

### 3. CONSIDERATIONS IN THE EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF DAMS

In every country, much attention is paid to earthquake-resistant design and conventional pseudo-static methods are adopted in the aseismic design of almost all dams.

The structural behaviour of dams and their foundations during earthquakes is very complex. This complexity is also due to the nature of the materials comprising them, since their mechanical properties include not simple combinations of elasticity, viscosity and plasticity. The complexity results also from the fact that during earthquakes various ruptures or cracks occur which alter the response of the dam. However in spite of the difficulties in evaluating the behaviour of dams and their foundations, the design must aim at the highest reliability of safety under both static and dynamic loading conditions with due consideration being given to the economical and social importance of the project.

For concrete dams, aseismic designs are often based not only on model and *in situ* tests but also on the data obtained from seismograph records and other instruments necessary to determine dynamic behaviour. Embankment dams, recently being constructed on an increasing scale, involve problems which need further study with regard to earthquake-resistant design. However, recent

et de tassements internes, extensomètres et jauges de contraintes.

#### 2.12. Considérations particulières concernant les travaux de construction.

Pour réduire les tassements dus aux effets statiques et dynamiques, on a utilisé dans de nombreux barrages en remblai des matériaux sélectionnés qui sont compactés avec les rouleaux vibrants les plus lourds. Pour le noyau, les sols plastiques de composition granulométrique appropriée ont été compactés à la densité maximale à leur teneur en eau optimale.

### 3. CONSIDÉRATION SUR LE CALCUL SISMIQUE DES BARRAGES

Dans chaque pays, le calcul sismique des barrages retient particulièrement l'attention. Les méthodes classiques pseudo-statiques sont employées dans presque tous les projets de barrages.

Le comportement structural des barrages et de leurs fondations pendant les tremblements de terre est très complexe; la complexité résulte aussi de la nature des matériaux dont les propriétés mécaniques incluant l'élasticité, la viscosité et la plasticité sont diversement combinées. Cette complexité résulte aussi du fait que pendant les tremblements de terre quelques ruptures ou fissures modifient les réactions du barrage. En dépit des difficultés que l'on éprouve à élucider le comportement des barrages et de leurs fondations, ces ouvrages exigent toujours la plus grande fiabilité en matière de sécurité, tant en régime statique qu'en régime dynamique, du fait de leur importance économique et sociale.

Pour le barrage en béton, le calcul sismique est basé non seulement sur les essais sur modèle et les essais *in situ*, mais aussi sur les informations fournies par les mesures au sismographe et autres instruments nécessaires à la connaissance du comportement dynamique. Les barrages en remblai de grandes dimensions et de construction récente ont posé une série de problèmes qui ont exigé,

progress in dam engineering has provided a high possibility that these problems can be solved.

When making a stability analysis of a dam during earthquakes, it was considered necessary to decide whether the conventional pseudo-static method of analysis only would be adopted or whether a dynamic analysis would also be used.

### 3.1. Conventional method.

When the conventional pseudo-static analysis method was used to evaluate the seismic stability of dams, it was necessary to estimate a seismic coefficient for the foundation at the dam site from a seismic regional map and then to decide upon an appropriate seismic coefficient to calculate the acceleration force on the body of the dam.

The conventional method is widely adopted in many countries because both the theory and the calculations are simple. However, for dams of large size or special shape, the method may not provide a sufficiently high degree of safety.

There is a need for early revision of the conventional method since the results of dynamic analyses, model tests and observations of existing dams show that the horizontal acceleration due to earthquake forces varies throughout the height of a dam. Furthermore, in several instances, this method predicts a safe condition for dams which are known to have had major slides. In addition, it is sometimes necessary to consider the effects of vertical accelerations on the stability of dams.

### 3.2. Dynamic analysis.

Dynamic analyses of dam behavior have been performed either by :

- 1) computational analyses (modal analysis, etc.); or
- 2) studies using model tests, *in situ* tests or field measurements.

pour le calcul sismique, des études poussées. Cependant les progrès récents dans la technique des barrages ont permis d'entrevoir la possibilité de résoudre ces problèmes.

Quand on a étudié la stabilité d'un barrage pendant les tremblements de terre, il est devenu nécessaire de décider si l'on doit utiliser uniquement la méthode classique pseudo-statique ou si l'on doit recourir aussi à des calculs dynamiques.

### 3.1. Méthode classique.

Lorsqu'on a utilisé la méthode classique pseudo-statique pour déterminer la stabilité des barrages lors de tremblements de terre, il a été nécessaire d'estimer le coefficient sismique des fondations à l'emplacement du barrage à partir de la carte sismique régionale et ensuite de choisir un coefficient sismique convenable pour calculer l'accélération dans le corps du barrage.

La méthode classique est très largement utilisée dans de nombreux pays à cause de la simplicité de la théorie et des calculs. Cependant, pour les barrages de grandes dimensions ou de forme particulière, cette méthode peut ne pas suffire pour obtenir un coefficient de sécurité suffisamment élevé.

Il est nécessaire que la méthode classique soit rapidement révisée car les résultats des calculs dynamiques, des essais sur modèle et les observations faites sur des barrages existants ont montré que l'accélération horizontale provoquée par les séismes varie le long de la hauteur du barrage. En outre, cette méthode fait apparaître comme sûrs des barrages sur lesquels de grands glissements se sont produits. De plus il est parfois nécessaire de tenir compte des effets d'accélération verticales sur la stabilité des barrages.

### 3.2. Analyses dynamiques.

Les analyses dynamiques du comportement d'un barrage ont été conduites soit par :

- 1) les calculs analytiques (analyse modale, etc.) ou
- 2) les études utilisant des essais sur modèles, des essais *in situ* ou des mesures sur le terrain.

In certain cases, when the conventional method was not considered to be sufficient, dynamic analyses were carried out to evaluate safety. When the nature of earthquakes at the dam site was known and their characteristics could be incorporated in the dynamic procedure, it was possible to obtain a more comprehensive understanding of the seismic behaviour of the dam and to decide the necessary design criteria corresponding to the vibration characteristics of the structure.

However, it has been concluded that it may not be sufficient to perform dynamic analyses only since there is insufficient information available concerning the base motion characteristics, the dynamic characteristics of construction materials, the dynamic behaviour of dam bodies during earthquakes, etc.

Accordingly it was recommended that data obtained from model tests, *in situ* tests and field measurements should all be utilised in evaluating the seismic response of dams.

### 3.3. Dynamic characteristics of dam bodies and foundations.

In evaluating the stability of dams during earthquakes, the dynamic characteristics of the material used in the body of the dam and its foundation should be known; these include the breaking strength, Poisson's ratio, elastic modulus, damping factor, elastic wave velocity and so forth. The allowable values of stress, deformations or safety factors for dam bodies and foundations during earthquakes can be determined in a rational way by obtaining reliable data on all these characteristics.

The stability of slopes adjacent to dams, in the reservoir area, or serving as dam foundations, taking into account the effects of earthquake forces, are also considered important.

Dans certains cas, on a estimé que la méthode classique n'était pas suffisante et on a procédé à l'analyse dynamique pour évaluer la sécurité. Lorsqu'on connaissait la nature des tremblements de terre au barrage et quand leurs caractéristiques ont pu être introduites dans les calculs dynamiques, il a été possible de mieux comprendre le comportement sismique du barrage et de fixer les dispositions du projet en rapport avec les caractéristiques vibratoires de l'ouvrage.

Toutefois, on manque souvent de renseignements sur les caractéristiques de base des mouvements. D'autre part, la connaissance du comportement dynamique des matériaux de construction et de celui du corps du barrage pendant les tremblements de terre présente encore de nombreuses inconnues.

Aussi peut-il ne pas être suffisant de se limiter à des calculs dynamiques. Le recours à des essais sur modèle, des essais *in situ*, des mesures sur le terrain, peut alors apporter des renseignements supplémentaires dont il y a lieu de tenir compte, lorsqu'on étudie le comportement des barrages sous l'effet des séismes.

### 3.3. Caractéristiques dynamiques du corps et des fondations du barrage.

Pour apprécier la stabilité des barrages au cours de tremblements de terre, il est nécessaire de connaître les caractéristiques dynamiques des matériaux du corps du barrage et des fondations. Ce sont la résistance à la compression, le coefficient de Poisson, le module d'élasticité, le coefficient d'amortissement, la vitesse de l'onde élastique, etc. On peut déterminer les valeurs admissibles des contraintes, des déformations et des coefficients de sécurité pour le corps et les fondations du barrage pendant les tremblements de terre, d'une façon rationnelle, à partir d'informations précises sur toutes ces caractéristiques.

La stabilité des versants au voisinage des barrages, dans la zone du réservoir et au droit des fondations, sous l'effet des tremblements de terre, est aussi une préoccupation.



#### 4. PRESENT RECOMMENDATIONS

According to the data available to the Committee on Earthquakes the following recommendations seem to be accepted at present. However the committee considers that they must be revised after the results in current studies become available.

##### 4.1. Consideration of seismic stability :

Earthquakes of appreciable intensity are experienced even in low seismicity areas. Accordingly all large dams should be designed with due consideration for earthquake loads. For small dams in seismic stable and remote zones without large population, earthquake effects have been neglected after the judgment of qualified engineers.

##### 4.2. Use of dynamic analyses.

It is considered that low dams in remote areas may be designed by the conventional method for any type of dam. However, high gravity or arch dams or embankment dams whose failure may cause loss-of-life or major damage should be designed by the conventional method at first, followed by a dynamic analysis in order to investigate any deficiencies which may exist in the pseudo-static design of the dam.

##### 4.3. Improvements in earthquake-resistant design.

Studies and measurements must be directed towards improvement of both the conventional method and dynamic analysis methods, towards development of an improved understanding of the dynamic characteristics of the materials used for dams and their foundations, and especially towards development of an improved understanding of the characteristics of ground motions and seismic waves.

Calculated values of response using dynamic analysis methods should be compared with the data obtained from field measurements. Improvements in design concepts and technical advances in both dynamic and static analysis

#### 4. RECOMMANDATIONS ACTUELLES

Selon les éléments apportés au Comité des Tremblements de terre, les recommandations suivantes semblent être acceptées à présent. Toutefois, le comité considère que ces recommandations devront être révisées lorsque les études en cours seront terminées.

##### 4.1. Considérations sur la stabilité sismique :

Des tremblements de terre d'une certaine intensité s'observent même dans des zones faiblement sismiques. En conséquence, tous les grands barrages devraient être projetés en tenant dûment compte des effets provoqués par les tremblements de terre. Pour des petits barrages dans des zones éloignées et sismiquement stables, sans populations importantes, on n'a pas insisté sur l'effet des séismes d'après l'avis des experts qualifiés.

##### 4.2. Emploi des calculs dynamiques.

On considère que les barrages de faible hauteur situés dans des zones éloignées peuvent être calculés par la méthode classique, quel que soit leur type. Cependant, les barrages-poids ou voûtes de grande hauteur et les barrages en remblai dont la rupture risque de provoquer des pertes de vie humaine ou de grands dégâts devraient être étudiés d'abord par la méthode classique et ensuite par une analyse dynamique de façon à mettre en évidence toute insuffisance pouvant exister dans le calcul pseudo-statique du barrage.

##### 4.3. Améliorations à apporter au calcul sismique.

Des études et des mesures devront être entreprises pour améliorer aussi bien la méthode classique que les méthodes de calculs dynamiques, pour mieux connaître les caractéristiques dynamiques des matériaux du barrage et de sa fondation, et particulièrement pour mieux connaître les caractéristiques des mouvements du terrain et des ondes sismiques.

Les valeurs des réactions calculées par les méthodes dynamiques devront être comparées avec les renseignements obtenus par des mesures sur les ouvrages. Ce n'est que par de telles comparaisons qu'on progressera

methods can be achieved only through such comparisons.

#### 4.4. Stability of slopes at the dam site.

Studies on the stability of all slopes at the dam site and in the reservoir area must be made, especially in areas of high seismicity, narrow valleys and tectonically or geotechnically unstable slopes.

#### 4.5. Investigation on failure mechanisms and failure propagation.

Studies and tests must be directed to determine the mode of local failure initiation and propagation, with a view to developing design and construction techniques which minimize the probability that local failures will be propagated and produce total collapse of the dam. Local failures due to secondary effects, such as differential settlement in earth and rockfill dams should also be included.

### 5. COMPLEMENTARY OBSERVATIONS

This review is basically intended to develop engineering practices. Further, to indicate that the efforts of dam engineers should be exerted in the following directions :

- to continue to develop and improve current procedure;
- to continue study and research constantly without restriction of practices and codes but with full consideration of the opinions of experts and researchers;
- to understand fully the present knowledge of earthquake phenomena, characteristics of materials, computational analyses and so forth, and to continue studies thereon. This is essential for the improvement of earthquake resistant

dans la conception des projets et qu'on fera des progrès techniques à la fois dans les méthodes dynamiques et statiques de calcul.

#### 4.4. Stabilité des versants à l'emplacement du barrage.

On devra procéder à l'étude de la stabilité de tous les versants à l'emplacement du barrage et dans la zone du réservoir particulièrement dans les zones à forte séismicité, dans les vallées étroites et dans les régions tectoniquement ou géotechniquement instables.

#### 4.5. Recherche sur le mécanisme et la propagation des ruptures.

Les études et les essais devront être orientés de manière à déterminer le mécanisme de production et de propagation des ruptures locales afin de mettre au point des techniques de projet et de construction qui rendent minimale la probabilité qu'une rupture locale se propage et produise la rupture complète de l'ouvrage. On devra aussi tenir compte des ruptures locales provoquées par des effets secondaires, tels que tassements différentiel dans les barrages en terre et en enrochements.

### 5. OBSERVATIONS COMPLÉMENTAIRES

L'objet de cette révision est de faire progresser les méthodes de projet. C'est aussi d'indiquer que les efforts des ingénieurs de barrages devront se poursuivre dans les directions suivantes :

- continuer à améliorer les procédés habituels;
- continuer sans relâche les études et les recherches sans se limiter aux procédés usuels et codifiés mais en utilisant les données que peuvent apporter les experts et les chercheurs;
- comprendre pleinement les connaissances actuelles sur les phénomènes sismiques, les caractéristiques des matériaux, les méthodes de calculs et ainsi de suite, et à partir de là poursuivre les études. Ceci est essentiel pour améliorer le

design which is now believed to be at a stage of transition.

Design procedures, case histories, references, and a bibliography are attached. Design procedures of various countries reflect the differences, not only in the nature of earthquakes and of geological conditions, but also of the materials available for civil work and other criteria peculiar to each site, such as the degree of risk in populated areas. By the study of the procedures and experiences of many countries it is possible to improve procedures internationally.

#### 5.1. Foundations.

Although hard and sound rock is most desirable for dam foundations, dams have often to be built where such foundations do not exist. Usually, therefore the type of dam is dictated by the foundation conditions.

Where the foundation is of hard or soft rock, or in hard and stable soils, the type of dam has been selected and an earthquake resistant design made giving due consideration to the vibration characteristics of the dam and its foundation and the existence of active faults.

Where foundations contain sandy layers, particular caution is considered necessary as cases of liquefaction have been experienced during earthquakes with consequent serious instability of the dam.

#### 5.2. Design seismic coefficient and design earthquake motion.

These items have been considered as the basis of earthquake resistant design, and their values are the most important in determining the reliability of the result of any analysis.

It has been considered necessary to estimate the following items for a given site :

- 1) Probability of large scale earthquakes.
- 2) Frequency characteristics of the ground motions.

calcul sismique qui, pense-t-on, est à l'heure actuelle dans un stade de transition.

Des méthodes de projet, des cas concrets, des références, et une bibliographie, figurent en annexe. Les méthodes de projet de différents pays sont le reflet des différences non seulement dans la nature des tremblements de terre et dans les conditions géologiques mais aussi dans les matériaux disponibles pour les travaux et d'autres facteurs particuliers à chaque site tels que le degré de risque dans les zones peuplées. En étudiant les méthodes et les expériences dans divers pays, il est possible d'améliorer les méthodes sur le plan international.

#### 5.1. Fondations.

Bien qu'il soit très préférable que les fondations des barrages soient du rocher dur et sain, on doit souvent construire des barrages où de telles fondations n'existent pas. De ce fait, normalement, le type du barrage est dicté par les conditions des fondations.

Dans le cas de fondations en rocher dur ou tendre et de formations de sols stables on a tenu compte des caractéristiques vibratoires des barrages et de leurs fondations, ainsi que de la présence de failles actives.

Dans le cas de fondations comprenant des couches sableuses, il faut faire très attention une fois qu'on a observé des cas de liquéfaction pendant des tremblements de terre avec de sérieuses conséquences sur la stabilité du barrage.

#### 5.2. Coefficient sismique et mouvements du terrain à prendre compte dans le projet.

Ces éléments ont été considérés comme la base du projet sismique et leurs valeurs comme très importantes pour qu'on ait confiance dans les calculs.

Il a été considéré comme nécessaire, sur un site déterminé, d'estimer les éléments suivants :

- 1) Probabilité de forts tremblements de terre.
- 2) Caractéristiques de fréquence des mouvements du terrain.

3) Intensity and duration of the ground motion.

4) Extent of damage.

There have been two ways of evaluating the design motions. One is to make assumptions based on the history of past earthquakes by means of statistical analyses and the other is based on tectonic and geological considerations.

In an area where abundant earthquake records are available, the statistical method is considered as most important, but the geological conditions have also been studied.

The following three procedures are available for specifying the design earthquake motions :

1) Use of the actual record of a past earthquake;

2) Use of a statistical method to construct a model seismic wave;

3) Use of spectral intensity curves.

For the choice of the design earthquake it is considered recommendable to foresee the behaviour and characteristics of the particular dam under the action of different types of earthquakes.

### 5.3. Design methods.

1) *Dynamic analysis method.*

The development of this method is recent and much has still to be clarified. But it is considered that, when the presently available knowledge is utilised fully and effectively and the analyses are made in sufficient detail, a reliable design can be expected.

Current trends indicate that it will become general practice in making analysis of elastic structures to evaluate dynamic response by modal-analysis or direct integration methods, etc. for one-degree or multi-degrees of freedom.

2) *Studies using model tests, « in situ » tests or field measurements.*

For dynamic analyses a model test in addition to a computational analysis seems

3) Intensité et durée des mouvements du terrain.

4) Étendue des dégâts possibles.

On a évalué de deux façons les mouvements à prendre en compte. L'une est de faire des hypothèses basées sur les tremblements de terre anciens en utilisant une méthode statistique et l'autre est de se baser sur des considérations tectoniques et géologiques.

Dans une zone où l'on a enregistré de nombreux séismes, la méthode statistique est considérée comme la plus importante mais on a aussi étudié les conditions géologiques.

Les trois méthodes suivantes ont été utilisées pour définir les mouvements du terrain à prendre en compte :

1) Utilisation de l'enregistrement d'un séisme précédent.

2) Utilisation d'une méthode statistique pour construire une onde sismique type.

3) Utilisation des courbes d'intensité spectrale.

Pour le choix du tremblement de terre du projet il est considéré comme recommandable de prévoir le comportement et les caractéristiques de chaque barrage soumis à l'action des différents types de tremblements de terre.

### 5.3. Méthodes de projet.

1) *Méthode de calcul dynamique.*

Les progrès dans cette méthode sont récents et il reste encore beaucoup à éclaircir. Mais on considère que si l'on utilise complètement et efficacement les connaissances actuelles et si les calculs sont suffisamment détaillés, on peut faire confiance au projet.

Les tendances actuelles indiquent que la pratique courante sera bientôt de calculer les structures élastiques pour déterminer leur réponse dynamique par l'analyse modale ou des méthodes d'intégration directe, etc., avec un ou plusieurs degrés de liberté.

2) *Études faisant appel aux essais sur modèles aux essais sur place ou aux mesures sur le terrain.*

Pour l'analyse dynamique, il paraît désirable d'utiliser un essai sur modèle en plus.

desirable. In order to clarify the nature of failure, or the effects of three-dimensional vibrations, it has been considered that a model test may well provide the only dependable method. However, when conducting model tests, involving non-linear phenomena, careful consideration has been given to the law of similarity between prototype and model and the influence of scale on material properties.

Important information can be made available from vibration tests and observation of earthquake effects on existing dams. It is, therefore, necessary to pay keen attention to the results of such observations, particularly those on the same or a similar type to a given dam. The free dissemination of knowledge of this kind is considered most valuable to engineers in general.

#### **5.4. Particular precautions on earthquake resistant design and construction work of various types of dams.**

Many dams which are effectively and reasonably designed and constructed on the basis of statical loading considerations have presented sufficient earthquake resistance. When consideration is given also to the following items their earthquake resistance seems to be improved :

##### *1) Items common to various types of dams.*

It is considered necessary to examine dam stability not only at full water level but also when empty or at the minimum level. Earthquake forces work not only in horizontal directions but also in the vertical direction. It is considered necessary to provide adequate freeboard for a dam. Free-board is essential to protect a dam from wave effects caused by wind and earthquakes. Embankment dams are particularly liable to damage by the scouring arising from overtopping.

des calculs. Pour éclaircir la nature des ruptures ou les effets des vibrations dans les trois directions, le modèle réduit a été considéré comme la seule méthode acceptable. Cependant, lorsqu'on a fait les essais sur modèle et que des phénomènes non linéaires existaient, on a du faire très attention à la loi de similitude entre le modèle et le prototype et à l'effet d'échelle sur les propriétés des matériaux.

On peut obtenir des renseignements importants à partir d'essais de vibration et de l'observation des effets des tremblements de terre sur les barrages existants. Il est de ce fait nécessaire de prêter une grande attention aux résultats de ces observations et particulièrement de celles provenant d'un même type de barrage ou d'un type voisin. La libre circulation des connaissances de ce type est considérée comme très importante pour les ingénieurs.

#### **5.4. Précautions particulières dans l'étude sismique et la construction de divers types de barrages.**

Un grand nombre de barrages, convenablement et raisonnablement étudiés et construits sur la base des considérations de charge statique, ont présenté une résistance suffisante aux tremblements de terre. On pense qu'on peut améliorer cette résistance en tenant compte aussi des points suivants :

##### *1) Points communs à tous les types de barrage.*

Il est considéré comme nécessaire d'examiner la stabilité du barrage non seulement à lac plein mais aussi à lac vide ou au niveau minimum. Les forces sismiques s'appliquent non seulement dans le sens horizontal mais aussi dans le sens vertical. Il est considéré comme nécessaire d'avoir au barrage une revanche convenable. Cette revanche est essentielle pour protéger le barrage contre l'effet des vagues provoquées par le vent et les tremblements de terre. Les barrages en remblai sont particulièrement sensibles aux érosions provoquées par un déversement sur leur crête.

### 2) Gravity dams.

In the case of gravity dams of moderate height the application of the conventional pseudo-static analysis method has been acceptable because of the high rigidity arising from their shape and construction materials. However, when such dams are high, the combined effect of shear and bending vibrations becomes appreciable and requires dynamic analysis.

Particularly important are the studies of resistance against sliding and internal stress during earthquakes. In the case of hollow gravity dams, special care has been taken for resistance against earthquake forces acting in a direction parallel to the dam axis. The earthquake forces must be transmitted and distributed well to each block which must itself have sufficient strength to resist them. The abutment foundation conditions have been given particular attention.

### 3) Arch dams.

For arch dams, dynamical analyses are recommended by current practice as these structures are rather deformable as compared with other types of dams. For the purpose of giving greater resistance against earthquake forces while the reservoir is empty, the upper part of these dams has recently been designed overhanging downstream. By so doing the horizontal arch elements mobilise axial thrusts caused by their own weight.

During construction the conditions of stability for intermediate stages have been studied and it has been also recommended that each joint be grouted at the earliest possible stage to get better bonding between the adjacent blocks of the dam.

For arch dams, because of their shape and consequent higher working stresses much more care is considered necessary to ensure the stability of the foundation against sliding than for other types of dams. In order to direct the thrust towards the flanks and reduce the bending moments, variable cur-

### 2) Barrages-poids.

Dans le cas de barrages-poids de hauteur modérée, on a accepté la méthode de calcul classique pseudo-statique du fait de la grande rigidité qu'ils tiennent de leur forme et des matériaux de construction. Cependant lorsque ces barrages sont de grande hauteur, l'effet combiné des vibrations de cisaillement et de flexion devient appréciable et rend nécessaire un calcul dynamique.

Les études de la résistance au glissement et des contraintes internes provoquées par les tremblements de terre revêtent une importance particulière. Dans le cas de barrages-poids évidés, on a prêté une attention particulière à la résistance vis-à-vis des forces sismiques agissant dans une direction parallèle à l'axe du barrage. On considère que les forces sismiques doivent être transmises et bien réparties dans chaque plot, qui doit avoir une résistance suffisante pour y faire face. Dans quelques cas on a prêté une attention particulière aux conditions de fondation des appuis.

### 3) Barrages-voûtes.

Pour les barrages-voûtes, la pratique courante recommande aujourd'hui des calculs dynamiques car ces ouvrages sont relativement plus déformables que les autres types de barrage. Pour obtenir une plus grande résistance aux forces sismiques, barrage vide, on a construit ces barrages avec leur partie supérieure en porte-à-faux sur l'aval. Dans ce cas les arcs horizontaux mobilisent les efforts axiaux créés par leur poids propre.

Pendant la construction, il est considéré comme intéressant d'étudier les conditions de stabilité pour les états intermédiaires et on a recommandé aussi d'injecter les joints aussitôt que possible afin d'obtenir une meilleure liaison entre les différents plots adjacents de l'ouvrage.

Pour les barrages-voûtes, du fait de leur forme, les contraintes de calcul sont plus élevées. En conséquence, il a été considéré comme nécessaire de prendre beaucoup plus de précautions que dans les autres types pour assurer la stabilité des fondations contre le glissement. Pour que la poussée soit dirigée

vature arch types (parabolic, elliptic, or three-centered) have been employed recently.

#### 4) *Embankment dams.*

Geological requirements for this type of dam are less exacting than for concrete dams, but it should not be assumed that embankment dams can be built without special precautions on sites where geological conditions are poor.

Embankment dams are highly complex in their behaviour because their construction materials are a non-elastic combination of a variety of soils and rocks; the irregular three-dimensional shape, water containment in the dam body and the base width of the dam being comparable in many ways to the seismic wave length all add to the complications of response during earthquakes.

Dynamic analysis of these structures is considered essential because of the possible changes in strength of embankment materials which may occur during earthquake loading and because of extremely complicated deformation characteristics. As regards displacement by earthquake motions, there have been cases in which displacements of soft foundations have been several times as great as for solid foundations. For soft foundations, therefore, particular care must be taken to secure stability during earthquakes.

For soft foundations, particular studies have been made not only of the stability of the dam body but also of the foundation. It seems effective to place additional embankment material at the toe or heel of the dam to get greater stability on the slopes during earthquakes. Impervious blankets on soft foundations have not generally been recommended because they are liable to rupture.

As, during earthquakes, the dam body may move in a direction different from its abutments, accordingly it was considered effective to make the axis of the dam slightly curved

vers les rives et pour réduire les moments fléchissants on a utilisé récemment des arcs à courbure variable (paraboliques, elliptiques ou à trois centres).

#### 4) *Barrages en remblai.*

Les conditions géologiques nécessaires pour ce type d'ouvrage sont moins exigeantes que pour les barrages en béton, mais on ne doit pas en conclure qu'on peut construire des barrages en remblai sans précautions spéciales lorsque les conditions géologiques sont mauvaises.

Le comportement des barrages en remblais est très complexe car leurs matériaux de construction sont une combinaison non élastique de sols et de roches variés; la forme irrégulière dans les trois dimensions, l'eau contenue dans le corps du barrage et le fait que la largeur à la base du barrage est du même ordre de grandeur que la longueur de l'onde sismique, font que la réaction aux séismes est très complexe.

On considère qu'il est essentiel de calculer ces ouvrages par la méthode dynamique à cause des modifications dans la résistance des matériaux du remblai qui peuvent se produire pendant un tremblement de terre et à cause du caractère très complexe des déformations. En ce qui concerne les déplacements créés par les mouvements sismiques, il y a eu des cas où, sur des fondations molles, ils ont été plusieurs fois plus grands que sur des fondations dures. Dans le cas de fondations molles, on doit de ce fait, prendre un soin particulier pour assurer la stabilité pendant les tremblements de terre.

Dans le cas de fondations molles, on a fait des études particulières non seulement sur le corps du barrage mais encore sur les fondations. Il semble utile de mettre en place un remblai supplémentaire aux pieds amont et aval du barrage pour améliorer la stabilité des talus pendant les tremblements de terre. Les tapis étanches sur fondations molles n'ont pas été généralement recommandés à cause de leur possibilité de rupture.

Comme, pendant les tremblements de terre, le corps du barrage peut se déplacer dans une direction différente de celle des appuis, il a paru utile de donner aux axes des barrages

and to make the width of the dam somewhat greater towards the abutments.

The following are the recommendations that have been made in many countries on the basis of general experience in earthquake resistant design :

Make the slopes of the dam gentle, provide an extra allowance of freeboard for settlement of the dam and its foundations, increase the width of the dam crest, increase the thickness of the impervious zone, select the materials very carefully, give sufficient foundation treatment, take the utmost care in performing the work of construction and make the soils as dense as possible.

#### 5) *Ancillary structures on dams.*

Earthquake motions of structures sited on dam crests or on thin ridges are amplified when compared with those on other foundations because of the influence exerted by the vibrations of the dam body or the thin ridge. It is considered that the earthquake resistant design of such structures must include careful consideration in the choice of the design seismic coefficient.

To facilitate quick depletion of the reservoir, for inspecting the dam structure to locate the damages, if any, occurring to the dam body after an earthquake, it is desirable to make a provision of suitable outlet works at convenient levels in the dam section. These outlet works in addition will be useful for timely evacuation of the reservoir in case a major earthquake shock is anticipated.

### 5.5. Subjects for future study.

#### 1) *Concrete dams.*

Stress conditions and deformations which are likely to arise in certain cases assuming they are within the range of elasticity, but in order to get more definite confidence about safety factors, it seems necessary to carry the investigations beyond the elasticity range up to destruction. Since it seems convenient that the upper part of the dam have higher tensile strength, it is considered of interest to study either concretes with more resistance, or the use of prestressing. Studies must

une légère courbure et d'épaissir un peu la largeur vers les appuis.

Les recommandations suivantes ont été faites dans de nombreux pays sur la base de l'expérience générale en matière d'études sismiques :

Adoucir les talus du barrage, augmenter la revanche pour tenir compte du tassement du barrage et de ses fondations, augmenter la largeur en crête, augmenter l'épaisseur de la zone imperméable, choisir avec soin les matériaux, traiter convenablement les fondations, soigner particulièrement les travaux de construction et s'assurer que les matériaux sont aussi compacts que possible.

#### 5) *Ouvrages auxiliaires du barrage.*

Les mouvements sismiques des ouvrages situés sur les crêtes de barrages ou sur des éperons minces sont plus grands que sur d'autres fondations à cause de l'influence des vibrations du corps du barrage ou des éperons minces. On considère que le calcul sismique de ces ouvrages nécessite une étude approfondie pour le choix de son coefficient sismique théorique.

Pour faciliter la vidange rapide du réservoir de façon à permettre l'inspection du barrage et localiser de possibles dégâts causés par un séisme, il convient de prévoir les vidanges à des cotes convenables. Ces vidanges peuvent aussi être utiles pour la vidange rapide du réservoir dans le cas où un grand tremblement de terre serait prévu.

### 5.5. Sujets d'études futures.

#### 1) *Barrages en béton.*

Les contraintes et les déformations qui peuvent se produire dans le barrage pendant les tremblements de terre ont été calculées dans certains cas en supposant qu'elles restent dans le domaine élastique, mais pour obtenir une meilleure confiance dans les coefficients de sécurité, il paraît nécessaire de pousser les recherches au-delà du domaine élastique et jusqu'à la rupture. Comme il semble convenable que la partie supérieure du barrage soit plus résistante à la traction, il paraît



be pursued on the response of dams with full and empty reservoirs determining the effects of the interaction of the water and the structure.

2) *Embankment dams.*

It is considered necessary for the correct evaluation of earthquake resistance of such dams to study further the deformation of dams consisting of these materials.

intéressant d'étudier soit des bétons plus résistants, soit la précontrainte. Des études doivent se poursuivre sur la réponse des barrages avec lac vide et plein, en déterminant les effets de l'interaction de l'eau et de la structure.

2) *Barrages en remblai.*

Il est considéré comme nécessaire, pour évaluer correctement la résistance aux tremblements de terre de ces barrages, de développer les études de leurs déformations.

## APPENDICES

### 1. Earthquake Resistant Design Procedures used in several Countries.

- 1) U.S.S.R.
- 2) Japan.
- 3) U.S.A.

### 2. List of Dams where Severe Earthquakes have occurred, whether or not accompanied by structural damage.

1) Failure of Sheffield Dam during Santa Barbara Earthquake of June 29, 1925.

2) Slide in Lower San Fernando Dam during San Fernando Earthquake of February 9, 1971.

3) Damage to Eklutna Dam during the March 27, 1964 Alaskan Earthquake.

4) Information on the Koyna Dam that suffered from severe earthquakes.

5) Damages to dams in past earthquakes in Japan.

6) Damages caused to small earthfill dams for irrigation in Aomori Prefecture by Tokachi Offshore earthquake.

### 3. Methods of Measurement in Seismology and the Choice of Seismograph.

### 4. Summarized replies on earthquake resistant design of dams. Table 1 and map.

## ANNEXES

### 1. Procédés de calcul sismique des barrages utilisés dans plusieurs pays.

- 1) U.R.S.S.
- 2) Japon.
- 3) États-Unis.

### 2. Liste de barrages ayant supporté d'importants tremblements de terre accompagnés ou non de dommages.

1) Rupture du barrage Sheffield pendant le tremblement de terre de Santa Barbara le 29 juin 1925.

2) Glissement dans le barrage de Lower San Fernando pendant le tremblement de terre de San Fernando le 9 février 1971.

3) Dommages causés au barrage Eklutna pendant le tremblement de terre d'Alaska le 27 mars 1964.

4) Renseignements sur le barrage de Koyna qui a supporté d'importants tremblements de terre.

5) Dommages causés à des barrages au Japon, lors de tremblements de terre passés.

6) Dommages causés à des petits barrages en terre destinés à l'irrigation dans la Préfecture d'Aomori par le tremblement de terre sous-marin de Tokachi.

### 3. Méthodes de mesures séismologiques et choix des sismographes.

### 4. Résumés des réponses sur le calcul sismique des barrages. Table 1 et carte.



**EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN PROCEDURES  
USED IN SOME COUNTRIES**

**PROCÉDÉS DE CALCUL SISMIQUE DE BARRAGES  
UTILISÉS DANS CERTAINS PAYS**

1) U.S.S.R.

(HYDRAULIC DIVISION  
OF STANDARDS)

6. HYDRAULIC STRUCTURES

- 6.1. Instructions in the present section concern the design of river hydraulic structures of hydropower stations, water transport, land-reclamation water supply systems, etc.

*Note.* The parts of power houses above water, surge tanks, bridges and highways on hydraulic structures as well as industrial and civil buildings and structures are to be designed according to the instructions, complying with the sections of the given chapter.

- 6.2. Seismic microregional research of hydraulic structures sites must be performed according to the instructions of the division of seismic microdistricts.
- 6.3. When making the division into microdistricts it is necessary to take into account possible deterioration of seismic ground conditions available after the construction of hydraulic structures (rise of ground water level, deterioration of conditions of reservoir earth banks and banks along the canal path, etc.).
- 6.4. The standard seismic activity of the region of hydraulic structures should be determined as per table 3.

1) U.R.S.S.

(DIVISION HYDRAULIQUE  
DE LA NORMALISATION)

6. OUVRAGES HYDRAULIQUES

- 6.1. Les instructions du présent article s'étendent au calcul des ouvrages hydrauliques en rivière de centrales hydroélectriques, de transports par voie d'eau, de systèmes d'adduction d'eau pour l'amélioration des terrains, etc.

*Note.* Les parties hors d'eau des centrales, les cheminées d'équilibre, les ponts et les routes situées sur des ouvrages hydrauliques ainsi que les bâtiments et ouvrages industriels ou civils doivent être calculés en utilisant les instructions prévues aux articles du chapitre les concernant.

- 6.2. Les recherches sismiques microrégionales sur les sites des ouvrages hydrauliques doivent être exécutées en appliquant les instructions sur la division en microdistricts sismiques.
- 6.3. Lorsqu'on procède à la division en microdistricts il est nécessaire de tenir compte de la possibilité de détérioration des conditions sismiques existantes sur le site après la construction des ouvrages hydrauliques (élévation de la nappe phréatique, détérioration des conditions de stabilité des rives alluvionnaires autour d'un réservoir ou le long du tracé d'un canal, etc.).
- 6.4. L'activité sismique standard de la région des ouvrages hydrauliques doit être déterminée d'après le tableau 3.

TABLE 3. Design seismic activity of regions of hydraulic structures.

Classes of Hydraulic structures	Design seismic activity for earthquake stability of structures (seismic intensity in degree *)			
	Seismic activity at the region of structure			
Class I.....	7	8	9	—
Classes II and III and main structures, Class IV...	6	7	8	9
Secondary structures, Class IV...	6	7	7	8
Temporary structures.....	Seismic forces are not taken in consideration.			

\* Scale of ten degrees.

Notes :

1. In regions with seismic activity of degree 9, hydraulic structures of the class I are to be erected with additional antiseismic measures by special designs.

2. When designing hydraulic retaining structures of classes II and III forming large reservoirs, the break of water of which can result in flooding populated areas or industrial installations, accompanied by structural destruction or by damage of valuable equipment, the prescribed data of the standard seismic activity of the region is to be specially considered.

3. The seismic activity taken for design of class I hydraulic structures can be taken as equal to the improved activity of the construction region, if the seismic activity of the

TABLEAU 3. Activité sismique dans les régions des ouvrages hydrauliques, adoptée dans le projet.

Classes d'ouvrages hydrauliques	Activité sismique adoptée dans le projet pour la stabilité des ouvrages aux tremblements de terre (l'intensité sismique est donnée en degrés*)			
	Activité sismique dans la région de l'ouvrage			
Classe I.....	7	8	9	—
Classes II et III et ouvrages principaux de classe IV.....	6	7	8	9
Ouvrages secondaires de classe IV.....	6	7	7	8
Ouvrages provisoires.....	Les effets sismiques ne sont pas pris en considération.			

\* Échelle à 10 degrés.

Notes :

1. Dans les régions d'activité sismique de degré 9, on doit construire des ouvrages hydrauliques de 1<sup>re</sup> classe en recourant à des mesures antisismiques supplémentaires après des études spéciales.

2. Lorsqu'on projette des ouvrages hydrauliques de retenue de la II<sup>e</sup> et III<sup>e</sup> classes constituant de grands réservoirs menaçant, en cas de ruine, d'inonder des territoires peuplés ou des entreprises industrielles et risquant de détruire ou d'endommager des équipements de valeur, les valeurs standard de l'activité sismique dans la région doivent faire l'objet de considération et de détermination spéciales.

3. L'activité sismique adoptée dans le projet des ouvrages hydrauliques de 1<sup>re</sup> classe peut être prise égale à l'activité mieux définie de la région de construction lorsque l'activité

construction region was improved on the basis of seismic microregional maps established with regard to instrumental examination of the seismic condition of the region.

4. The classes of hydraulic structures given in Table 3 characterize « class » of structures specified in conformity with the standards approved in the U.S.S.R. In compliance with the Norms CH II II - I-62 : hydroelectric stations with the capacity in excess of 1,000,000 kW refer to class I; from 301,000 to 1,000,000 kW stations, to class II; from 51,000 to 300,000 kW stations, to class III; hydroelectric stations with capacity up to 50,000 kW, to class IV.

#### EARTHQUAKE LOADINGS

6.5. Paragraphs 2.1 and 2.2, 2) of the given chapter must be taken into account when designing hydraulic structures with standard seismic activity of degree 7 or more.

*Note.* Paragraphs 2.1 and 2.2 comprise recommendations for designing civil and industrial structures. « 2.1. Structural members of buildings and structures to be constructed in seismic regions should be designed to withstand the seismic action in addition to the usual loads. Static action of the seismic forces is assumed in the design, and their distribution is taken according to the arrangement of the masses in the structure. » « 2.2. When designing structural members of buildings and structures one should take into account the fact that seismic forces can have any direction in space. In the aseismic design of entire buildings and structures (compartments of brick and framed buildings, towers, masts, etc.) or in the aseismic design of separate carrying elements (separating walls, structural elements of the framing or its cladding, etc.) seismic forces are usually assumed to be horizontal in the direction of the longitudinal and lateral axes. The action of the seismic load in both directions is considered separately. »

sismique a pu être déterminée grâce à des cartes sismiques microrégionales établies en utilisant des données expérimentales sur les conditions sismiques régionales.

4. Les classes d'ouvrages hydrauliques figurant au tableau 3 caractérisent les classes d'ouvrages conformes aux normes en usage en U.R.S.S. En application des normes CH II II - I-62 : Les centrales hydro-électriques d'une puissance de plus de 1 000 000 kW appartiennent à la I<sup>re</sup> classe; de 301 000 à 1 000 000 kW, à la II<sup>e</sup> classe; de 51 000 à 300 000 kW, à la III<sup>e</sup> classe; de moins de 50 000 kW, à la IV<sup>e</sup> classe.

#### CHARGES SISMIQUES

6.5. On doit tenir compte des paragraphes 2.1 et 2.2, 2) du chapitre correspondant lorsqu'on projette des ouvrages hydrauliques avec une activité sismique standard de degré 7 ou plus.

*Note.* Les paragraphes 2.1 et 2.2 renferment des recommandations pour projeter des ouvrages civils et industriels. « 2.1. Les éléments structuraux des bâtiments et des ouvrages qui doivent être construits dans des régions sismiques doivent être projetés de façon à supporter les charges sismiques en plus des charges habituelles. On prendra en compte dans le projet l'action statique des forces sismiques et on les distribuera en fonction de l'agencement des masses dans l'ouvrage. » « 2.2. Lorsqu'on projette les éléments structuraux des bâtiments et des ouvrages, on doit tenir compte du fait que les forces sismiques peuvent avoir n'importe quelle direction dans l'espace. Dans l'étude sismique de bâtiments ou d'ouvrages complets (bâtiments avec ossature et compartiments en briques, tours, mâts, etc.) ou dans le projet sismique d'éléments porteurs séparés (murs de séparation, éléments structuraux de l'ossature ou de son remplissage, etc.), on admet généralement que les forces sismiques sont horizontales et dirigées selon les axes longitudinaux et transversaux. L'action des forces sismiques dans ces deux directions est prise en compte séparément. »

6.6. Seismic force acting on the structure is defined by the formula :

$$S = 1.5 Q K_c$$

where  $Q$  = load causing inertia force (own weight of structural elements and devices located on it),  $K_c$  = seismic coefficient taken from table 4 of the given chapter.

The seismic force acting on an elementary volume of the structure is determined by the formula :

$$S_K = Q_K K_c \left( 1 + 0.5 \frac{x_K}{x_0} \right)$$

where  $Q_K$  = own weight of elementary volume and vertical load acting on it at the point  $K$ ,  $x_K$  = distance from the structure foundation to centre of gravity of elementary volume,  $x_0$  = distance from the foundation to the centre of gravity of the whole structure.

The values of seismic coefficients  $K_c$  are as follows :

TABLE 4.

Design seismic intensity, degree.....	7	8	9
Seismic coefficients, $K_c$	0.025	0.05	0.1

*Note.* For retaining walls and underground hydraulic structures, it is permissible to determine design seismic force by the formula :

$$S_K = Q_K K_c.$$

6.7. When designing dams and other hydraulic structures which are exposed to water load in addition to inertia seismic force, as in paragraph 6.6, it is necessary to take into account the seismic water pressure.

Seismic intensity of upstream water pressure in t. per sq. m. is determined by the following relation :

$$q = K_c \gamma_b K_0 \frac{0.875 y}{1 - 3.38 \left( \frac{h}{1000} \right)^2}$$

6.6. La force sismique agissant sur la structure est définie par la formule :

$$S = 1,5 Q K_c$$

dans laquelle  $Q$  = charge provoquant la force d'inertie (poids propre des éléments structuraux et ce qu'ils supportent),  $K_c$  = coefficient sismique extrait du tableau 4 du chapitre considéré.

La force sismique agissant sur un volume élémentaire de l'ouvrage est déterminé par la formule :

$$S_K = Q_K K_c \left( 1 + 0,5 \frac{x_K}{x_0} \right)$$

dans laquelle  $Q_K$  = poids propre du volume élémentaire et charge verticale agissant sur lui au point  $K$ ,  $x_K$  = distance de la fondation de l'ouvrage au centre de gravité du volume élémentaire,  $x_0$  = distance de la fondation au centre de gravité de l'ensemble de l'ouvrage.

Les valeurs des coefficients sismiques  $K_c$  sont les suivantes :

TABLEAU 4.

Intensité sismique du projet, en degré....	7	8	9
Coefficient sismique, $K_c$ .....	0,025	0,05	0.1

*Note.* Pour les murs de soutènement et pour les ouvrages hydrauliques souterrains, il est possible de déterminer la force sismique du projet par la formule :

$$S_K = Q_K K_c.$$

6.7. Lorsqu'on projette des barrages ou d'autres ouvrages hydrauliques subissant une pression d'eau s'ajoutant à la force sismique d'inertie mentionnée au paragraphe 6.6 il est nécessaire de tenir compte de la pression sismique de l'eau.

L'intensité sismique de la pression d'eau à l'amont en tonne par mètre carré est déterminée par la relation suivante :

$$q = K_c \gamma_b K_0 \frac{0,875 y}{1 - 3,38 \left( \frac{h}{1000} \right)^2}$$

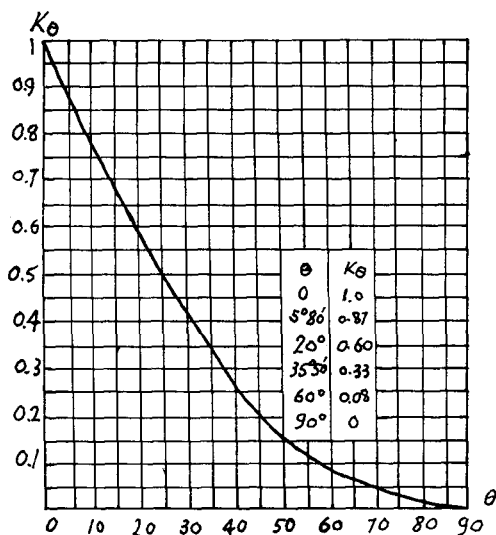


in which :

$K_c$  : seismic coefficient accepted in table 4;  
 $\gamma_b$  : volume weight of water in t. per cu. m.;  
 $h$  : maximum water depth upstream of the structure in m.;  
 $y$  : distance from surface water level to design section in m;  
 $K_\theta$  : coefficient depending on the angle  $\theta$  of inclination of upstream face to vertical.

dans laquelle :

$K_c$  : coefficient sismique du tableau 4;  
 $\gamma_b$  : poids volumique de l'eau en tonne par mètre cube;  
 $h$  : profondeur maximale de l'eau à l'amont de l'ouvrage, en mètres;  
 $y$  : distance de la surface de l'eau à la section étudiée, en mètres;  
 $K_\theta$  : coefficient dépendant de l'angle  $\theta$  d'inclinaison sur la verticale de la face amont.



(Fig. 2)

6.8. If the distance between the lock walls, canal slopes and other constructions is three times that of water depth  $h$ , then intensity of seismic water pressure is determined by the formula :

$$q' = \varepsilon q$$

in which  $q$  is determined according to paragraph 6.7,  $\varepsilon =$  coefficient (Table 5) as a function of ratio  $\frac{b}{h}$

where  $b =$  distance between lock walls, canal banks, etc., on the level  $\frac{h}{3}$ .

6.8. Si la distance entre les bajoyers, les talus de canaux ou autres constructions est égale à trois fois la profondeur de l'eau,  $h$ , l'intensité de la pression sismique de l'eau est déterminée par la formule :

$$q' = \varepsilon q$$

dans laquelle  $q$  est déterminé conformément au paragraphe 6.7,  $\varepsilon =$  coefficient (tableau 5) fonction du rapport  $\frac{b}{h}$

où  $b =$  distance entre bajoyers, talus de canaux, etc., au niveau  $\frac{h}{3}$ .

TABLE 5.  
Coefficient  $\epsilon$ .

$\frac{b}{h}$	$\epsilon$
0.5	0.4
1.0	0.7
1.5	0.8
2.0	0.9
3 and over	1.0

6.9. Seismic soil pressure should be regarded in addition to seismic inertia forces (paragraph 6.6) when designing retaining walls. Active and passive seismic pressures of loose sand are determined by the equations :

$$q_e = (1 + 2 K_e \operatorname{tg} \varphi) P$$

$$q_{e'} = (1 + 2 K_e \operatorname{tg} \varphi) P'$$

where  $P$  and  $P'$  : active and passive soil pressure without taking into account the seismic force,  $\varphi$  : angle of internal friction.

#### RIVER HYDRAULIC STRUCTURES

6.10. When designing arch dams, seismic inertia force due to own weight of the dam and devices located on it, acting along the canyon and applying to unit area in the middle of the dam surface is determined by the formula :

$$S = d \gamma K_e \left[ 1 + 0.5 \frac{x}{x_0} \cos \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\psi}{\psi_0} \right) \right]$$

where :

$d$  : dam thickness in the section under consideration in m.;

$x$  and  $x_0$  : distance from foundation to section under consideration and to centre of gravity of the structure;

$\psi_0$  : half of central angle of the arch;

$\psi$  : angular coordinate of generating line going through the point under study;

$\gamma$  : unit weight of the dam material in t. per cu. m.

TABLEAU 5.  
Coefficient  $\epsilon$

$\frac{b}{h}$	$\epsilon$
0,5	0,4
1,0	0,7
1,5	0,8
2,0	0,9
3 et plus	1,0

6.9. Dans les projets de murs de soutènement, on doit tenir compte de la pression sismique du sol en plus des forces sismiques d'inertie (paragraphe 6.6). Les pressions sismiques active et passive d'un sable pulvérulent se déterminent par les équations :

$$q_e = (1 + 2 K_e \operatorname{tg} \varphi) P$$

$$q_{e'} = (1 + 2 K_e \operatorname{tg} \varphi) P'$$

dans lesquelles  $P$  et  $P'$  sont les pressions du sol, active et passive, prenant en compte la force sismique,  $\varphi$  l'angle de frottement interne.

#### OUVRAGES HYDRAULIQUES EN RIVIÈRE

6.10. Dans les projets des barrages-voûtes, la force sismique d'inertie due au poids propre du barrage et de ses annexes, s'appliquant dans le sens de la gorge par unité de surface au milieu de la surface du barrage, se détermine par la formule :

$$S = d \gamma K_e \left[ 1 + 0.5 \frac{x}{x_0} \cos \left( \frac{\pi}{2} \cdot \frac{\psi}{\psi_0} \right) \right]$$

dans laquelle :

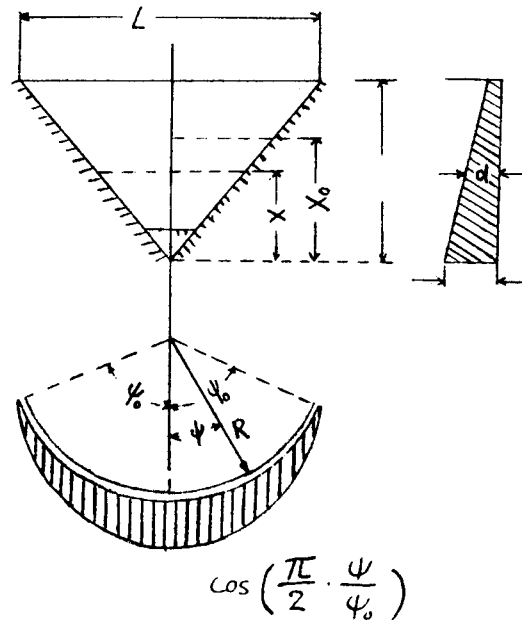
$d$  : épaisseur du barrage dans la section considérée, en mètres;

$x$  et  $x_0$  : distances entre la fondation et la section considérée et le centre de gravité de l'ouvrage;

$\psi_0$  : demi-angle au centre de l'arc;

$\psi$  : coordonnée polaire de la génératrice passant par le point étudié;

$\gamma$  : poids spécifique du matériau du barrage en tonnes par mètre cube.



(Fig. 3)

The action of the seismic force across the canyon can be determined by the formula :

$$S = d \gamma K_e$$

6.11. Intensity of seismic water pressure acting on arch dams is obtained by the formula :

$$q = \alpha q_b$$

where :

$q_b$  : seismic water pressure acting on a vertical upstream face (by par. 6.7);

$\alpha$  : coefficient as a function of angular coordinate of the point under study and determined by the formula :

$$\alpha = 0.5 + \frac{\psi}{2 \psi_0}$$

for the direction along the canyon, and by the formula :

$$\alpha = \frac{\psi}{2 \psi_0}$$

for the direction across the canyon.

6.12. A dam block (between consecutive construction joints) as well as artificial abutments should be checked on strength and stability under the assumption

On peut déterminer l'action de la force sismique transversale à la gorge par la formule :

$$S = d \gamma K_e$$

6.11. L'intensité de la pression sismique de l'eau agissant sur un barrage-voûte s'obtient par la formule :

$$q = \alpha q_b$$

dans laquelle :

$q_b$  : pression sismique de l'eau agissant sur la face amont verticale (d'après § 6.7);

$\alpha$  : coefficient fonction de la coordonnée polaire du point étudié, déterminé par la formule :

$$\alpha = 0,5 + \frac{\psi}{2 \psi_0}$$

dans la direction de la gorge et par la formule :

$$\alpha = \frac{\psi}{2 \psi_0}$$

dans la direction transversale.

6.12. On doit vérifier la résistance et la stabilité des plots du barrage entre joints de construction et aussi des culées en admettant que les forces

that seismic forces act across the canyon. In this case the following formula is acceptable :

$$S_K = Q_K K_c.$$

- 6.13. It is permissible to characterise the seismic activity of a region by only one degree when checking the strength and stability of separated non-grouted blocks of arch dams during the construction period.
- 6.14. It is not advisable to use rigid membranes or rigid impervious cores for earth and rockfill dams.
- 6.15. A rockfill layer or concrete slabs should be placed on the slopes of earth dams if the design seismic activity of region is of degree 8 or 9. It is also advisable to provide pervious protections composed of rockfills.
- 6.16. When designing earth dams, one should prefer constructive solutions for which the phreatic line takes the lowest position.
- 6.17. When checking up earthquake stability of embankment dams and canal slopes by the slip surface method, one should use for design surfaces, those for which stability coefficient of slopes will be minimum under the action of the main loads. When determining the seismic inertia forces according to paragraph 6.6, the weight of the water in the pores of earth or rockfill volumes must be taken into account.

sismiques agissent transversalement à la gorge. On peut alors employer la formule :

$$S_K = Q_K K_c.$$

- 6.13. Il est admis de caractériser l'activité sismique d'une région par une seule valeur lorsqu'on vérifie la résistance et la stabilité de plots du barrage non injectés pendant la période de construction.
- 6.14. Il est déconseillé d'utiliser des membranes ou des noyaux imperméables rigides dans les barrages en terre ou en enrochements.
- 6.15. Une couche d'enrochements ou des dalles de béton doivent être mises sur les talus des barrages en terre lorsque l'activité sismique dans la région atteint les degrés 8 ou 9. Il est aussi recommandé de prévoir des recharges perméables en enrochement.
- 6.16. Lorsqu'on projette des barrages en terre, on doit préférer les solutions dans lesquelles la nappe phéatique prend la position la plus basse.
- 6.17. Lorsqu'on vérifie la stabilité aux tremblements de terre des barrages en remblai ou de talus de canaux par la méthode des surfaces de glissement, on choisira les surfaces pour lesquelles le coefficient de stabilité des talus est minimal sous l'action des charges principales. Lorsqu'on détermine les forces d'inertie sismiques par application du paragraphe 6.6, on devra prendre en compte le poids de l'eau interstitielle dans le volume unitaire du remblai.

## 2) JAPAN

### CHAPTER 1. SECTION 3

(Chapter 1 : General Provisions; Section 3 : External Forces.)

#### Article 11 : Seismic Body Force.

Seismic body force shall be taken as the value of weight of the dam body multiplied by the seismicity coefficient of the dam body,

## 2) JAPON

### CHAPITRE 1. SECTION 3

(Chapitre 1 : Dispositions générales; Section 3 : Forces extérieures.)

#### Article 11 : Force sismique de masse.

On devra prendre pour valeur de la force sismique de masse le produit du poids du corps du barrage par le coefficient de sismicité

and shall be considered treated to act horizontally.

The seismicity coefficient of the dam body shall be obtained from the ground seismicity coefficient at the dam site multiplied by a certain value determined for each type of dam.

The ground seismicity coefficient shall be determined within the range indicated in Table 6 taking into consideration the degree of soundness of ground and importance of the dam.

TABLE 6. Ground Seismicity Coefficient Classified by Regions.

Region	Types of dam	
	Concrete Rockfill dam	Earthfill dam
Tohoku regions (Prefectures : Aomori, Iwate, Akita, Yamagata and Fukushima), Kanto, Chubu, Kinki Regions and Southern Shikoku	0.12-0.20	0.15-0.25
Hokkaido, Tohoku (Miyagi Pref.) Hokuriku, Chugoku, Northern Shikoku and Kyushu.	0.10-0.15	0.12-0.20

However, if the reservoir is empty or overfilled, 50 percent of the above coefficient is to be taken. At extraordinary flood discharges, the influence of the water level on the earthquake forces need not be considered.

*Comments :*

The seismicity coefficient of the ground may vary with the nature of the foundation ground. It is generally recognized that the coefficient should be larger for soft ground than for hard ground.

The seismicity coefficients indicated in table 6 of this article are the estimated values for foundation ground on which dams may be constructed in the regions of Japan.

de celui-ci; elle sera considérée comme agissant horizontalement.

Le coefficient de seismicité du corps du barrage sera obtenu à partir de celui du terrain du site du barrage, qui sera multiplié par une certaine valeur, définie pour chaque type d'ouvrage.

Le coefficient de seismicité du terrain sera pris dans la gamme qui est indiquée dans le tableau 6, en prenant en considération le degré traduisant le bon état du sol ainsi que l'importance du barrage.

TABLEAU 6. Coefficient de seismicité du terrain, classé par régions.

Région	Types de barrage	
	En béton ou enrochements	En terre
Régions de Tohoku (Préfectures de Aomori, Iwate, Akita, Yamagata et Fukushima), de Kanto, Chubu, Kinki et du Shikoku méridional.	0,12 à 0,20	0,15 à 0,25
Régions de Hokkaido, Tohoku (Préf. Miyagi), de Hokuriku, Chugoku, Shikoku septentrional et Kyushu . . . . .	0,10 à 0,15	0,12 à 0,20

Si toutefois la retenue est vide ou surchargée, on ne devra retenir que 50 % de la valeur du coefficient ci-dessus. Dans le cas du passage d'une crue extraordinaire, il n'y a pas lieu de prendre en considération l'effet sur les forces du tremblement de terre du niveau de l'eau.

*Commentaires :*

Le coefficient de seismicité du terrain peut varier suivant la nature du sol de fondation. Il est généralement reconnu que ce coefficient devrait être plus grand pour un sol mou que pour un sol dur.

Les coefficients de seismicité figurant dans le tableau 6 de cet article sont des valeurs estimées pour le sol de fondation, sur lequel des barrages pourraient être construits dans les différentes régions du Japon.

The seismicity coefficient for the dam body varies with the type of dams; the values to be adopted for gravity dams and hollow gravity dams are stated in article 6, section 1 of chapter III, and those for arch dams, in article 6, section 1 of chapter IV. For embankment dams the same value as the ground should be used. The water levels and seismicity coefficients for the dam body to be applied in the calculation of combined static and dynamic water pressures due to earthquake are given in Table 7.

Le coefficient de séismicité du corps du barrage varie avec le type de barrage; on fait état dans l'article 6 de la section 1 du chapitre III des valeurs qui devront être adoptées pour les barrages-poids et poids évidés et celles à retenir pour les barrages-voûtes figurent dans l'article 6 de la section 1 du chapitre IV. Pour ce qui est des barrages en remblai, on utilisera la même valeur pour le corps de l'ouvrage et le terrain. On donne dans le tableau 7 les niveaux de l'eau ainsi que les coefficients de séismicité du corps du barrage qui devront être appliqués dans le cas d'une circulation d'eau sous pression à la fois statique et dynamique, résultant du tremblement de terre.

TABLE 7. Water level and seismicity coefficients for dam body in calculation of combined static and dynamic water pressures due to earthquakes.

Water level of reservoir	Water level		Seismicity coefficients for the dam body
	Hydrostatic pressure	Hydrodynamic pressure	
Normal high water level	Normal full water level + Wave height + 1/2 wave height due to earthquake	Normal full water level	Seismicity coefficient specific to types of dams
Overfill water level	Overfill water level + wave height + 1/2 wave height due to earthquake	Overfill water level	1/2 of the above value

**Article 12 : Hydrodynamic Pressure.**

Hydrodynamic pressure on the dam body due to earthquakes shall be considered to act normal to its upstream face, and its value shall be calculated by the following formula :

$$P_d = C w_0 K_1 H,$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{h}{H} \left( 2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left( 2 - \frac{h}{H} \right)} \right]$$

where :

- $P_d$  : Hydrodynamic pressure (t/m<sup>2</sup>);
- $w_0$  : Unit weight of water (t/m<sup>3</sup>);
- $K_1$  : Seismicity coefficient of the dam body;

**Article 12 : Pression hydrodynamique.**

La pression hydrodynamique qui s'exerce sur le corps du barrage du fait du tremblement de terre devra être considérée comme agissant normalement à son parement amont et sa valeur sera calculée par la formule suivante :

$$P_d = C w_0 K_1 H,$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{h}{H} \left( 2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left( 2 - \frac{h}{H} \right)} \right]$$

dans laquelle :

- $P_d$  : pression hydrodynamique (t/m<sup>2</sup>);
- $w_0$  : masse volumique de l'eau (t/m<sup>3</sup>);
- $K_1$  : coefficient de séismicité du corps du barrage;

TABLEAU 7. Niveaux de l'eau et coefficients de séismicité du corps du barrage à retenir pour le calcul des pressions de l'eau combinées, statiques et dynamiques, résultant d'un tremblement de terre.

Niveau d'eau de la retenue	Niveau de l'eau		Coefficients de séismicité du corps de barrage
	Pression hydrostatique	Pression hydrodynamique	
Normal	Niveau normal à retenue pleine + la hauteur vague + la demi-hauteur de la vague résultant du tremblement de terre	Niveau normal à retenue pleine	Spécifique au type de barrage
Surélevé	Niveau surélevé + la hauteur de vague + la demi-hauteur de la vague résultant du tremblement de terre	Niveau surélevé	La demi-valeur de celle ci-dessus

$H$  : Water depth measured from water surface of reservoir to foundation ground (m);

$h$  : Water depth measured from water surface down to a given point (m);

$C_m$  : Value of  $C$  when  $P_d$  reaches its maximum.

However, the following formula may be used for a dam having practically a vertical upstream face :

$$P_d = \frac{7}{8} w_0 K_1 \sqrt{Hh}.$$

*Comments.*

Besides the body force on a dam body during an earthquake, a hydrodynamic pressure is also produced on it by the inertia of retained water.

The formula given in this Article for hydrodynamic pressure is the Zangar's empirical formula.  $C_m$  in this formula is obtained from Fig. 4 for the angle  $\theta$  of the upstream face from the vertical. The total hydrodynamic pressure  $P_d$  on the face above the point being studied and the height  $h_d$  from that point to the application point of  $P_d$  are

$H$  : hauteur d'eau de la retenue (m);

$h$  : hauteur d'eau, mesurée entre le niveau de l'eau et un point submergé donné (m);

$C_m$  : Valeur de  $C$  quand celle de  $P_d$  est maximale.

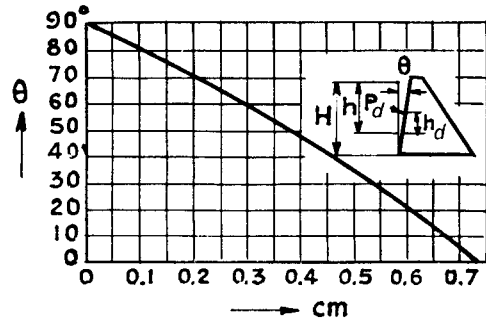
Cependant, la formule suivante pourrait être employée pour un barrage dont le parement amont est pratiquement vertical :

$$P_d = \frac{7}{8} w_0 K_1 \sqrt{Hh}.$$

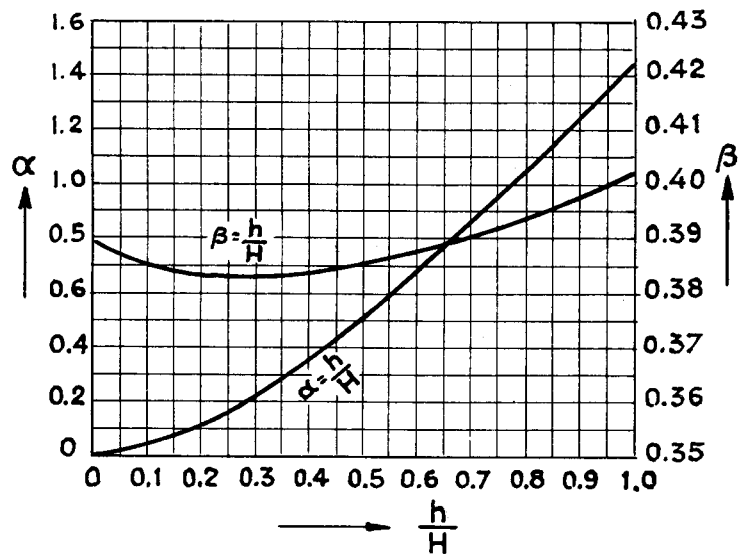
*Commentaires :*

En plus de la force de masse s'exerçant sur le corps du barrage durant un tremblement de terre, une pression hydrodynamique se produit aussi et s'y applique par suite de l'inertie de l'eau qu'il retient.

La formule indiquée dans le présent article pour le calcul de la pression hydrodynamique est la formule empirique de Zangar. Dans cette formule, la valeur de  $C_m$  est obtenue à partir de la figure 4, en fonction de l'angle  $\theta$  que forme le parement amont avec la verticale. La pression hydrodynamique totale  $P_d$  qui



(Fig. 4)



(Fig. 5)



calculated by the following formula derived from the integral of Zangar's formula.

$$P_d = \alpha \frac{C_m}{2} w_0 K_1 H^2 \sec \theta;$$

$$h_d = \beta h$$

where  $\alpha$  and  $\beta$  are obtained from Fig. 5.

In Zangar's formula, the wave produced on the water surface by earthquake is ignored, because of its small effect on the hydrodynamic pressure.

For a practically vertical upstream face, Westergaard's formula mentioned in this Article may be used to simplify calculations.

There are cases in which the inclination angle  $\theta$  in Zangar's formula for the upstream face of a dam having combined vertical and inclined planes have been dealt with as follows :

1) if the vertical portion of the upstream face occupies more than one-half of the dam height, the entire upstream face is regarded as vertical;

2) if the vertical portion of the upstream face is less than one-half of the dam height, the upstream face is regarded as a straight inclined plane which intersects with the upstream face at the reservoir surface and at the foundation.

### CHAPTER 3. SECTION 1

(Chapter 3 : Concrete Gravity and Hollow gravity Dams; Section 1 : Basic Requirements for Designing.)

#### Article 6 : Seismic Body Forces \*.

Seismic body force shall be considered to act perpendicularly to the dam axis. For hollow gravity dams, the inertia force in the

\* Refer to Appendix 2.

s'exerce sur ce parement au-dessus du point étudié ainsi que la hauteur  $h_d$  comprise entre ce point et le point d'application de  $P_d$  sont calculées suivant la formule suivante qui est dérivée de l'intégrale de la formule de Zangar :

$$P_d = \alpha \frac{C_m}{2} w_0 K_1 H^2 \sec \theta;$$

$$h_d = \beta h$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont déduits de la figure 5.

Dans la formule de Zangar, la vague qui est produite sur la surface de l'eau par le tremblement de terre est ignorée étant donné son faible effet sur la pression hydrodynamique.

Dans le cas d'un parement amont pratiquement vertical, on pourrait employer la formule de Westergaard, qui est indiquée dans le présent article, afin de simplifier les calculs.

Quand il s'agit d'un parement de barrage qui comprend une combinaison de plans verticaux et inclinés, il y a eu des cas pratiques où le côté incliné de l'angle  $\theta$  de la formule de Zangar a été considéré comme suit :

1) si la partie verticale du parement amont s'étendait sur plus de la moitié de la hauteur du barrage, on considérerait que tout le parement était vertical;

2) s'il s'agissait de moins de la moitié de cette hauteur, le parement amont était considéré comme étant un plan incliné continu, intersectant le parement amont au niveau de la retenue et au niveau de la fondation.

### CHAPITRE 3. SECTION 1

(Chapitre 3 : Barrages-poids et poids évidés; Section 1 : Spécifications fondamentales pour leur étude au stade du projet.)

#### Article 6 : Forces sismique de masse \*.

On devra considérer que la force sismique de masse agit perpendiculairement à l'axe du barrage. On devra aussi tenir compte, dans le cas de barrages-poids évidés, de la

\* Voir l'Annexe 2.

direction of the dam axis shall also be taken into account.

*Comments :*

The coefficient of seismicity of a dam body in the perpendicular direction to a dam axis is generally taken to be equal to the ground seismicity. For a dam of approximately 100 metres high, if the natural period of oscillation is long and is almost equal to the predominant period of the ground, the coefficient of seismicity of the dam body may exceed that of the ground. In that case, it is desirable to determine the multiplier by dynamical studies taking into consideration : dam height, effect of joints, topography, records of past earthquakes and assumed damping constants.

For hollow gravity dams, the seismic force in the direction of the dam axis may cause tensile stresses in the buttresses. Therefore, dynamical studies of these stresses are also required for such dams.

#### CHAPTER 4. SECTION 1

(Chapter 4 : Arch Dams; Section 1 : Basic Requirements for Designing.)

##### Article 6 : Seismic Body Forces.

The coefficient of seismicity of a dam body shall be more than twice the ground seismicity if dynamical studies of the dam body are not performed. The seismic force is applied horizontally to the dam body. Studies of the vertical component of the seismic forces should be made if such forces are considered to exert great influence on the dam body.

*Comments :*

1) When an arch dam is subject to an earthquake, an elastic vibration of the dam body accompanied by bending is produced and the seismicity action of the dam body is usually larger than that of the ground.

force d'inertie qui s'exerce en direction de l'axe du barrage.

*Commentaires :*

Le coefficient de séismicité du corps du barrage dans la direction perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage est généralement pris égal à celui du terrain. Pour un barrage ayant approximativement une hauteur de 100 m, le coefficient considéré peut être supérieur à celui du terrain si la période naturelle d'oscillation est grande et est égale à peu de choses près à celle qui prédomine dans le sol. Dans un tel cas, il serait souhaitable qu'on détermine le coefficient majorateur par une étude dynamique, en prenant en considération la hauteur du barrage, la présence des joints et leur action, la topographie, les indications enregistrées lors des tremblements de terre précédents ainsi que les constantes d'amortissement supposés.

Dans le cas de barrages-poids évidés, la force sismique en direction de l'axe de l'ouvrage peut provoquer des contraintes de traction dans les contreforts. Il en résulte qu'on doit aussi procéder à des études dynamiques à ce sujet.

#### CHAPITRE 4. SECTION 1

(Chapitre 4 : Barrages-voûtes; Section 1 : Spécifications fondamentales pour les études au stade du projet.)

##### Article 6 : Force sismique de masse.

Si l'on n'a exécuté aucune étude dynamique du corps de barrage, son coefficient de séismicité devra être pris égal à plus de deux fois celui du terrain. La force sismique sera appliquée horizontalement au corps du barrage. Les études relatives à la composante verticale de cette force devront être exécutées chaque fois qu'on considérera que la force sismique a une grande influence sur le corps du barrage.

*Commentaires :*

1) Quand un barrage-voûte subit un tremblement de terre, se produisent des vibrations élastiques de son corps, qui sont accompagnées d'une flexion; dès lors, l'action du séisme est ordinairement plus forte sur le corps du

The mode of such vibration of the dam body as generally observed may be defined as the "normal mode". It is believed that the amplitude of vibration depends on the nature of the earthquake wave as well as the vibration characteristics of the dam, i.e. the normal mode of vibration, period, damping, characteristics, etc. The action of an earthquake is treated as two external loads, i.e. seismic body force and dynamic water pressure. Therefore, a different coefficient of seismicity should be applied to each portion of the dam body corresponding to the pattern of normal mode. Generally, the coefficient of the dam body is larger than that of the ground.

The seismicity method generally used in present practice considers the transmission to the dam body of an inertia force equal to that of the ground and the bending corresponding to the modulus of elasticity of the dam body. Dynamically, this practice means that the dam body undergoes much larger seismicity than that of the ground and corresponds to a mode close to the primary vibration mode of the dam body (hereafter called "basic mode of vibration"). However, the value of seismicity action thus given is not strong enough for the dam body.

From the above aspects and the fact that the basic mode of vibration is usually accompanied by the severest stress conditions, a value more than twice that of the ground should be taken for the coefficient of seismicity of the dam body.

2) For a dam of particular importance, it is desirable to study it dynamically instead of using the expedient method mentioned in 1), duly taking into account the variation of the seismicity action in the dam body and of the vibration modes.

A description is given below of an example of such a dynamic study : First, assume the shape of wave and maximum acceleration

barrage que sur le terrain. Le mode de vibration du corps du barrage qu'on observe généralement alors peut être défini comme « mode normal ». On croit savoir que l'amplitude des vibrations dépend de la nature de l'onde sismique aussi bien que des caractéristiques sismiques de l'ouvrage, c'est-à-dire du mode normal de vibration, de la période, de l'amortissement, des caractéristiques, etc. L'action d'un tremblement de terre est considérée comme résultant de deux efforts extérieurs, soit la force sismique de masse et la pression dynamique de l'eau. Il en résulte qu'on devra appliquer un coefficient de sismicité différent à chaque partie du corps du barrage, correspondant au type de mode normal de vibration. D'une façon générale, le coefficient de sismicité du corps du barrage est supérieur à celui du terrain.

La méthode sismique utilisée en pratique prévoit qu'une force d'inertie, égale à celle du terrain, se transmet au corps du barrage et y produit une flexion qui correspond au module d'élasticité de celui-ci. Du point de vue dynamique, ce fait donne comme résultat que le corps du barrage est soumis à une bien plus forte action du séisme que le terrain et qu'il alimente ainsi un mode de vibration proche du mode primaire de vibration du corps de l'ouvrage (qu'on appellera ci-dessous « mode fondamental de vibration »). Toutefois, la valeur de l'action sismique ainsi obtenue ne suffit pas pour le corps du barrage.

Il résulte des aspects ci-dessus ainsi que du fait que le mode fondamental de vibration est habituellement accompagné d'une situation où les efforts sont les plus importants, qu'on devra prendre en compte pour coefficient de sismicité du corps du barrage une valeur supérieure à deux fois celle du terrain.

2) Il est souhaitable pour un barrage d'une importance particulière d'étudier l'ouvrage sous une excitation dynamique supérieure à celle qu'on utilise dans les méthodes pratiques indiquées en 1), ci-dessus, en tenant dûment compte de la variation de l'action sismique au sein du corps du barrage ainsi que des modes de vibration.

On décrit ci-après en guise d'exemple une telle étude dynamique. Il faut d'abord se fixer la forme de l'onde sismique ainsi que

of the earthquake at the dam site from reported past earthquake activities near the dam site and from actual observations. Assume a normal vibration mode and period from past observations or from results of model tests. Compute the amplitude of the normal mode of the dam body for a unit ground seismicity, where the damping factor is assumed from results of observations and studies on existing dams. Using the foregoing factors, obtain a response spectrum for a possible earthquake to decide the design multiplication factor of seismicity for the dam body. Stresses to be considered for judging the safety of the dam against earthquakes are obtained by referring to the amplitude of the basic mode of vibration, that is, the amplitude of vibration of the dam body for unit ground seismicity, multiplied by a multiplication factor. In the case of particularly high and large dams, it may be necessary to study modes of vibration of higher order.

3) As for the direction of the horizontal earthquake force acting on a dam, it is generally believed that the force acting on a dam in the up and downstream direction is more dangerous than that across a river. For a dam which is curved vertically, the same study mentioned in 2) above should be made of vibration in the vertical direction, if such force should affect the safety of the dam.

#### **Article 7 : Hydrodynamic Pressure.**

Hydrodynamic pressures act on arch dams in horizontal and radial directions. Their value should be calculated by the formula stipulated in article 12, section 3 of chapter 1.

l'accélération maximale du tremblement de terre, au droit du site de l'ouvrage : on en prendra les éléments dans les comptes rendus sur les activités sismiques qui ont été relevées dans le passé au voisinage du site considéré, de même que dans les résultats des observations actuelles. Ensuite, il faut se fixer les modes normaux de vibration ainsi que la période de celle-ci, qu'on relèvera dans les observations passées ou bien dans les résultats d'essai sur modèle. On calculera enfin l'amplitude des modes normaux de vibration du corps du barrage par unité de sismicité du terrain, en prenant pour hypothèse que le facteur d'amortissement résulte d'observations et d'études faites sur les barrages existants. En utilisant tous ces facteurs, on pourra obtenir le spectre des réponses à un possible tremblement de terre, qui permettra de fixer le coefficient majorateur de l'action sismique sur le corps de barrage pour le projet. Les fatigues qui seront utilisées lors de l'examen de la sécurité du barrage face à un tremblement de terre peuvent être obtenues en se référant à l'amplitude du mode fondamental de vibration, c'est-à-dire à l'amplitude de vibration du corps du barrage par unité de sismicité du terrain, multipliée par le coefficient majorateur. Dans le cas de barrages particulièrement hauts ou grands, il se peut qu'il soit alors nécessaire d'étudier des modes de vibration d'ordre plus élevé.

3) Pour ce qui est du sens de la force sismique horizontale agissant sur le barrage, on suppose généralement que la force qui s'y applique dans la direction amont-aval est plus dangereuse que celle qui agit dans la direction transversale. Pour un barrage qui est incurvé verticalement, il faudra procéder à la même étude que celle indiquée en 2) ci-dessus, mais dans le sens vertical, si une telle force risque d'influer sur la sécurité de l'ouvrage.

#### **Article 7 : Pression hydrodynamique.**

La pression hydrodynamique agit sur un barrage-voûte dans les directions horizontale et radiale. Il faudra calculer sa valeur par la formule stipulée dans l'article 12 de la section 3 du chapitre 1.

More detailed evaluation should be made of hydrodynamic pressures if consideration is to be given to the effects that might be caused by vibratory bending of the dam and shape of canyon, and also of vibration in the direction across the river and vibrations of higher order.

*Comments :*

1) The upstream face of an arch dam is generally three dimensional. For simplicity of calculation if the upstream face is regarded as a part of a cylinder, the hydrodynamic pressure can be obtained from Zangar's or Westergaard's formulae as stated in article 12, section 3 of chapter 1, where the pressure is treated as distributing uniformly in the radial direction on every horizontal arch slice.

In view of the fact that the method of calculation of dynamic pressures on the curved three-dimensional surface of a dam is extremely complicated, adoption of the same approximate method as mentioned above is suggested, considering that it will generally give values on the safe side.

2) According to the results of studies heretofore made, transversal vibration normal to the river is extremely small in comparison to the upstream and downstream direction.

Une estimation plus détaillée de cette pression devra être faite à ce sujet si l'on doit considérer les effets qui pourraient être provoqués par la flexion vibratoire du barrage ainsi que la forme et les dimensions de la gorge qu'il barre, de même qu'une évaluation plus détaillée de la vibration en direction transversale, perpendiculaire au cours d'eau, et des vibrations ayant un ordre plus élevé.

*Commentaires :*

1) Le parement amont des barrages-voûtes est généralement tridimensionnel. Afin de simplifier les calculs dans le cas où ce parement a la forme d'un cylindre, on peut obtenir la pression hydrodynamique en utilisant les formules de Zangar ou de Westergaard, comme il a été indiqué dans l'article 12 de la section 3 du chapitre 1, où la pression en question est considérée comme étant uniformément répartie horizontalement dans la direction radiale, sur chaque tranche horizontale de la voûte.

En présence du fait que la méthode de calcul de la pression dynamique s'appliquant sur la surface tridimensionnelle du parement amont d'un barrage est extrêmement compliquée, on peut suggérer que la même méthode approximative venant d'être indiquée ci-dessus soit adoptée, considérant qu'elle fournira d'une façon générale des valeurs se trouvant du côté d'une plus grande sécurité.

2) Conformément aux résultats des études indiquées ci-dessus, la vibration transversale perpendiculaire au cours d'eau est extrêmement faible par rapport à celle qui agit dans la direction amont-aval.

## APPENDIX

*Explanation relative to comments of art. 6  
" Seismic Body Forces " of chapter 4.*

Phenomena caused in arch dams by earthquakes comprise problems difficult to analyze due to the complexity of seismic wave and of structure of the dam itself. The undercurrent consideration of the Text and Interpretation for simplifying the solution of the problems is based on the fact that a structure has its own normal mode of oscillation for the random vibrations forced by earthquakes.

The kinetic and strain energies of the whole dam body can be computed for a typical mode of vibration. The damping factor is properly determined in the light of the values obtained by measuring the vibrations of existing dams, in which care should be given to the influence caused thereupon by the configuration of the foundation.

Dynamic water pressures may be treated as virtual mass forces which add to the kinetic energy of the dam body. When the values of kinetic and strain energies are obtained and damping factor is determined, the acceleration and amplitude of a mass equivalent to the dam can be calculated using analog computers, regarding the random seismic acceleration as an external force. The ratio of the maximum acceleration of the said mass over the maximum ground acceleration is called " acceleration response of the dam body (kinetic multiplier) ".

## ANNEXE

*Explication relative aux commentaires sur  
l'article 6 « Forces Seismiques de Masse » du  
chapitre 4.*

Le phénomène provoqué par un tremblement de terre et agissant sur un barrage-voûte donne naissance à des problèmes difficiles à analyser du fait de la complexité de l'onde sismique ainsi que de la structure du barrage lui-même. La considération la plus courante du texte ainsi que de l'interprétation permettant de simplifier la solution se base sur le fait qu'une structure d'ouvrage possède un mode normal d'oscillation qui lui est propre pendant les vibrations survenant au hasard, provoquées par un tremblement de terre.

Les énergies cinétique et de déformation de l'ensemble du corps du barrage peuvent être calculées suivant un mode de vibration type. Le facteur d'amortissement est correctement déterminé à la lumière des valeurs qui sont obtenues en mesurant la vibration de barrages existants; lors de ces mesures, il faut faire très attention à l'influence qu'exerce en la matière la configuration de la fondation de l'ouvrage.

La pression dynamique de l'eau peut être vue comme une force virtuelle de masse qui vient s'ajouter à l'énergie cinétique du corps du barrage. Quand les valeurs des énergies cinétique et de déformation ont été acquises et lorsqu'on a défini le facteur d'amortissement, l'accélération ainsi que l'amplitude d'une masse correspondant à un barrage peuvent être calculées à l'aide d'ordinateurs analogiques, en considérant l'accélération due au séisme et survenant inopinément comme une force extérieure. Le rapport entre l'accélération maximale de la masse et l'accélération maximale du terrain est appelé « réponse d'accélération du corps du barrage » (coefficient multiplicateur cinétique).

With such statical treatment of the dam incorporated with such maximum ground acceleration multiplied by a properly determined multiplier for the dam responding to an inertia force, it may be admitted that a rational consideration was given to the stability of those dams subject to earthquakes. In this calculation, it is assumed from the point of view of dynamics that the dam will respond almost as much as predicted for the typical mode of vibration. The state of a dam having complicated distribution of accelerations varying from part to part can thus be represented by a typical mode of acceleration.

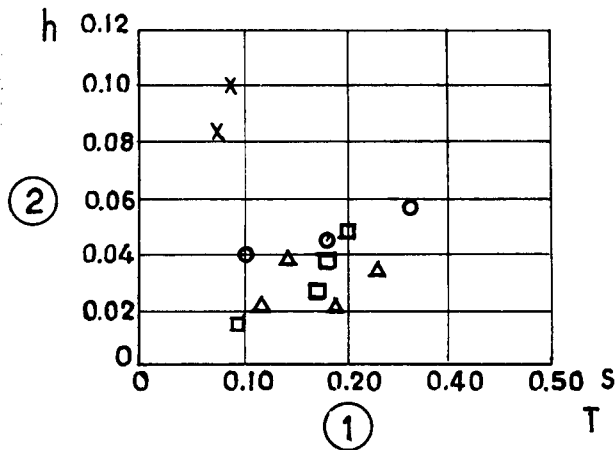
When no examination on the dynamics of the structure is attempted, adoption of a seismicity coefficient of the dam of more than twice that of the ground is recommended, expecting that the dam will respond twice as much or more. In doing so, it is expected that the stress analysis with a uniform acceleration over the entire dam body approximates the shape of deflection for the standard mode of vibration (normal mode of the first order).

As to the damping factor, there are still many things unknown. Ratios of damping factor over the critical damping factor,  $h$  (damping constant), of existing dams obtained by means of vibrators are shown in Fig. 6. The non-linear increase of the value of  $h$  with increase of the amplitudes is a subject to be more thoroughly studied in the future.

On peut admettre qu'avec cette manière de traiter statiquement un barrage, comprenant la multiplication de l'accélération maximale du terrain par un coefficient convenablement déterminé et la considération de la réponse du barrage comme une force d'inertie, on est arrivé à examiner d'une façon rationnelle la stabilité des barrages soumis aux tremblements de terre. Au plan de la dynamique, on peut supposer qu'avec cette façon de calculer, tout barrage fournira une réponse dont les grandeurs seront quasiment les mêmes que celles qui auraient été déterminées au préalable pour un mode de vibration type. L'état d'un barrage, dont la répartition de l'accélération est complexe et varie d'une partie à l'autre de l'ouvrage, peut ainsi être représenté par un mode d'accélération type.

Quand on n'a pas entrepris l'étude de la dynamique de l'ouvrage, il est recommandé d'adopter un coefficient de séismicité plus grand que deux fois celui du terrain en s'attendant à ce que le barrage fournisse une réponse au moins double. On peut alors s'attendre à ce que, en considérant comme uniforme l'accélération appliquée à l'ensemble du corps de barrage, l'analyse des contraintes donnera un mode de flexion qui sera voisin du mode pris comme norme de vibration (mode normal du premier ordre).

Quant au coefficient d'amortissement, beaucoup de choses demeurent encore inconnues. Le rapport de ce coefficient au coefficient d'amortissement critique  $h$  (constante d'amortissement) des barrages existants, qu'on obtient au moyen d'appareils vibrants, joue un rôle comme indiqué sur la figure 6. L'accroissement non linéaire de la valeur de  $h$  lorsque les amplitudes se mettent à augmenter devra être l'objet d'études ultérieures.



(Fig. 6)

Fig. 6. — Natural period and damping constants observed in existing arch dams, *Période naturelle et constante d'amortissement mesurées sur des barrages-voûtes existants.*

1. Naturel period  $T$ , *période naturelle  $T$* . — 2. Damping constant  $h$ , *constante d'amortissement  $h$* .

*Note* : More than two points for the same dam denote the measured values of stored and empty reservoir, and of the modes of primary, secondary, etc.

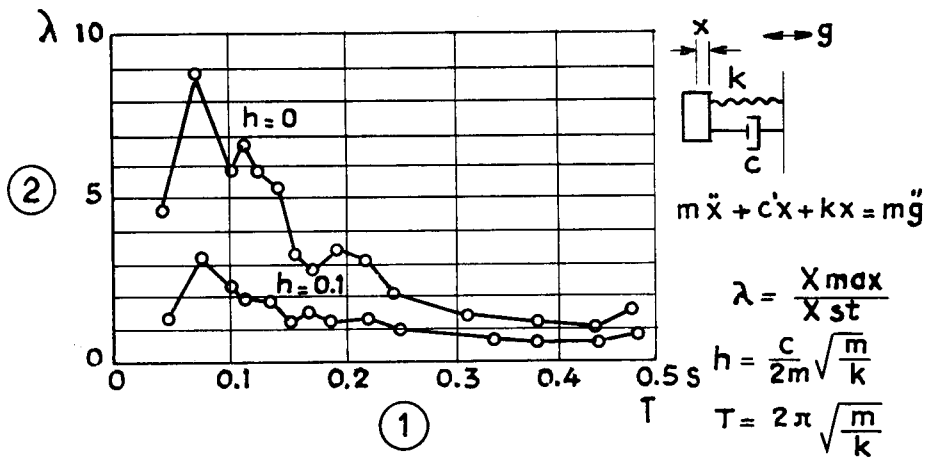
1.  $\circ$  presents a dam of 100 m class;  $\Delta$ ,  $\square$  60 m class; and  $X$  15 m class.

2.  $\times$  obtained by destructive oscillation;  $\circ$ ,  $\Delta$ , and  $\square$  by minor oscillation using vibrators.

*Remarque* : La présence de plus de deux points appartenant à un même barrage indique que les mesures ont été relevées à retenue pleine et vide et pour des modes de vibration primaire et secondaire, etc.

1.  $\circ$  caractérise un barrage de la classe des 100 m;  $\Delta$ ,  $\square$  de la classe des 60 m; et  $X$  de la classe des 15 m.

2.  $\times$  résulte d'une oscillation ayant conduit à la destruction de l'ouvrage;  $\circ$ ,  $\Delta$ , et  $\square$  résulte d'une faible oscillation produite par des engins vibrants.



(Fig. 7)

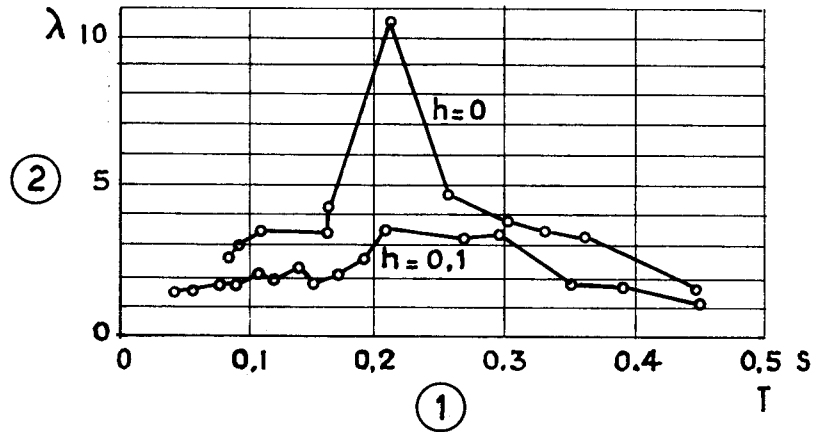
1. Natural period  $T$ , of structures ( $h$  : ratio of  $c$  over critical damping factor).

2. Acceleration response.

1. Période naturelle  $T$  des ouvrages ( $h$  : rapport de  $c$  au coefficient d'amortissement critique).

2. Réponse d'accélération



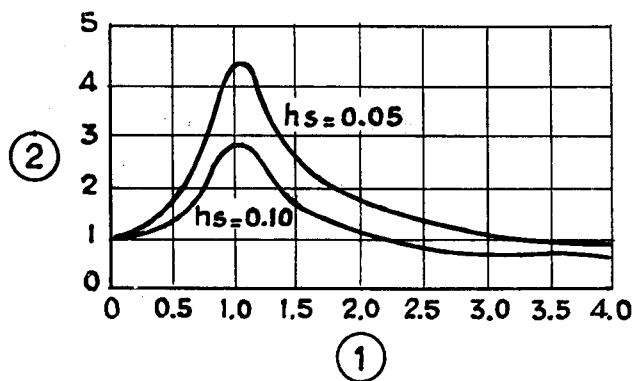


(Fig. 8)

Fig. 7 et 8. — Examples of acceleration response of structures to earthquake acceleration wave in rock zone (the spring and the viscous damping elements are attached in parallel to a mass of one degree of freedom).

Exemples de réponse d'accélération de structures à l'onde d'accélération sismique dans une zone rocheuse (la source et les éléments d'amortissement visqueux sont attachés en parallèle à une masse d'un degré de liberté).

1. Natural period  $T$  of structures, période naturelle  $T$  des structures. — 2. Acceleration response  $\lambda$ , réponse d'accélération  $\lambda - h$  ratio of  $c$  over critical damping factor, rapport de  $c$  sur le facteur critique d'amortissement.



(Fig. 9)

Fig. 9. — Acceleration response of structures by statistical method (spring and viscous damping elements attached in parallel to a mass of one degree of freedom).

Réponse d'accélération des structures déterminée par la méthode statistique (la source et les éléments d'amortissement visqueux sont attachés en parallèle à une masse d'un degré de liberté).

1. 
$$\frac{\text{Natural period of structures } T_s}{\text{Predominant period of ground movement spect. } T_g}$$

$$\frac{\text{Période naturelle des structures } T_s}{\text{Période prédominante du spectre de mouvement du sol } T_g}$$
2. Acceleration response  $\lambda$ , réponse d'accélération  $\lambda$ .

Note: The spectrum of the ground earthquake motion is herein specified by  $h_g = 0.2$  due to the shape of wave; it is the ratio of the damping factor and its critical damping factor for the structure.

Remarque: Le spectre des mouvements du terrain sous l'action d'un tremblement de terre,  $h_g$ , a été pris ici égal à 0,2 eu égard à la forme de l'onde sismique; il s'agit du rapport du coefficient d'amortissement au coefficient d'amortissement critique de l'ouvrage.

Fig. 7 and 8 show some typical structural responses to the seismic accelerations in rocky zones. Fig. 9 presents the results of statistical calculations of the acceleration response for the structures built on sound ground. It can be seen from these figures that, if 2 or over is taken for the acceleration response, dams are in most cases on the safe side, except for those dams noted for their strong tendency to resonate with ground. It is always advisable to conduct an examination for high and thin arch dams for which it is likely to be sufficient to take a very low response value below 2, or for those liable to have intensive response, to take a high value far exceeding 2.

For a dam of importance, the necessity of performing the dynamical examination to pursue the exact seismicity coefficient for the dam body and the accurate pattern of vibration mode of the dam is already mentioned in the provisions of this Article.

### 3) UNITED STATES PRACTICE IN EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF DAMS

(U.S.A.)

#### INTRODUCTION

Because of the many ways in which an earthquake can cause damage or severe hazards to the safe operation of dams, United States practice in this field has always depended in large measure on the application of good judgement by the design engineer. However analytical procedures are also used to evaluate particular aspects of design. In the past these analyses have invariably involved calculations in which the effects of an earthquake are represented by an equivalent lateral force. However in the past several years, there has

Les figures 7 et 8 montrent quelques réactions structurelles types aux accélérations sismiques dans les zones rocheuses. La figure 9 reproduit les résultats de calcul des ouvrages construits sur terrain solide. On peut constater d'après l'ensemble de ces figures que, si l'on retient pour la réponse d'accélération une valeur de deux ou plus, le barrage se situe dans la plupart des cas du côté d'une plus grande sécurité, à l'exception des barrages qui ont une tendance marquée d'entrer en résonance avec le terrain. Rien ne serait plus avisé que de procéder à un examen s'il s'agit de barrages en forme de voûte mince de grande hauteur, pour lesquels il est probablement suffisant de prendre une valeur plus faible, de deux ou de moins de deux, ou d'ouvrages qui sont susceptibles de répondre, d'une façon intense, avec une valeur élevée excédant de loin deux.

On a déjà indiqué dans les dispositions générales de cet article la nécessité de procéder, dans le cas d'un barrage de grande importance, à son examen dynamique, en vue de rechercher quel est le coefficient de sismicité exact du corps de l'ouvrage et d'établir la forme précise de son mode de vibration.

### 3) PRATIQUE AMÉRICAINE EN MATIÈRE DE PROJET DES BARRAGES RÉSISTANT AUX TREMBLEMENTS DE TERRE

(U.S.A.)

#### INTRODUCTION

A cause des nombreuses façons qu'ont les tremblements de terre de provoquer des dégâts ou du fait des sérieux risques qu'encourt l'exploitation en toute sécurité des barrages, la pratique des États-Unis dans ce domaine a toujours et dans une grande mesure découlé de l'application d'un jugement correct par l'ingénieur chargé du projet. Toutefois, on y utilise aussi des procédés analytiques permettant d'estimer les aspects particuliers d'un projet. Immanquablement, ces analyses comportaient toujours, dans le

been increasing use of dynamic response analysis methods to evaluate the effects of earthquake ground motions. At present new designs are often being checked by both the pseudo static and dynamic analysis procedures.

### CONCRETE GRAVITY DAMS

The pseudo-static design method has been used in the engineering of concrete gravity dams for many years. In this method, earthquake forces are applied to the structure as static loads and the resulting conditions for overturning, sliding and stresses must satisfy established limiting conditions.

Two types of earthquake forces are considered; inertial forces due to the horizontal acceleration of the dam itself, and hydrodynamic forces resulting from the reaction of the reservoir water against the dam. The inertial force is determined by the principle of mass multiplied by the acceleration, and it is applied at the dam's center of gravity. This assumes that the dam is infinitely rigid which, of course, it is not. The seismic coefficient (the ratio of the assumed ground acceleration to the acceleration of gravity) used in this method depends upon the seismic history of the region in which the project is to be constructed. Generally, a coefficient of 0.10 has been used in regions where moderate to severe shocks have occurred. A coefficient of 0.05 has normally been used for regions of minor seismic risks. The seismic risk map of the U.S. Coast and Geodetic Survey has been the basis for determining the appropriate seismic region for a specific dam location.

passé, des calculs dans lesquels les diverses actions d'un tremblement de terre prenaient la forme d'une force latérale équivalente. Néanmoins, depuis ces dernières années, on y a de plus en plus utilisé des méthodes d'analyse de la réponse dynamique en vue d'évaluer les conséquences des mouvements du sol résultant du séisme. Actuellement, les nouveaux projets sont souvent vérifiés par les procédés analytiques tant pseudo-statique que dynamique.

### BARRAGES-POIDS EN BÉTON

La méthode d'étude pseudo-statique est employée depuis de nombreuses années dans la technique des barrages-poids en béton. Dans une telle méthode, on applique à l'ouvrage des forces sismiques sous forme de charges statiques et les conditions qui en découlent en ce qui concerne le renversement, le glissement et les contraintes doivent impérativement satisfaire les conditions limites préétablies.

Deux types de force sismique y sont pris en considération : les forces d'inertie résultant d'une accélération horizontale du barrage lui-même et les forces hydrodynamiques provoquées par la réaction de l'eau de la retenue contre le barrage. La force d'inertie est déterminée en multipliant l'élément masse par l'accélération et elle s'applique au centre de gravité du barrage. Ce faisant, on suppose que l'ouvrage est indéfiniment rigide, ce qui est évidemment inexact. Le coefficient sismique (rapport de l'accélération supposée du sol à l'accélération de la gravité) qu'on utilise dans cette méthode dépend du passé sismique de la région dans laquelle le projet de barrage a été réalisé. D'une façon générale, on a pris en compte un coefficient de 0,10 pour les régions dans lesquelles se sont produites des secousses sismiques ayant une intensité modérée à sévère et normalement de 0,05 pour celles où n'existent que des risques de tremblement de terre mineurs. La carte des risques, dressée par le Service des Relevés côtiers et géodésiques des États-Unis, constitue une bonne base d'appréciation qui, pour chaque implantation spécifique d'un barrage, permet de définir la région sismique à considérer.

The hydrodynamic force against the dam has been computed by using the appropriate seismic coefficient in formula developed by Westergaard, who found these pressures to be the same as if a body of water confined between a certain parabola and the upstream face of the dam were forced to vibrate with the dam.

The performance requirements of the dam under these seismic loadings have been specified principally in terms of overturning and sliding stabilities. For example, in the case of a full reservoir, the resultant at any horizontal plane must always be within the limit of the structure, so long as allowable compressive stresses are not exceeded; this is comparable to a "within the kern" limitation without earthquake. Also, a sliding factor of safety of 2.66 has been deemed satisfactory with earthquake, compared to a required minimum of 4 without earthquake.

Concrete stresses usually have not been a controlling factor in the design of gravity dams, but in general an increase of one-third over normal working stresses is permitted when earthquake loading is combined with normal loads. In the past, little or no direct attention has been paid to dynamic concrete tensile stresses under earthquake loading. Acceptance of the location for the resultant outside of the kern of the section with earthquake, however, recognizes the existence of such stresses but rarely have computations been made to determine their magnitudes. Stress and stability analyses have usually assumed a condition of only compression normal to any horizontal plane.

The pseudo-static design procedure is recognized as empirical. It is based upon

La force hydrodynamique qui s'applique contre un barrage a été calculée par la formule élaborée par Westergaard, en y employant le coefficient sismique approprié; Westergaard a montré que les pressions de ce genre étaient les mêmes que si une masse d'eau délimitée par une certaine parabole et le parement amont du barrage était forcée de vibrer avec l'ouvrage.

Les prescriptions concernant le comportement d'un barrage sous l'action des forces sismiques ont été avant tout spécifiées sous forme de stabilité au renversement et au glissement. Par exemple, quand il s'agit d'une retenue pleine, la résultante, à n'importe quel plan horizontal, doit absolument, tant que les contraintes de compression ne dépassent pas les limites admissibles, rester à l'intérieur des limites de l'ouvrage, d'une manière comparable à la prescription « à l'intérieur du tiers central » qui est imposée quand il n'y a pas de tremblements de terre. De même, on a jugé qu'un coefficient de sécurité au glissement de 2,66 était suffisant dans le cas de la prise en considération du séisme, par rapport à quatre quand on n'en tient pas compte.

Habituellement, les contraintes du béton ne constituent pas le facteur déterminant du projet des barrages-poids, mais, quand les charges résultant d'un tremblement de terre se combinent avec les charges normales, on autorise d'une façon générale à majorer d'un tiers les contraintes qui ont été définies pour le travail normal du béton. Auparavant, on ne portait qu'une faible attention, ou une attention indirecte, aux contraintes dynamiques de traction provoquées dans le béton du barrage par les charges qu'impose un tremblement de terre. Le fait d'accepter que la résultante puisse tomber hors du tiers central de la section quand on considère un tremblement de terre traduit qu'on reconnaît que de telles contraintes existent, mais on ne fait que rarement des calculs pour déterminer leur importance. L'étude des contraintes et de la stabilité a habituellement supposé que la compression est seulement normale à tout plan horizontal.

Le procédé d'étude pseudo-statique est connu pour être empirique. Il se fonde sur

precedent rather than on a rational basis. Neither the dynamic properties of the structure nor the ground motion parameters of the earthquake are considered. However, the safety factors used with the method are considered conservative and this, in part perhaps, compensates for the inaccuracies of the method. It may be said that in the past earthquake loadings have usually not been a controlling factor in the design of concrete gravity dams.

A more realistic evaluation of the effects of seismic loads can be made by using dynamic response methods. These procedures for dams are still under development and to date have been used mostly for investigation rather than design. The method determines the response of a structure from a consideration of the combined effects of the contemplated ground motion and the dynamic characteristics of the structure itself, and has been made possible by the use of high-speed computer systems which can handle the many complex factors involved. The complexity of such an analysis and the accuracy of results depend to a great extent upon the approximations and simplifying assumptions incorporated into the problem. In general, past dynamic analyses have often ignored important parameters and relationships such as reservoir-dam interaction, foundation-dam interaction, and vertical components of ground motions. Furthermore, the dynamic properties of mass concrete for use with dynamic analyses are not well established.

Research programs to overcome these conditions are currently in progress and many of the criteria currently used are similar to those described in the following section on Concrete Arch Dams.

des précédents plutôt que sur une base rationnelle. On n'y prend en considération ni les propriétés dynamiques de l'ouvrage, ni les paramètres du mouvement du sol du fait d'un tremblement de terre. Cependant, les coefficients de sécurité qu'on utilise avec cette méthode sont considérés comme conservatifs et ceci compense, en partie peut-être, l'imprécision de la méthode. On pourrait dire que, dans le passé, les charges imposées par un tremblement de terre n'ont pas constitué d'ordinaire un facteur déterminant pour l'élaboration du projet des barrages-poids en béton.

Une estimation plus près de la réalité des effets des charges sismiques peut être obtenue en employant les méthodes de la réponse dynamique. Ces procédés appliqués aux barrages sont encore en cours de développement et, jusqu'à présent, on les a beaucoup plus utilisés pour les recherches que pour les projets. Cette méthode permet de déterminer la réponse qu'aura un ouvrage, en prenant en considération les actions combinées du mouvement du sol intéressé et les caractéristiques dynamiques de la structure elle-même et elle a été rendue possible par l'emploi de puissants ordinateurs à calcul très rapide qui peuvent traiter les multiples facteurs complexes auxquels on a affaire. La complexité d'une telle analyse ainsi que la précision des résultats qu'on obtient dépendent dans une grande mesure des approximations et des hypothèses simplificatrices qu'on a pu introduire dans le problème. D'une façon générale, les analyses faites dans le passé ont souvent ignoré des paramètres importants ainsi que des relations importantes aussi, telles que l'inter-action entre la retenue et le barrage, celle entre la fondation et l'ouvrage et les composantes verticales des mouvements du sol. D'autre part, les propriétés dynamiques d'une masse de béton devant être utilisées dans l'analyse dynamique ne sont pas bien établies.

Des programmes de recherche pour maîtriser de telles conditions sont d'actualité et beaucoup de critères habituellement utilisés sont similaires à ceux qui vont être décrits dans le paragraphe suivant traitant des barrages-voûtes en béton.

## CONCRETE ARCH DAMS

Until recently, horizontal earthquake loadings for concrete arch dams have been assumed to be equal to mass times a constant value of acceleration (usually 10 or 15 percent gravity) for all locations in the dam. This assumption implied that a dam is a rigid structure. It has been known for many years that this assumption is not a valid one. A concrete dam is relatively flexible. When subjected to earthquake loadings it will deform appreciably, even to the point where cracking of the mass concrete will result.

To analyse a flexible structure for earthquake loadings, the principles of structural dynamics are applied. Investigations have shown that an earthquake analysis of a dam by methods based on structural dynamics will give appreciably larger concrete stresses than the stresses computed by the "percentage  $g$ " method.

The following is an outline of criteria and related information which have been used or considered in estimating earthquake loadings for concrete dams by methods based on the concepts of structural dynamics :

### 1. Concrete properties :

#### a) Moduli of elasticity.

- Monticello Dam.  $4.8 \times 10^6$  psi (336,000 kg/cm<sup>2</sup>) by laboratory tests for static loadings;  $5.1 \times 10^6$  psi (357,000 kg/cm<sup>2</sup>) by geophysical measurements on the dam.
- Morrow Point Dam.  $4.7 \times 10^6$  psi (329,000 kg/cm<sup>2</sup>), laboratory tests on cores drilled from the dam;  $4.7 \times 10^6$  psi (329,000 kg/cm<sup>2</sup>), geophysical measurements on the dam.

## BARRAGES-VOÛTES EN BÉTON

On supposait, il n'y a pas encore longtemps, que les charges horizontales dues à un tremblement de terre et s'appliquant à des barrages-voûtes en béton étaient égales, quel que soit l'endroit considéré du barrage, au produit de la masse par une certaine valeur constante de l'accélération (habituellement 10 ou 15 % de l'accélération de la gravité). Une telle hypothèse impliquait que celui-ci était un ouvrage rigide mais on sait depuis longtemps qu'elle n'était pas valable. En effet, un barrage en béton est une structure douée d'une souplesse relative; donc, quand elle est soumise aux charges résultant d'un tremblement de terre, elle se déforme d'une manière appréciable, au point même que sa masse de béton peut se fissurer.

Pour pouvoir analyser une telle structure sous l'effet des charges sismiques, on applique les principes de la dynamique structurale. Il a été démontré par des recherches qu'une analyse sismique du barrage-voûte à l'aide de méthodes qui se basent sur la dynamique structurale donnait des contraintes dans le béton notablement plus fortes que celles calculées par la méthode dite « du pourcentage de  $g$  ».

Ce qui suit constitue un aperçu des critères et des informations qui s'y rapportent, qui ont été employés ou pris en considération en vue de pouvoir estimer les charges sismiques qui s'appliquent au béton pendant un tremblement de terre, en utilisant pour cela des méthodes qui se basent sur les concepts de la dynamique structurale.

### 1. Propriétés du béton :

#### a) Module d'élasticité :

- du barrage de Monticello : 336 000 kg/cm<sup>2</sup> par des essais de laboratoire sous des charges statiques et 357 000 kg/cm<sup>2</sup> par des mesures géophysiques faits sur le barrage.
- du barrage de Morrow Point : 322 000 kg/cm<sup>2</sup> par des essais de laboratoire sur des carottes prélevées par forage dans le barrage et la même valeur par des mesures faites sur le barrage.

— Hendrik Verwoerd Dam (Republic of South Africa)  $4.7 \times 10^6$  psi (329,000 kg/cm<sup>2</sup>), dynamic modulus.

b) Poisson's ratio.

— Monticello Dam. 0.20, laboratory tests, static loading.

— Morrow Point Dam. 0.22, laboratory tests on cores drilled from the dam; 0.18, geophysical measurements on dam.

c) Tensile strength. 200 psi (14 kg/cm<sup>2</sup>) allowable before cracking.

Higher tensile strengths have been measured on core specimens not intersecting construction joints. It is assumed that the average bond strength at construction joints is less than the ultimate tensile stress of the mass concrete.

d) Unit weight and compressive concrete strengths. Determined by laboratory measurements on cast or cored specimens.

## 2. Rock properties :

Elastic moduli are determined by laboratory tests on rock cores and by geophysical measurements on the foundation rock at the damsite. Deformation moduli are obtained from " in-situ " sustained-load jacking tests.

## 3. Structural damping (viscous damping assumed, percent critical) :

a) Monticello Dam. 2.7, 2.2, 2.5, 2.1 and 2.4 for modes 1 through 5 from forced vibration test data for small oscillations and a high water surface elevation; 3.0 used in analysis to obtain computed data for comparison with measured results.

— du barrage de Hendrik Verwoerd (République Sud-Africaine : 329 000 kg/cm<sup>2</sup>; il s'agit du module dynamique.

b) Coefficient de Poisson :

— du barrage de Monticello : 0,20 par des essais de laboratoire sous des charges statiques.

— du barrage de Morrow Point : 0,22 par des essais de laboratoire sur des carottes obtenues par forage dans le barrage et 0,18 par des mesures géophysiques faites sur le barrage.

c) Résistance à la rupture par traction : 14 kg/cm<sup>2</sup>. Il s'agit de résistance admissible avant fissuration.

On a mesuré des résistances à la traction supérieures sur des échantillons carottés n'ayant pas recoupé des joints de construction. On suppose que la résistance moyenne de rupture d'adhérence de ces joints est inférieure à la résistance limite à la traction du béton.

d) Densité et résistance à la rupture par compression : elles ont été déterminées par des mesures en laboratoire sur des échantillons tant moulés que carottés.

## 2. Propriétés du rocher :

Le module d'élasticité du rocher est déterminé par des essais de laboratoire sur des carottes de rocher ainsi que par des mesures géophysiques de la fondation rocheuse du site du barrage. Le module de déformation est fourni par des essais au vérin sur le site, sous charge soutenue.

## 3. Amortissement structural (amortissement visqueux en pourcentage de l'amortissement critique) :

a) Barrage de Monticello : 2,7, 2,2, 2,5, 2,1 et 2,4 pour les modes un à cinq, à partir d'essais de vibration forcée pour de petites oscillations et un niveau d'eau élevé; une valeur de 3 est utilisée dans l'analyse quand il s'agit d'obtenir la valeur calculée qui sera comparée aux résultats des mesures.

b) Japanese arch dams. 3.3 average 1.5 low from data measured during forced vibration tests. Slightly lower damping ratios were obtained for thin double-curvature arch dams (thick shell structures) than for conventional arch dams.

c) Hendrik Verwoerd Dam. 3.5 used in the dynamic analysis of the structure.

#### 4. Natural frequencies (horizontal excitation) :

For chord-to-height ratios of 3 or less, the first 5 to 6 natural frequencies fall within the range 1 to 10 Hz. As the chord-to-height ratios increase beyond 3, the number of natural frequencies which fall within the 1 to 10 Hz range increase markedly.

#### 5. Relative magnification :

7 to 8 computed; determined from the ratio of the maximum crest acceleration to the maximum input acceleration at the base of the dam.

#### 6. Transient reservoir pressures :

For design purposes the Westergaard formula provides satisfactory results for transient reservoir pressures on a vertical upstream face.

#### 7. Reservoir surges :

Surges produced in reservoirs by earthquakes may be caused by subsidence, tilting of the bottom of the reservoir, landslides, and seiches. A combination of these effects could cause surface waves of sufficient height to overtop a dam. Water spilling over the crest of a dam onto a powerhouse located at its toe could cause damage to generating and transmission equipment and a power outage could result. If power is needed to operate the outlet works a hazardous condition could develop since the reservoir could not be lowered. For a dam cracked during

b) Barrages-voûtes japonais : 3,3 en moyenne, 1,5 minimum à partir d'essais de vibration forcée. Pour les barrages-voûtes minces à double courbure (coque épaisse), des taux d'amortissement légèrement plus faibles par rapport à ceux des barrages-voûtes classiques ont été obtenus.

c) Barrage de Hendrik Verwoerd : 3,5 valeur qui est employée dans l'analyse dynamique de cet ouvrage.

#### 4. Fréquences naturelles (excitation horizontale) :

Pour des rapports entre la corde et la hauteur de trois, ou moins, les cinq ou six premières fréquences naturelles se situent dans la gamme de 1 à 10 Hz. Dès lors que ce rapport croît au delà de trois, le nombre de fréquences naturelles comprises dans cette gamme se met à croître nettement.

#### 5. Amplification relative :

La valeur calculée est de sept à huit; elle est déterminée à partir du rapport de l'accélération maximale du couronnement à l'accélération maximale absorbée à la base du barrage.

#### 6. Pressions transitoires provenant de la retenue :

Quand il s'agit d'un projet, la formule de Westergaard fournit des résultats satisfaisants pour ce qui est de ces pressions s'exerçant sur le parement amont vertical d'un barrage.

#### 7. Houles de la retenue :

Les houles provoquées par les tremblements de terre dans les retenues peuvent résulter d'affaissements, d'inclinaisons du fond de cuvette, de glissements de terrain et de fluctuations du niveau de la retenue (seiches) produites par le vent. Une combinaison de ces actions peut entraîner des vagues en surface ayant une hauteur suffisante pour se déverser par dessus le barrage. L'eau déferlant ainsi et arrivant dans une centrale implantée au pied du barrage peut provoquer des dégâts aux matériels électriques de production et de transport d'énergie; une mise hors service



an earthquake it is important that the reservoir be drained immediately not only for the purpose of decreasing the load on the structure but also for making an inspection of the upstream face for cracks.

#### **8. Outlet works :**

Emergency outlets should be provided for dams located in regions where damaging earthquakes can be expected so that the reservoir can be lowered as quickly as practicable.

#### **9. Earthquake prediction :**

During the past ten years, some progress has been made on ways for predicting the maximum possible earthquake which can occur at any location. Further progress on the solution to this problem will depend in part on the availability of additional strong motion data. Particularly needed are strong-motion records for locations remote from buildings and other structures. These records will furnish ground-vibration data uninfluenced by the effects of dynamic coupling between a structure and its foundation. An outline of the procedure used at the present time for estimating the magnitude (or intensity) and the peak acceleration of a maximum probable design earthquake for a rock damsite follows :

*a)* Geologic investigations. Locate all major fault zones within 80 miles of the damsite and determine the direction, length, age, and

de la centrale peut ainsi s'en suivre. S'il faut de l'énergie produite par la centrale pour faire fonctionner les ouvrages d'évacuation, une situation pleine de risques, peut alors se produire étant donné qu'on ne pourra pas baisser le niveau du plan d'eau. Dans le cas d'un barrage qui s'est fissuré durant le tremblement de terre, il est important que la retenue soit vidangée immédiatement, non seulement afin d'abaisser les efforts s'exerçant sur l'ouvrage, mais aussi pour permettre de contrôler s'il y a des fissures sur son parement amont.

#### **8. Ouvrages d'évacuation :**

Des ouvrages d'évacuation de secours doivent être prévus pour les barrages implantés dans des régions où l'on peut s'attendre à des tremblements de terre destructifs, afin qu'on puisse abaisser le niveau de la retenue aussi rapidement qu'il sera pratiquement possible.

#### **9. Prévision de tremblements de terre :**

Dans les dix dernières années, on a fait quelques progrès dans la voie de la prévision du tremblement de terre le plus sévère possible, qui puisse se produire en n'importe quel endroit. Le progrès ultérieur dans la solution de ce problème va dépendre en partie de l'ensemble d'informations complémentaires dont on disposera sur les séismes de haute intensité. On a particulièrement besoin de disposer d'enregistrements de tels séismes pour des endroits éloignés des immeubles et d'autres ouvrages. Ces enregistrements fourniront des éléments d'information sur la vibration du sol, sur laquelle l'action du couplage dynamique de l'ouvrage et de sa fondation n'aura pas d'influence. On trouvera ci-dessous les grandes lignes de la méthode suivie actuellement pour estimer la magnitude (ou l'intensité) ainsi que la pointe d'accélération du tremblement de terre probablement le plus sévère à retenir dans le projet intéressant un site rocheux de barrage :

*a)* Recherches géologiques : Localiser toutes les zones principales de faille à 130 km autour du site du barrage et déterminer la direction,

seismic history of the main and branch faults.

*b) Seismic investigations.* From all available data determine the magnitude (or intensity), depth, and location of all historical earthquakes within the region under investigation. Seismic risk maps will aid in this work.

*c) Maximum probable earthquake at fault locations.* From the information obtained in *a)* and *b)* estimate the magnitude of the maximum probable earthquake for each fault studied. In addition to magnitude, estimate the location of the epicenter, depth of focus, duration, and number and magnitude range of aftershocks.

*d) Peak acceleration at damsite.* From curves showing the change in peak acceleration with change in distance, estimate the peak rock acceleration at the damsite for each maximum probable earthquake studied in *c)*. These accelerations together with duration and aftershock data will serve as a guide in choosing the maximum probable earthquake for the damsite.

*e) Maximum probable earthquake at damsite.* The design of a dam located in a seismically active area should be based on the time-history analysis method. For this method a mathematical model of the structure is subjected to time-dependent accelerations along its foundation boundary, and deflections and stresses are computed for selected points in the structure for each mode of vibration for small time intervals (i.e., 0.02 s). The modal deflections and stresses for each time interval are superimposed and the maximums are listed. The time-dependent

la longueur, l'époque ainsi que le passé sismique des failles, tant celles du tronc principal que de ses ramifications.

*b) Recherches sismiques :* Déterminer, à partir de l'ensemble des informations disponibles, la magnitude (ou l'intensité), la profondeur intéressée et l'endroit où se sont produits les tremblements de terre retenus par l'Histoire pour la région en cours d'étude. Pour ce travail, les cartes du risque sismique seront d'une grande aide.

*c) Tremblement de terre le plus sévère aux endroits faillés.* En partant des informations obtenues en *a)* et en *b)* ci-dessus, estimer la magnitude du tremblement de terre le plus sévère pour chacune des failles étudiées. En plus de la magnitude définie ci-avant estimer le lieu de l'épicentre, la profondeur du foyer, la durée ainsi que le nombre et l'amplitude des secousses à venir.

*d) Pointe d'accélération sur le site du barrage :* En utilisant les courbes traduisant la variation de la pointe d'accélération en fonction de celle de la distance, estimer la pointe d'accélération du rocher sur le site du barrage pour chacun des tremblements de terre les plus sévères étudiés en *c)*. Ces accélérations ajoutées à l'ensemble d'informations sur la durée et les secousses à venir serviront de guide pour le choix du tremblement de terre le plus sévère qui pourrait se produire sur le site du barrage.

*e) Tremblement de terre le plus sévère sur le site du barrage :* le projet du barrage à implanter dans une région sismiquement active devra être fondé sur la méthode d'analyse du passé sismique du site. Dans cette méthode un modèle mathématique de l'ouvrage est soumis à des accélérations en fonction du temps le long des limites de sa fondation et les déformations ainsi que les contraintes sont calculées en des points de l'ouvrage choisis à l'avance pour chaque mode de vibration, avec de faibles intervalles de temps (c'est-à-dire de 0,02 s). Les déformations du modèle et les contraintes induites pour chacun de ces intervalles sont superposées et les maxima ainsi obtenus sont relevés. Les accélérations aux limites, en fonction du temps, peuvent être les graphiques

boundary accelerations can be strong-motion accelerograph traces which meet within practical limits the conditions obtained in *d*).

Instead of using a recorded strong-motion trace as the time-history input, methods have been devised for developing artificial acceleration traces. The purpose for doing this is to produce a trace which has the frequency content expected for a rock foundation located at a specified distance from the focus of an earthquake.

The maximum earthquake stresses are combined with those obtained for the static loading conditions to give the maximum stresses in the structure.

#### 10. Criteria of failure :

Criteria of failure for concrete arch dams have not been set and accepted by engineers. However, the following should be considered when determining the criteria for a safe dam :

*a*) Amount of concrete cracking on the upstream and downstream faces as indicated by the magnitude of the computed tensile stresses.

*b*) Portions of dam where cracking can extend from one face to the other.

*c*) Whether the load transferred from cracked cantilevers to arches can be carried by the arches.

*d*) The residual strength of a cracked arch dam under continued earthquake vibrations. It is possible for an arch dam to undergo widespread cracking during the first 5 to 10 seconds of a 40 seconds duration earthquake. Since at the present time, the time-history acceleration method is not suitable for analysing cracked dams, some means will have to be devised to estimate the dynamic response of the structure subsequent to cracking.

*e*) Environmental conditions. Immediately following an earthquake, engineers will

tracés par un accélérographe à haute intensité, dont les valeurs tombent entre les limites pratiques des conditions obtenues en *d*).

Au lieu d'utiliser les graphiques enregistrés ci-dessus, comme donnée historique d'entrée en fonction du temps, on a élaboré des méthodes pour exploiter des courbes d'accélération artificielle. L'objet est de produire une courbe qui englobe la fréquence à laquelle on s'attend pour une fondation rocheuse située à une distance donnée du foyer d'un tremblement de terre.

Les contraintes maximales résultant du séisme sont combinées avec celles données par des conditions de chargement statique, afin d'obtenir les contraintes maximales au sein de l'ouvrage.

#### 10. Critères de rupture :

Les critères de rupture des barrages-voûtes en béton n'ont pas été définis et agréés par les ingénieurs. Toutefois, quand il s'agira de déterminer les critères de sécurité d'un barrage, on devra prendre en considération ce qui suit :

*a*) L'importance de la fissuration du béton des parements amont et aval suivant les indications de la grandeur des contraintes d'extension qui auront été calculées.

*b*) Les parties du barrage où les fissures peuvent s'étendre d'un parement à l'autre.

*c*) Dans quelle mesure la charge transférée des consoles fissurées aux arcs peut être supportée par ceux-ci.

*d*) La résistance rémanante d'un barrage-voûte fissuré soumis à des vibrations sismiques continues. Il est possible qu'un barrage-voûte puisse supporter une fissuration très étendue pendant les cinq à dix premières secondes d'un tremblement de terre dont la durée est de quarante secondes. Étant donné qu'à l'heure actuelle la méthode utilisant l'accélération notée dans le passé ne convient pas pour l'analyse des barrages fissurés, il est nécessaire de mettre au point un procédé pour estimer la réponse dynamique que fournira l'ouvrage une fois fissuré.

*e*) Conditions relatives à l'environnement : Immédiatement après un tremblement de

inspect all large dams within the area subjected to damaging vibrations to determine whether the dams are safe or unsafe. If a dam is judged to be unsafe during the initial inspection, people will be ordered out of the area which could be flooded if failure of the structure should occur. Such an order could produce catastrophic conditions if large population centers were located within this area.

Additional data and study are required on the following criteria which should be considered in the aseismic design of concrete arch dams :

- 1) Non recoverable foundation movements which can be caused by an earthquake.
- 2) Effect of vertical accelerations on the dynamic response of an arch dam. This could be an important design condition for double curvature structures.
- 3) Phase shift in the vibration of one abutment with respect to that of the other abutment, particularly for arch dams in wide valleys.
- 4) The effect on the response of a dam to dynamic coupling between the dam and its foundation.

#### **EARTH EMBANKMENT DAMS**

Past practice and much current practice in the analysis of embankment stability against earthquake forces involve the computation of the minimum factor of safety against sliding when a static horizontal force of some magnitude is included in the analysis. The analysis is treated as a static problem and the horizontal force is expressed as the product of a seismic coefficient and the weight of the potential sliding mass. Usually a minimum

terre, les ingénieurs auront à inspecter tous les barrages de grande hauteur situés dans les régions où des vibrations auront provoqué des dégâts, afin de pouvoir déterminer si les ouvrages peuvent encore être considérés comme sûrs. Si, dès le début de l'inspection, on juge qu'un barrage n'est plus sûr, on devra donner l'ordre aux habitants de la région menacée par une submersion, en cas de rupture de l'ouvrage, de quitter les lieux. Si cela devait être fait, on créerait des conditions catastrophiques pour les centres densément peuplés qui se trouveraient dans cette région.

D'autres éléments d'information et d'autres études sont exigés pour établir les critères suivants, qui devront être pris en considération quand il s'agira d'élaborer le projet des barrages-voûtes en béton à l'épreuve des tremblements de terre.

- 1) Les mouvements non réversibles de la fondation, qu'un tremblement de terre peut provoquer.
- 2) L'effet d'accélération verticales sur la réponse dynamique d'un barrage-voûte. Ceci peut constituer une condition de projet importante quand il s'agit d'ouvrages à double courbure.
- 3) Le décalage de phase dans la vibration de l'une des culées du barrage par rapport à l'autre, particulièrement quand il s'agit de barrages-voûtes implantés dans les vallées larges.
- 4) L'effet sur la réponse d'un barrage au couplage dynamique de l'ouvrage et de sa fondation.

#### **BARRAGES EN TERRE**

Tant dans le passé qu'actuellement, la plupart des pratiques en matière d'analyse de la stabilité d'un remblai soumis aux efforts résultant d'un tremblement de terre comprennent le calcul du coefficient de sécurité minimal au glissement après avoir introduit dans l'étude une force horizontale statique d'une certaine intensité. On traite l'analyse comme un problème statique et la force horizontale est exprimée sous forme

factor of safety of about 1.1 is required as a design criteria.

Values of the seismic coefficient used in this approach vary within the range 0.05 to 0.15 depending on the seismicity of the region in which the dam is to be constructed. For dams built in California, one of the most active seismic regions in the U.S.A., seismic coefficients used during the past 10 years have ranged from 0.1 to 0.15.

In addition to these computations, consideration is also given to the following problems on a non-analytical basis :

- 1) Potential for faulting through or near the dam site.
- 2) Loss of freeboard due to differential tectonic ground movements.
- 3) Loss of freeboard due to soil compaction.
- 4) Piping through cracks induced by earthquake shaking.
- 5) Overtopping and erosion due to seiches in the reservoir.
- 6) Overtopping and erosion due to slides or rockfalls in the reservoir.
- 7) Failure of spillway or outlet works.

Design precautions to preclude the possibility of damage due to these causes often involve the incorporation of such features as : *a)* the avoidance of major faults in the foundation; *b)* the provision of ample freeboard to allow for some loss due to subsidence of slumping; *c)* the use of wide transition sections of filter materials which are not vulnerable to cracking; *d)* the use of wide cores and upstream filters which are capable of self-healing in the event cracking should occur; *e)* careful examination of the stability of slopes adjoining the reservoir and provisions for handling wave effects caused by

du produit d'un coefficient sismique par le poids d'une masse potentielle de glissement. Habituellement, comme critère de projet, on exige un coefficient de sécurité minimal d'environ 1,1.

Dans cette approche, les valeurs utilisées pour le coefficient sismique varient entre 0,05 et 0,15, en fonction de la sismicité de la région où le barrage doit être construit. Dans le cas des barrages de la Californie, qui est l'une des régions sismiquement les plus actives de notre pays, les coefficients sismiques employés durant les dix dernières années se situaient entre 0,10 et 0,15.

En plus de ces calculs, on prend de même en considération les problèmes suivants, qui ne peuvent être pris en compte dans l'analyse théorique.

- 1) Les failles potentielles au travers ou au voisinage du site du barrage.
- 2) La diminution de la hauteur de revanche résultant des mouvements tectoniques différentiels du sol.
- 3) Cette même diminution du fait du compactage des matériaux de sol.
- 4) Les renards à travers les fissures provoquées par la secousse sismique.
- 5) Le déversement d'eau et l'érosion dus à la houle dans la retenue.
- 6) Ces mêmes phénomènes dus aux glissements ou aux chutes de blocs rocheux dans la retenue.
- 7) La mise hors service de l'évacuateur de crues ou des ouvrages d'évacuation.

Les précautions prises au stade du projet pour éviter que des dégâts dus à ces causes ne se produisent, entraînent l'adoption des dispositions suivantes : *a)* éviter des failles importantes dans la fondation; *b)* prévoir une revanche surabondante afin de compenser une certaine perte de hauteur à la suite d'un affaissement ou d'un enfoncement du remblai; *c)* utiliser de fortes zones de transition en matériaux filtrants qui ne soient pas vulnérables à la fissuration; *d)* prévoir des noyaux élargis ainsi que des zones filtrantes à l'amont, qui soient capables de se refermer par eux-mêmes dans le cas où des fissures se produi-

slides into the reservoir or by seiches and;  
f) provision of appropriate crest details to minimize erosion in the event of overtopping.

Dynamic analysis methods for design of earth dams were used only occasionally prior to 1970, but since that time they have been required for seismic evaluation of many dams in California and they have been adopted for limited use by a number of Federal agencies. The procedure usually involves the following steps :

1) Determination of the design earthquakes which may affect the dam site, by means of studies of regional seismicity and regional geology; these earthquakes are usually expressed first in terms of earthquake magnitude and distance of the site from the zone of energy release, and then in terms of appropriate accelerograms representing the characteristics of the strongest anticipated motions at the dam site.

2) An evaluation of the dynamic response of the embankment to the anticipated base motions, usually by means of finite element analysis procedures, and providing time-histories of the significant response characteristics.

3) An evaluation of the displacements which may occur in the embankment as a result of the shaking. A design criterion limiting the maximum strain at any point in the embankment to 5 % strain has often been used, but other criteria may be adopted depending on the circumstances.

It appears that dynamic analysis methods of this type will be used with increasing frequency in the future.

raient; e) examiner soigneusement quelle est la stabilité des talus en contact avec la retenue et prévoir les moyens de se rendre maître de l'action des vagues provoquées par des glissements de terrain dans la retenue ou par la houle, et f) prévoir des dispositions appropriées en couronnement, afin de réduire au maximum l'érosion pouvant se produire à la suite d'un déversement.

Les méthodes d'analyse dynamique au stade du projet d'un barrage en terre n'ont été utilisées qu'occasionnellement avant 1970, mais depuis cette époque, elles ont été exigées maintes fois pour permettre d'estimer le comportement de nombreux barrages face à un séisme en Californie et elles ont été adoptées pour des propos limités par un certain nombre de bureaux fédéraux. La procédure comprend habituellement les phases suivantes :

1) La détermination des tremblements de terre à retenir pour le projet, qui pourraient affecter le site du barrage, au moyen d'études de la sismicité et de la géologie régionales; ces tremblements de terre sont habituellement exprimés d'abord en termes de magnitude et de distance à laquelle le site du barrage se trouve de la zone d'émission d'énergie sismique et ensuite sous forme d'accélérogrammes appropriés, qui traduisent les caractéristiques des mouvements les plus importants supposés au droit du site du barrage.

2) Une évaluation de la réponse dynamique du remblai aux mouvements supposés à sa base, en utilisant habituellement les processus d'analyse par éléments finis et en fournissant l'évolution dans le temps des caractéristiques de réponse.

3) Une évaluation des déplacements qui pourraient se produire au sein du remblai par suite de la secousse. On a souvent utilisé à ce sujet un critère de projet qui limite à 5 % la déformation maximale en n'importe quel point du remblai, mais on peut très bien utiliser d'autres critères en fonction des circonstances.

Il semble que des méthodes analytiques de ce type seront de plus en plus utilisées à l'avenir.

**2. LIST OF DAMS WHERE SEVERE EARTHQUAKES HAVE OCCURRED WHETHER OR NOT ACCOMPANIED BY STRUCTURAL DAMAGE**

1. Failure of Sheffield Dam during Santa Barbara Earthquake of June 29, 1925.
2. Slide in lower San Fernando Dam during San Fernando Earthquake of February 9, 1971.
3. Damage to Eklutna Dam during the March 27, 1964, Alaskan Earthquake.
4. Information on the Koyna Dam that suffered from severe earthquakes.
5. Damages to dams in past earthquakes in Japan.
6. Damages caused to small earthfill dams for irrigation in Aomori Prefecture by Tokachi Offshore Earthquake.

**1. Failure of Sheffield Dam during Santa Barbara Earthquake of June 29, 1925 (prepared by H. B. Seed).**

The Sheffield Dam failure occurred during an earthquake near Santa Barbara, California, in 1925.

The dam was constructed in the winter of 1917 in a ravine north of the city of Santa Barbara. A representative section through the dam at its maximum height is shown in Fig. 10. The embankment, 720 ft (219.50 m) long and with a maximum height of about 25 ft (7.60 m), was constructed of soil from the reservoir excavation and compacted by routing the construction equipment over the fill. The body of the dam was composed of silty sand and sandy silt containing some cobbles and boulders, but the upstream slope was faced with a 4 ft (1.20 m) thick clay blanket which was extended as much as 10 ft (3 m) into the foundation to serve as a cut-off. The clay blanket was overlain with a 5 inch (1.3 m) concrete facing. No record of the degree of compaction of the embankment is available, but it was probably about 75 to

**2. LISTE DES BARRAGES SOUMIS A DE VIOLENTS TREMBLEMENTS DE TERRE QU'IL Y AIT OU NON DES DOMMAGES AUX STRUCTURES**

1. Rupture du barrage de Sheffield pendant le séisme de Santa Barbara du 29 juin 1925.
2. Glissement ayant eu lieu dans le barrage inférieur de San Fernando durant le tremblement de terre du 9 février 1971.
3. Dommages causés au barrage de Eklutna pendant le tremblement de terre d'Alaska le 27 mars 1964.
4. Renseignements au sujet du barrage de Koyna, ayant souffert de violents séismes.
5. Dégâts causés à des barrages durant des tremblements de terre au Japon.
6. Dégâts causés à de petits barrages d'irrigation en terre de la préfecture d'Aomori, du fait du tremblement de terre de Tokashi produit en mer.

**1. Rupture du barrage de Sheffield pendant le séisme de Santa Barbara du 29 juin 1925 (rédigé par H. B. Seed).**

La rupture du barrage de Sheffield s'est produite pendant un tremblement de terre au voisinage de Santa Barbara, en Californie, en 1925.

Cet ouvrage avait été construit dans l'hiver de 1917 en travers d'un ravin, au nord de la ville de Santa Barbara. La figure 10 montre une section type du barrage, au droit de sa hauteur maximale. Ce remblai qui avait 219,5 m de longueur et une hauteur maximale d'environ 7,6 m a été construit en terre extraite de la future retenue et compactée par le passage sur l'ouvrage des engins de terrassement. Le corps du barrage se composait de sable limoneux et de limon sableux qui contenaient quelques galets et blocs roulés, mais son parement amont était recouvert d'un tapis argileux de 1,2 m d'épaisseur qui s'étendait jusqu'à 3 m de profondeur en fondation, pour servir de coupure étanche. Ce tapis a reçu un revêtement en béton de 13 cm d'épaisseur. On ne dispose d'aucune information sur le degré de compactage du remblai, mais il était d'environ 75 à 80 %

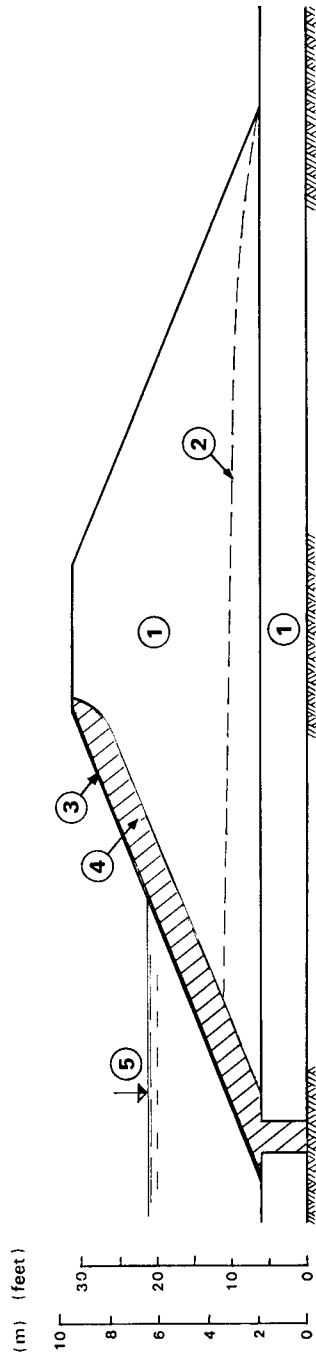


Fig. 10. — Cross-section through embankment. Sheffield dam.  
*Profil en travers du barrage. Barrage de Sheffield.*  
 1. Sandy silt to silty sand, *Silt sableux et sable silteux.* — 2. Piezometric surface, *Ligne phréatique.* — 3. Concrete facing, *Masque en béton.* — 4. Clay blanket, *Tapis d'argile.* — 5. Reservoir level, *Niveau de retenue.*



80 percent based on the standard A.A.S.H.O. compaction test.

The foundation soil consisted of a layer of terrace alluvium, 4 to 10 ft (1.20 à 3 m) thick, overlying sandstone bedrock. Drillholes made in 1949 by the Corps of Engineers showed the alluvium to consist mainly of silty sand and sandy silt containing cobbles varying from 3 to 6 inches (7.5 to 15 mm) in diameter and with some thin layers of clayey sand and gravelly sandy clay. The upper 2 ft (60 cm) of the foundation soil, having a relative density of about 35 to 40 percent, was somewhat looser than the underlying deposits and it has been fairly well established that there was no formal stripping of these upper soil layers prior to construction of the embankment.

It is reported that seepage had been noted near the toe of the downstream slope and in the area beyond the toe before the earthquake occurred. Notes in the files of the Santa Barbara Water Department state that examination after the failure indicated that there was no leakage of water through the upstream core but that seepage around and underneath the cut-off had saturated the lower part of the main structure. Thus, it appears that the water level in the embankment was probably somewhat similar to that shown in Fig. 10. At the time of the earthquake the depth of water in the reservoir was about 15 to 18 feet (4.6 to 5.6 m). Fig. 11 shows the dam before failure.

The main shock of the earthquake occurred at 6.42 a.m. on the morning of June 29, 1925. There were no strong-motion instruments in existence at the time but on the basis of records obtained at distant stations, the earthquake has been assigned a magnitude of 6.3 with an epicenter located about seven miles (11.2 km) northwest of the dam site.

Reliable observers (Willis, 1925; Byerley, 1955) report that the ground shaking in the area of the dam site had a Rossi-Forell intensity of about IX and a duration of about 15 to 18 seconds. A Rossi-Forell intensity of IX corresponds roughly with

si l'on se base sur l'essai de compactage normalisé de l'A.A.S.H.O.

Le sol de fondation consistait en une couche de matériaux de terrasse alluviale, de 1,2 à 3 m d'épaisseur, surmontant un rocher gréseux en place. Les forages faits en 1949 par le Corps of Engineers ont montré que les alluvions consistaient principalement en sable limoneux et en limon sableux contenant des galets de 7,5 à 15 mm de diamètre ainsi que des inclusions de couches minces de sable argileux et d'argile sableuse contenant du gravier. Les 60 cm supérieurs du sol de fondation, dont la densité relative variait de 35 à 40 %, étaient un peu plus mous que les dépôts qu'ils surmontaient; il a été constaté qu'on n'avait exécuté aucun décapage de surface avant la construction du remblai.

On a signalé avoir remarqué, avant que le tremblement de terre ne se produise, des infiltrations près du pied du talus aval ainsi que dans la zone s'étendant à l'aval. Des notes retrouvées dans les dossiers du Département Hydraulique de Santa Barbara signalent que l'examen fait après la rupture de l'ouvrage indiquait qu'il n'y avait aucune fuite d'eau à travers le noyau amont, mais que des infiltrations autour et au-dessous de la coupure étanche avaient saturé la partie inférieure de l'ouvrage principal. Ainsi donc, il semble que le niveau de l'eau dans le remblai se situait probablement à peu près comme indiqué sur la figure 10. Au moment du tremblement de terre, la hauteur d'eau dans la retenue était d'environ 4,6 à 5,6 m. La figure 11 montre le barrage avant la rupture.

La principale secousse s'est produite à 6 h 42 du matin le 29 juin 1925. Il n'existait à cette époque aucun instrument capable d'enregistrer les forts mouvements mais, en se basant sur les enregistrements à des stations lointaines, on peut dire que le séisme avait eu une magnitude de 6,3 avec un épicerne se situant à environ 11,2 km au nord-ouest du site du barrage.

Des observateurs dignes de foi (Willis en 1925 et Byerley en 1955) ont indiqué dans leurs comptes rendus que la secousse subie par le terrain dans la zone du barrage avait eu une intensité d'environ IX à l'échelle de Rossi-Forell, et une durée de près de 15 à

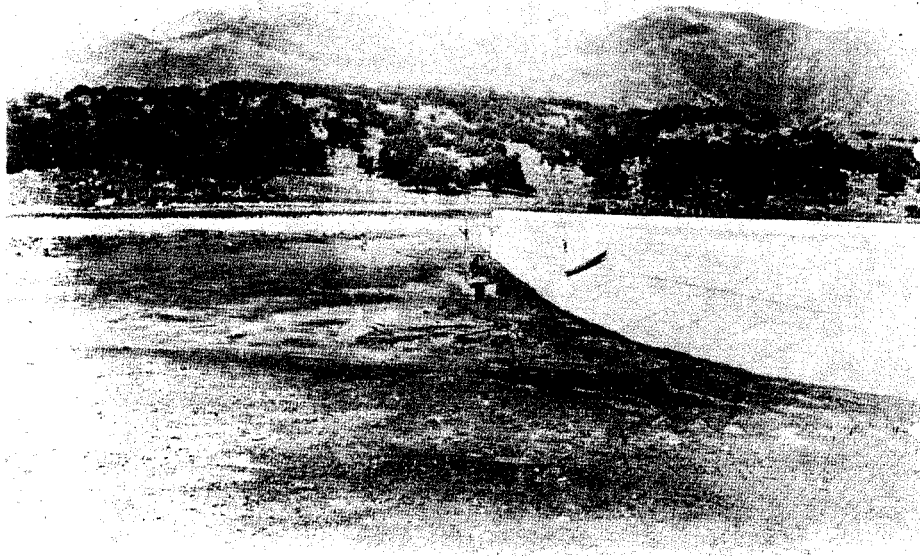


Fig. 11. — Sheffield Dam before failure.  
*Le barrage de Sheffield avant rupture.*

ground accelerations of the order of 0.04 to 0.10 g. However an earthquake of magnitude 6.3 occurring at an epicentral distance of seven miles is likely to produce ground accelerations substantially higher than these values.

Unfortunately, there were no eye-witnesses when the failure occurred. However, it seems reasonable to conclude from the reports of engineers who inspected the dam after the failure that sliding occurred near the base of the embankment, causing a section about 300 ft (91 m) in length to move bodily downstream as much as 100 ft (30 m) breaking up as it did so to give the general appearance shown in Fig. 12.

Analyses of the stability of the embankment made in recent years indicate that the factor of safety before the earthquake was probably about 1.65. If the effects of the earthquake are represented by a seismic coefficient of 0.1, the computed factor of safety is reduced to

18 s. L'intensité ci-dessus correspond en gros à une accélération du sol de l'ordre de 0,04 à 0,10 g. Un séisme de magnitude 6,3 se produisant à une distance de 11,2 km de son épicentre, est toutefois capable de produire probablement une accélération du sol notablement plus élevée que les valeurs ci-dessus.

Par malheur, il n'y eut aucun témoin visuel quand le tremblement de terre s'est produit. Il semble raisonnable toutefois de conclure, en se référant aux rapports des ingénieurs qui ont vérifié l'état du barrage après sa rupture, que le glissement s'était produit près de la base du remblai, en provoquant le mouvement en masse, vers l'aval sur une distance atteignant 30 m, d'une partie du remblai de près de 91 m de longueur. La figure 12 indique l'aspect général de la rupture de l'ouvrage.

Les calculs de stabilité du remblai, qui furent faits ces dernières années, indiquent que le coefficient de sécurité avant le séisme était probablement d'environ 1,65. Si l'on représentait les effets du tremblement de terre sur l'ouvrage par un coefficient de séis-



Fig. 12. — Sheffield Dam after failure.  
*Le barrage de Sheffield après rupture.*

about 1.2, while for a seismic coefficient of 0.15 the computed factor of safety is about 1.05. However the critical sliding surfaces indicated by these analyses bear little resemblance to that on which failure actually occurred.

A detailed study of the failure of this embankment including pseudostatic and dynamic analyses, has been presented by H. Bolton Seed, K. L. Lee and I. M. Idriss in the Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division of the American Society of Civil Engineers, Vol. 95, No. SM6, November 1969.

**2. Slide in Lower San Fernando Dam during San Fernando Earthquake of Feb. 9, 1971**  
 (prepared by H. B. Seed).

The San Fernando earthquake of Feb. 9, 1971 caused a major slide in the Lower San Fernando Dam, located about 30 miles

west of Los Angeles. For a seismic coefficient of 0.1, le coefficient de sécurité calculé est réduit à environ 1,2 tandis qu'avec un coefficient de séismicité de 0,15, il est d'environ 1,05. Toutefois, les surfaces critiques de glissement, telles qu'indiquées par ces calculs, n'ont qu'une faible ressemblance avec celle sur laquelle s'est produite réellement la rupture.

MM. H. Bolton Seed, K. L. Lee et I. M. Idriss, ont présenté une étude détaillée de la rupture de ce remblai, qui comprenait des calculs pseudo-statique et dynamique, dans la revue de la Division de la Mécanique des Sols et Fondations de la Société Américaine des Ingénieurs Civils, volume 95, n° SM 6 de novembre 1969.

**2. Glissement dans le barrage inférieur de San Fernando durant le tremblement de terre du même nom du 9 février 1971**  
 (rédigé par H. B. Seed).

Le tremblement de terre de San Fernando du 9 février 1971 a provoqué un important glissement dans la masse du barrage inférieur

(48 km) north of Los Angeles. The epicenter of the earthquake, which had a magnitude of 6.6, was located about 8 miles (12.8 km) north-east of the dam site, but evidence of fault breaks was found within a mile or so of the dam. Very strong shaking was developed for a period of about 12 seconds and strong motion records indicate that ground motions in the vicinity of the dam probably had a maximum acceleration of about 0.4 to 0.5 g.

Construction of the Lower San Fernando Dam was started in 1912 and during the following three years it was raised to a height of about 85 ft (25.9 m) by hydraulic fill methods. During the following year an additional 15 ft (4.60 m) of ground-up shale was added by the same procedure and in the period 1916 to 1930 rolled earth fill was added to raise the height to about 140 ft (42.7 m). Subsequently, in 1940, a rolled earth berm was added on the lower part of the downstream face. A cross-section through the completed embankment is shown in Fig. 13 (A).

The embankment had an upstream slope of 2.5 : 1, a downstream slope of 2.5 : 1 and 4.5 : 1 and a crest width of 20 ft (6.1 m); it had a total length of 2,180 ft (664 m) and a volume of about 3.3 million cu. yds of soil ( $2.75 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ). The foundation consisted of about 35 ft (10 m) of sand and stiff clay overlying soft rock. The reservoir behind the dam contained about 20,500 acre feet ( $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ) of water. Two outlet towers, one near the center of the embankment and one near the right abutment, provide service outlets to the reservoir.

During the earthquake a major slide occurred on the upstream face of the dam, taking out the crest and the upper 30 ft (9 m) of soil on the downstream slope as indicated in Fig. 13 (B). At the time of the earthquake the water level in the reservoir was about 35 ft (10 m) below the crest, leaving about 4 ft (1.20 m) of soil as the remaining free-board. 80,000 people living downstream of

de San Fernando, qui est implanté à environ 48 km au nord de Los Angeles. L'épicentre du séisme, dont la magnitude était de 6,6, se situait à près de 12,8 km au nord-est du site de l'ouvrage, mais on a trouvé des marques évidentes de fissures ouvertes entre l'ouvrage et un point situé à environ 1 600 m. Une secousse très violente s'est produite durant près de 12 s et les enregistrements indiquent que les mouvements du terrain au voisinage du barrage avaient probablement une accélération maximale d'environ 0,4 à 0,5 g.

La construction du barrage inférieur de San Fernando avait commencé en 1912 et, dans les trois années suivantes, sa hauteur atteignait 25,9 m par remblaiement hydraulique. Durant les années suivantes, on l'a surélevé de 4,6 m avec des schistes décapés en surface, en employant la même méthode, et, entre 1916 et 1930, on a ajouté au remblai des couches de terre compactées pour qu'il atteigne une hauteur d'environ 42,7 m. Par la suite, en 1940, on a ajouté une risberme de terre compactée sur la partie inférieure de son parement aval. On donne sur la figure 13 (A) une coupe en travers du remblai ainsi achevé.

Le talus amont du remblai avait une pente de 1 pour 2,5 et celui d'aval avait des pentes de 1 pour 2,5 et 1 pour 4,5. Sa largeur en crête était de 6,1 m et sa longueur totale au même niveau de 664 m pour un volume de près de 2,75 millions de mètres cubes de terre. L'ouvrage était fondé sur environ 10 m d'épaisseur de sable et d'argile dure, surmontant une roche très peu dense. La réserve d'eau retenue par le barrage était de près de 25 millions de mètres cubes. Deux tours de prise d'eau, l'une près du centre du remblai et l'autre au voisinage de la culée droite, servaient d'exutoires à la retenue.

Durant le tremblement de terre, un glissement important se produisit sur le parement amont du barrage, emportant son couronnement ainsi que les 9 m supérieurs de matériaux de son talus aval, comme indiqué sur la figure 13 (B). Au moment du séisme, le niveau d'eau de la retenue se trouvant à environ 10 m sous le couronnement de l'ouvrage, le glissement ne laissait qu'une

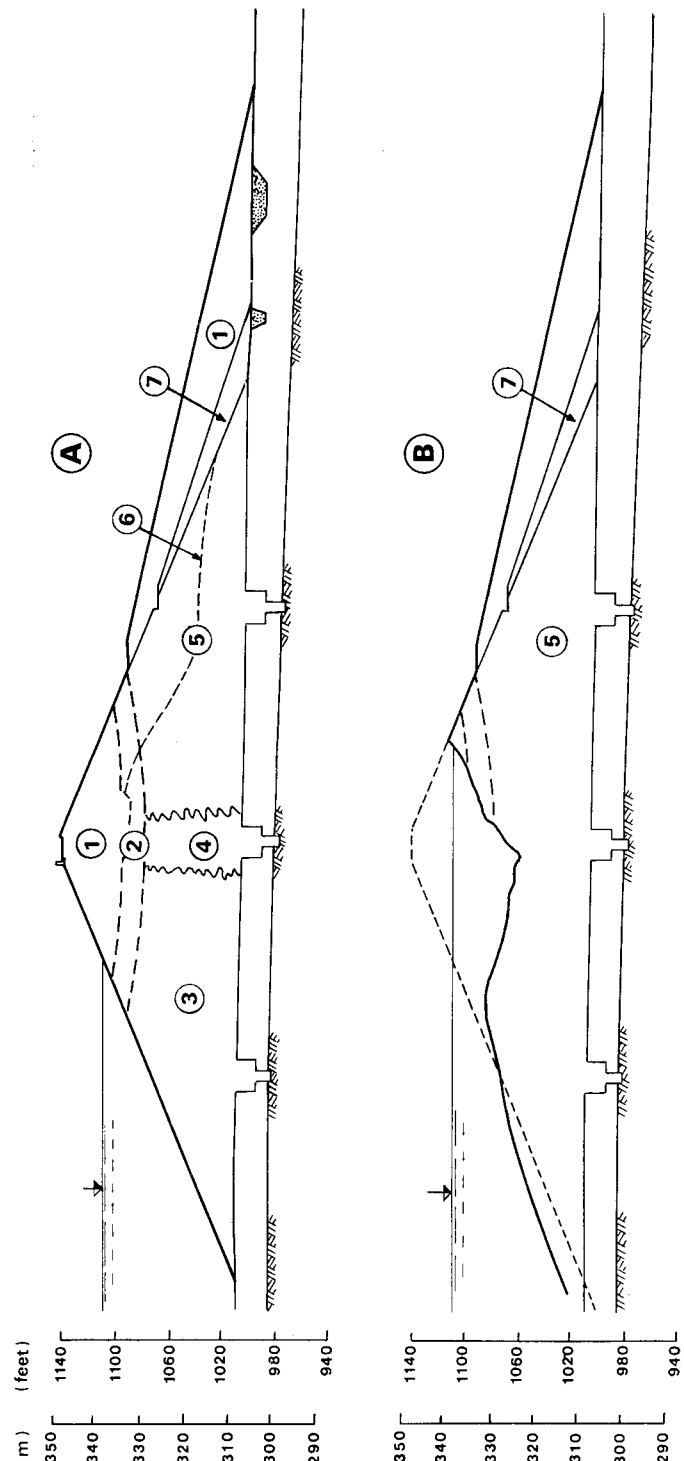
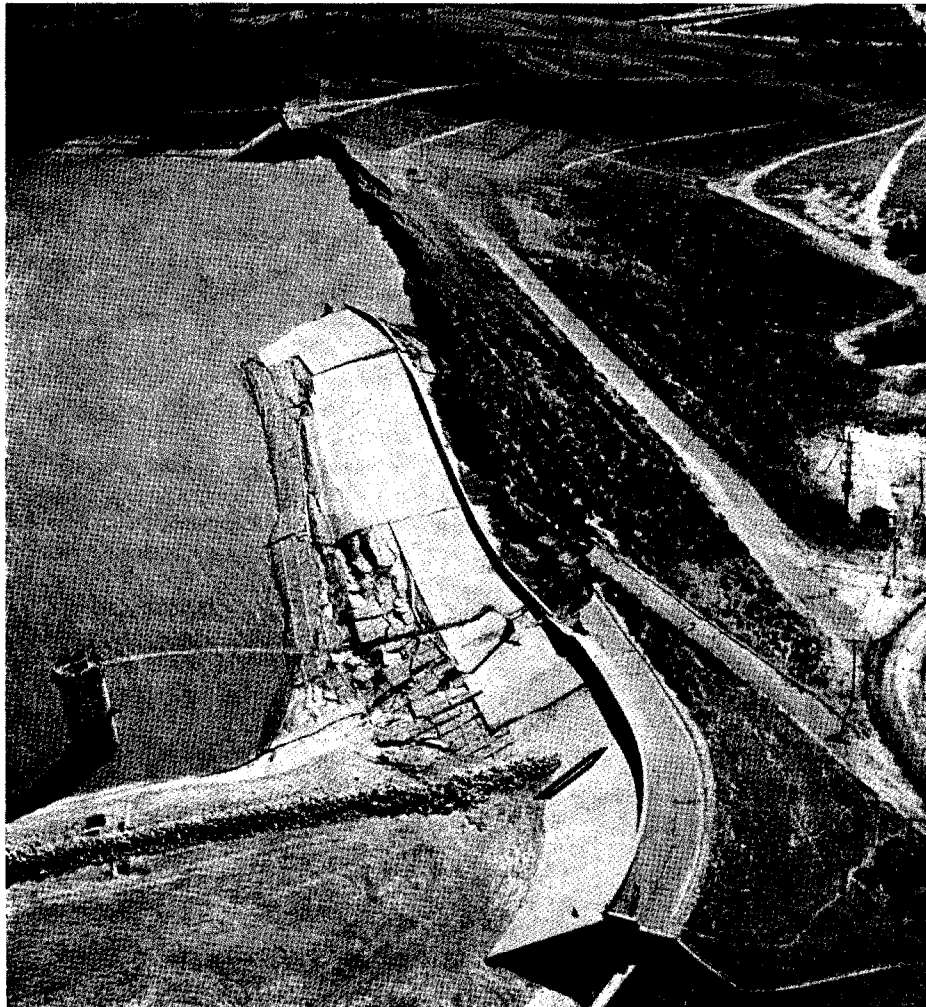


Fig. 13. — Typical cross-sections through embankment before (A) and after (B) earthquake  
*Profils en travers types de la digue, avant (A) et après (B) le tremblement de terre*  
 1. Rolled fill, *Remblai compacté*. — 2. Clayey sand and gravel, *Gravier et sable argileux*. —  
 3. Fine to medium sand, *Sable fin à moyen*. — 4. Clay, *Argile*. — 5. Coarse sand with gravel,  
*Sable grossier avec gravier*. — 6. Piezometric surface, *Ligne phératique*. — 7. Rock blanket,  
*Tapis d'enrochement*.

the dam were immediately ordered to evacuate and steps were taken to lower the water level in the reservoir as rapidly as possible. This was successfully accomplished without any further movements developing. However the margin by which a major disaster was averted was uncomfortably small. If the city had not been operating the reservoir water level lower than normal, if the earthquake shaking had continued for a few seconds longer, or if the Upper San Fernando Dam, which moved downstream 6 ft (1.8 m) during the earthquake, had

revanche de 1,2 m de matériaux en place. On a immédiatement ordonné aux 80 000 personnes habitant à l'aval du barrage d'évacuer les lieux et des dispositions furent prises pour abaisser le niveau de la retenue aussi rapidement que possible. Cette opération s'est effectuée avec succès, sans qu'aucun mouvement ne survienne sur l'ouvrage. Mais, la marge de sécurité qui a permis d'écartier un désastre important avait été désagréablement faible. Si la ville n'avait pas exploité la retenue à un niveau inférieur à son niveau normal, si la secousse sismique s'était encore prolongée



(U.S. Geological Survey Photograph)

Fig. 14. — San Fernando Dam After Earthquake of Feb. 9, 1971.  
*Le barrage San Fernando après le séisme du 9 février 1971.*

released additional water into the reservoir, overtopping of the remaining embankment could have occurred. A view of the embankment, after the earthquake, is shown in Fig. 14.

Several years before the earthquake, the seismic stability of the dam had been investigated by means of the pseudo-static analysis procedure. Stability computations were made using the conventional method of slides for the combined effects of (1) an earthquake represented by a seismic coefficient of 0.15 and (2) a partial drawdown of the reservoir level from E1. 1125 to E1. 1100. These computations showed a minimum factor of safety of 1.01. Using an effective angle of friction of 35° for the sand in the shells of the embankment, the computed factor of safety would have been about 1.08 for a seismic coefficient of 0.1.

Based on the results of these studies, it was concluded that since the analysis was based on conservative assumptions, in keeping with conventional practice, the dam was safe against any anticipated ground motion if the water level was not allowed to exceed E1. 1125. The reservoir was operated with this restriction during the following years. However the major slide resulting from a moderate earthquake (magnitude 6.6) almost led to failure of the dam.

### **3. Damage to Eklutna Dam during the March 27, 1964 Alaskan Earthquake.**

Eklutna Lake was formed by the action of an alpine glacier depositing a glacio-fluvial debris at the outlet of the lake. Construction of Eklutna Dam was completed by private interests in 1929 to provide 3 to 4 feet of additional storage for a powerplant on Eklutna Creek. In 1943 it was purchased by

pendant quelques secondes ou bien si le barrage supérieur de San Fernando, qui s'était déplacé de 1,8 m vers l'aval durant le tremblement de terre, avait lâché une quantité d'eau supplémentaire dans le retenue du barrage inférieur, on aurait pu assister au déversement de celui-ci. La figure 14 montre une vue du remblai après le tremblement de terre.

Plusieurs années avant ce tremblement de terre, on avait cherché à connaître la stabilité du barrage face à un séisme, en procédant à des calculs pseudo-statiques. Les calculs de stabilité ont été faits par la méthode conventionnelle des glissements sous les effets combinés de (1) un tremblement de terre représenté par un coefficient de sismicité de 0,15 et (2) d'une baisse partielle du niveau de la retenue entre les côtes (en pieds) 1 125 et 1 100. Ces calculs ont montré que le coefficient minimal de sécurité était de 1,01. En employant un angle effectif de frottement interne de 35° pour le sable des recharges du remblai, le coefficient de sécurité qui a été ainsi calculé ressortait à environ 1,08 en prenant un coefficient de sismicité égal à 0,1.

On a conclu, en se basant sur les résultats de cette étude, que puisque les calculs se fondaient sur des hypothèses prudentes, selon l'usage établi, le barrage était sûr face à tout mouvement supposé du terrain si le niveau d'eau ne dépassait pas la cote (en pieds) 1 125. On exploita le retenue avec cette mesure restrictive durant les années qui suivirent. Quoi qu'il en soit, l'important glissement qui avait été provoqué par un tremblement de terre modéré (de magnitude 6,6) avait presque entraîné la rupture du barrage.

### **3. Dégâts subis par le barrage d'Eklutna pendant le tremblement de terre du 27 mars 1964 en Alaska.**

Le lac d'Eklutna s'était formé par suite d'un dépôt, à la sortie de la cuvette, de produits fluvio-glaciaires d'érosion d'un glacier du type alpin. La construction du barrage portant le même nom a été achevée en 1929 par une entreprise privée, afin de fournir une hauteur de stockage d'eau de 1 à 1,2 m

the city of Anchorage from whom the Federal Government purchased it at the time the Bureau's Eklutna Power Project was built. At the time of the earthquake, the dam was a low head structure about 20 feet high consisting of two earth embankments containing 5,000 cubic yards with a concrete overflow section and a vertical lift gate section in the center. The earth and rockfill sections of the embankment had a wood and steel piling core which was rippapped on the upstream face. The spillway had 19 hand-operated wood gates supported by reinforced concrete and steel piling piers resting on a concrete base slab. Steel sheet piling was installed under the gates and at the upstream and downstream ends of the base slab. Foundation conditions determined by borings in 1964 revealed that the structure was placed on material which was glacial in origin, and the upper 50 to 75 feet were essentially unconsolidated material.

Eklutna Dam is located approximately 60 miles from the computed epicenter of the main earthquake. The intensity of the earthquake was reported to be between 8.4 and 8.6 on the Richter Scale. The lake level at the time was approximately 20 feet below the gate sill and early inspection of the dam revealed no apparent damage. Apparently, the frozen ground near the surface moved as a unit during the quake, and no cracks were formed in the area of the dam and spillway. On the basis of later observations, it became apparent that some settlement of the glacial alluvium, including some clean sand, occurred at depth, creating a void under the frozen material. As thawing progressed, the upper layers of alluvium under the spillway gate structure began to subside to fill the voids below. The settlement caused cracking of the spillway slab and piers and leakage through the dam. All spillway gates

supplémentaire à la centrale d'Eklutna. En 1943, il fut acquis par la ville d'Anchorage, à laquelle le gouvernement fédéral l'acheta au moment où l'on réalisait le projet de production d'énergie du Bureau à Eklutna. A l'époque où survint le tremblement de terre, le barrage était un ouvrage fonctionnant sous faible charge, d'environ 6 m de hauteur; il était constitué de deux remblais en terre formant ensemble un volume de près de 4 000 m<sup>3</sup> et possédait une section déversante en béton ainsi qu'une série de vannes à levage vertical en son centre. Ses parties en terre et enrochements comprenaient un noyau étanche constitué de palplanches en bois et en acier et leur parement amont était recouvert avec des blocs rocheux. L'évacuateur de crues était constitué de dix-neuf vannes plates en bois, commandées manuellement, qui s'appuyaient sur des pieux en acier et en béton armé s'élevant au-dessus d'un radier en béton. Sous les vannes ainsi qu'aux limites amont et aval du radier on avait foncé des palplanches en acier. Les conditions de fondation ont été déterminées en 1964 seulement par des forages, qui indiquèrent que l'ouvrage était fondé sur un matériau d'origine glaciaire dont les 15 à 23 premiers mètres étaient essentiellement constitués par un matériau non consolidé.

Le barrage d'Eklutna est implanté à approximativement 100 km de l'épicentre calculé du tremblement de terre. L'intensité de celui-ci était comprise entre 8,4 et 8,6 à l'échelle de Richter. Au moment du séisme, le niveau du plan d'eau du lac se trouvait à environ 6 m sous le seuil des vannes et la première inspection du barrage à la suite du tremblement de terre ne révéla aucun dégât apparent. Il semble que du terrain gelé au voisinage se soit mis en mouvement, d'une seule masse, durant la secousse, mais qu'aucune fissure ne se soit formée dans la zone intéressée par le remblai et son évacuateur de crues. En se basant sur des observations ultérieures, il apparut qu'il s'était produit un certain tassement des alluvions glaciaires et du sable propre en profondeur, en créant ainsi un vide sous le matériel gelé. Au fur et à mesure que le dégel se produisait, les couches supérieures d'alluvions se trouvant



were raised, permitting free flow through the gate structure preventing a pressure buildup which could have induced complete failure.

In 1965, a replacement dam was constructed 1,000 feet downstream at a location with better foundation conditions and the original dam was breached.

#### 4. Information on Koyna Dam that suffered from severe Earthquakes.

##### I. Characteristics of the dam :

- a) Location of the dam : Maharashtra (India);
- b) Type : Straight gravity, Rubble-concrete;
- c) Height above deepest foundation : 338 ft (103.02 m);
- d) Reservoir capacity : 98,800 Mcft (2,776 Mm<sup>3</sup>);
- e) Effective storage : 94,570 Mcft (2,678 Mm<sup>3</sup>);
- f) Volume of dam body : 46.5 Mcft (1.32 Mm<sup>3</sup>);
- g) Purpose : Hydroelectric project;
- h) Date of completion : First machine commissioned in May 1962;
- i) Cross section and plan of dam and other features. Two drawings are shown in Fig. 15 and Fig. 16.

##### II. Nature of earthquake caused : Damages and other Effects :

- a) Location of source of earthquake : 17° 22' 4" N and 73° 44' 8" E;
- b) Magnitude : 6.5 to 7 on Richter scale;

sous l'ouvrage vanné d'évacuation de crues commençait à fournir de plus en plus de matériaux pour le remplissage des vides sous elles. Le tassement entraîna des fissures dans le radier ainsi que dans les pieux de l'évacuateur de crues et provoqua des fuites à travers le barrage. Toutes les vannes d'évacuation étaient levées permettant ainsi à l'eau de s'écouler librement par la section vannée et empêchant donc une mise en pression qui aurait pu entraîner la rupture complète de l'ouvrage.

En 1965 on a construit un barrage de remplacement à près de 300 m à l'aval de l'ancien, dont les conditions de fondation étaient meilleures et l'on déblaya celui-ci.

#### 4. Renseignements au sujet du barrage de Koyna, ayant subi de violents tremblements de terre (rédigé par l'ingénieur en chef de l'aménagement de Koyna).

##### I. Caractéristiques du barrage :

- a) Nom du barrage : Koyna, dans le Maharashtra, Inde;
- b) Type : poids rectiligne, en béton de moellons;
- c) Hauteur au-dessus de la fondation la plus profonde : 103,02 m;
- d) Capacité de la retenue : 2 776 millions de mètres cubes;
- e) Capacité utile : 2 678 millions de mètres cubes;
- f) Volume du corps du barrage : 1,32 million de mètres cubes;
- g) Objet : aménagement hydro-électrique;
- h) Date d'achèvement : Première machine mise en service en mai 1962;
- i) Coupe en travers et plan du barrage et des autres dispositions prises : on donne deux dessins sur les figures 15 et 16.

##### II. Nature du tremblement de terre ayant causé des dégâts et d'autres dommages :

- a) Emplacement de l'origine du séisme : 17° 22' 4" nord et 73° 44' 8" est.
- b) Force : 6,5 à 7,0 à l'échelle de Richter;

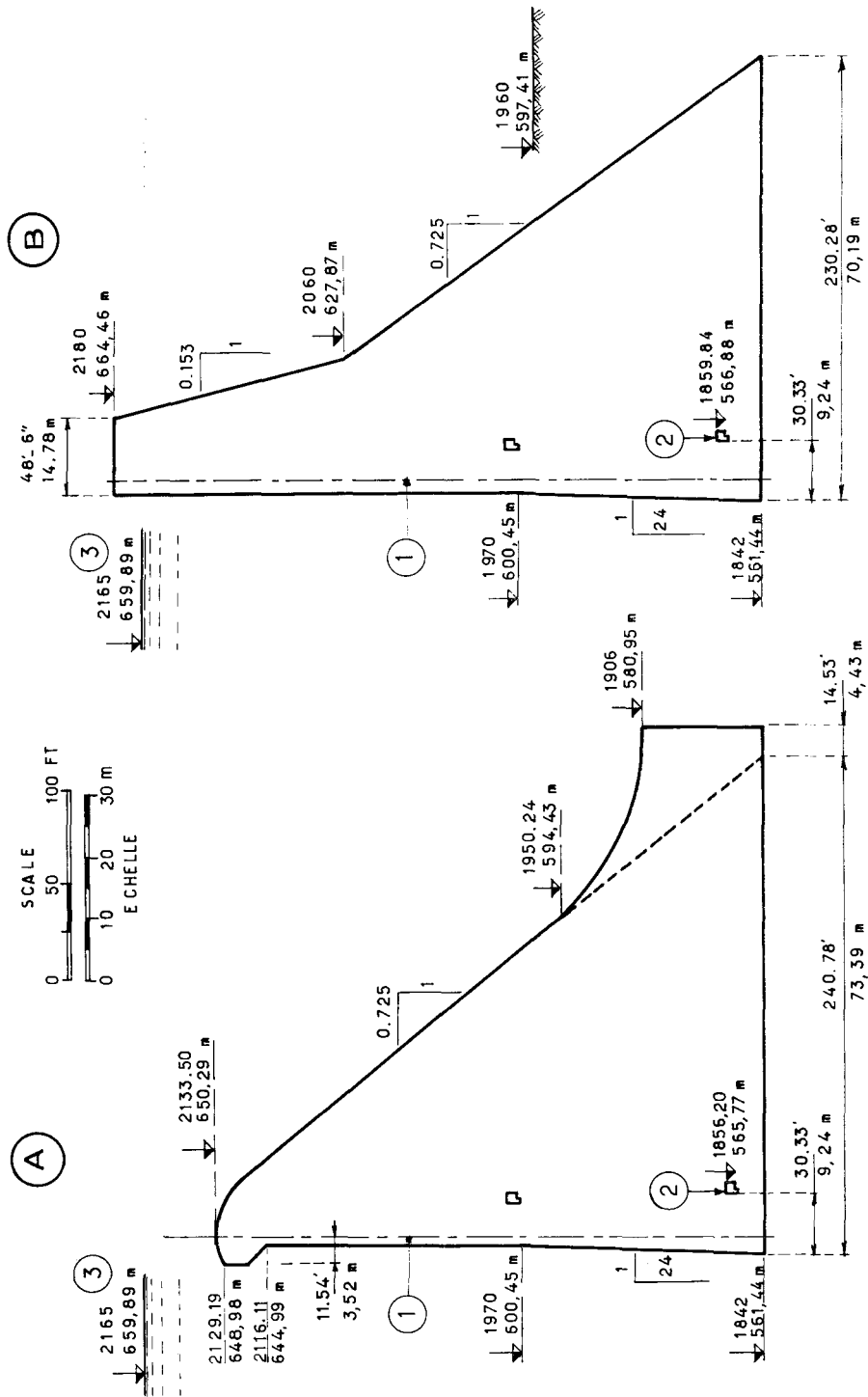


Fig. 15. — Koyna H.E. project sections of dam.

*Aménagement hydro-électrique de Koyna, profils du barrage.*

A over flow section : monolith nos 18/2, 19 to 23, 24/2, profils des plots déversants : plots nos 18/2, 19 à 23, 24/2, B non over flow section : fondation KRI. 1842 to 1900, section for monolith nos 15 to 17, 18/2, profil des plots non déversants : niveau de fondation 561,44 m à 579,12 m, profil des plots nos 15 à 17, 18/2.

1. Axis of dam, axe du barrage. — 2. Drainage gallery, galerie de drainage. — 3. Maximum water level, niveau des plus hautes eaux.

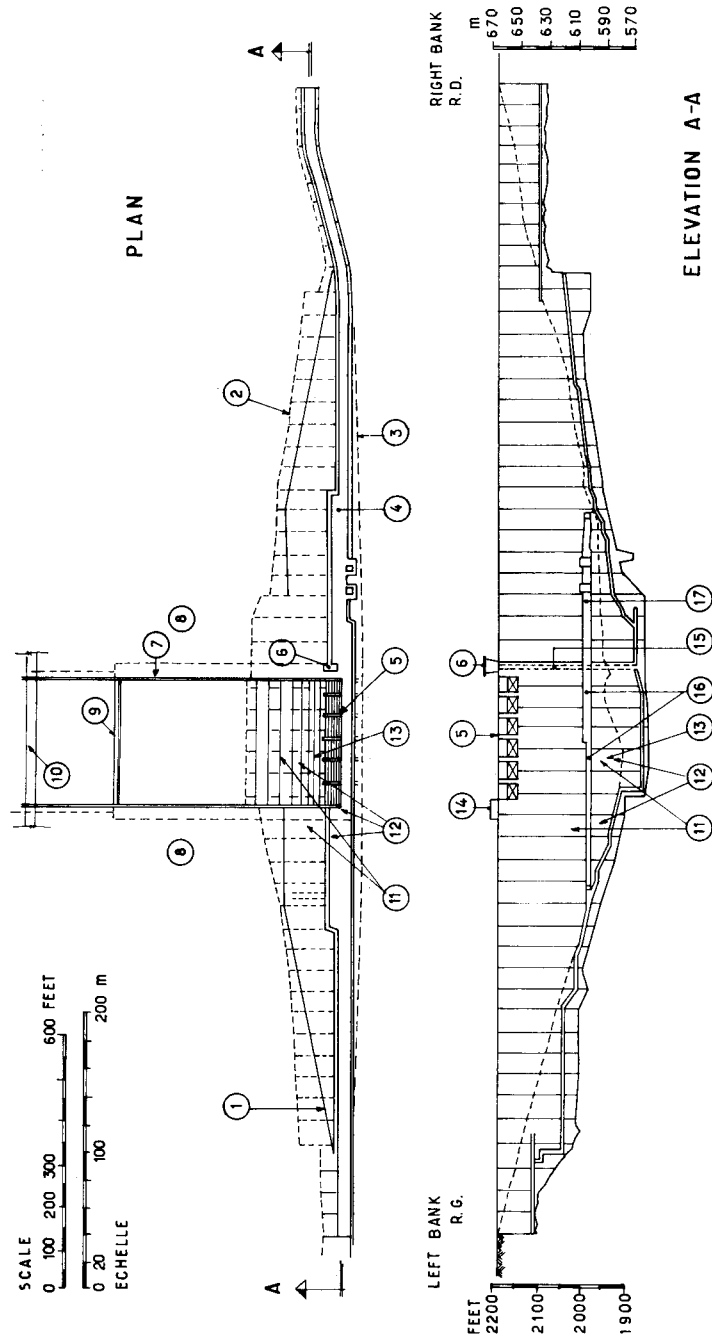


Fig. 16. — Koyna dam, plan and elevation A-A.  
Barrage de Koyna, vue en plan et élévation A-A.

1. Ground line, *ligne du terrain naturel*. — 2. Toe line, *pied aval du barrage*. — 3. Heel line, *pied amont du barrage*. — 4. Road, *route*. — 5. Radial gates 6 nos 41' x 25', central pier 11' wide, intermediate piers 8' wide, 6 *vannes-segment* 12,50 m x 7,60 m, *pile centrale* : 3,35 m d'épaisseur, *piles intermédiaires* : 2,44 m d'épaisseur. — 6. Hoist tower, *tour des treuils*. — 7. Training wall, *mur-guideau*. — 8. Black filling behind training wall, *remblayage derrière le mur-guideau*. — 9. End sill wall, *extrémité du seuil*. — 10. D/s coffer dam cum bridge, *batardeau aval avec pont*. — 11. M nos 2 and 25 where co-ordinate plumb bob-wire are suspended, *plots nos 22 et 25 où des pendules sont installés*. — M nos 22, 24, 25 where uplift pressure cells are placed, *plots nos 22, 24 et 25 où des cellules de mesure de sous-pression sont installées*. — 13. M no 22 where stress strain meters and thermometers are embedded, *plot n° 22 où des extensomètres et des thermomètres sont installés*. — 14. Control room, *cabine de contrôle*. — 15. Hoist well, *puits des treuils*. — 16. Operating gallery, *galerie d'exploitation*. — 17. Inspection and grouting gallery, *galerie de surveillance et d'injection*. — 18. Adit, *galerie d'accès*.

c) Acceleration at dam site :

- Horizontal (transverse) : 510 gals;
- Horizontal (longitudinal) : 660 gals;
- Vertical : 360 gals.

III. Details of damages (Extracts from the report of the Committee of Experts).

The dam : The distress observed on the dam can be classified into 3 categories and is detailed below :

i) Damage to appurtenant structures located on the top of the dam :

The hoist tower in Monolith 18 about 17 m in height and about 10 m in diameter has suffered damage. The precast concrete block panelling between ring beams has slumped. The main R.C.C. framework has cracked at places.

A temporary masonry structure on Monolith 17, housing a tiltmeter, suffered some damage at the junction of the roof and the walls. Tiltmeters and seismometers installed in these rooms were overturned or dislodged from the table. The reinforced concrete walls of the control panel room on Monolith 24 cracked horizontally along the construction joint of the wall.

Unfixed tiles covering the openings on the vertical formed holes between joint seals across the monoliths on the upstream footpath, at the top of the dam, were thrown out in varying degrees towards the downstream side. The contraction joint between Monolith 26 and Monolith 27 seems to have become narrower at the top and wider at the bottom of the blocks. There is some spalling of the concrete in the parapet at the top near the joint. The concrete legs of two of the concrete benches on the top of the dam in Monoliths 26 and 27 were damaged.

The spillway bridge (15 m span) sustained considerable damage; the fixed bearings (two T-beam structures without any cross beam) moved relatively and some of the pedestal portal supports cracked. The deck slab cracked longitudinally along the top corner of the downstream T-beam on Monoliths 20,

c) Accélération du terrain sur le site de l'ouvrage :

- Horizontale (transversale) : 510 gals;
- Horizontale (longitudinale) : 660 gals;
- Verticale : 360 gals.

III. Dégâts détaillés (Extrait du rapport du comité des experts) :

Sur le barrage : Les dégâts observés sur le barrage peuvent être classés en trois catégories et sont détaillés ci-après :

i) Dégâts causés aux ouvrages annexes implantés sur le couronnement de l'ouvrage :

La tour du treuil sur le plot 18, ayant 17 m de hauteur et 10 m de diamètre, a subi des dégâts. Le bloc en béton préfabriqué constituant le dallage entre les poutres s'est affaissé. La charpente principale en béton armé s'est fissurée de place en place.

Un ouvrage provisoire en maçonnerie, construit sur le plot 17 comme abri pour divers appareils dont des inclinomètres, a subi quelques dégâts à la jonction de son toit et de ses murs. Les inclinomètres ainsi que les seismographes qui y étaient installés se sont renversés ou sont tombés de leur table. Les murs en béton armé du local contenant le tableau de commande, sur le plot 24, se sont fissurés le long du joint de construction.

Les carreaux qui couvraient les ouvertures verticales réalisées entre les dispositifs d'étanchéité, en travers des plots sur le trottoir amont du couronnement du barrage, ont été projetés à des degrés variables vers le côté aval de l'ouvrage. Le joint de contraction entre les plots 26 et 27 semblait s'être rapproché à sa partie supérieure et ouvert au bas des plots. Il y eut quelques épaufréments de béton du parapet du couronnement, au voisinage de ce joint. Les pieds en béton de deux des bancs situés sur le couronnement des plots 26 et 27 ont subi des dégâts.

Le pont sur l'évacuateur de crues (d'une portée de 15 m) avait subi d'énormes dégâts; les poutres porteuses fixes (il s'agissait de deux éléments en forme de T, sans aucun raidissement transversal) se sont déplacées l'une par rapport à l'autre et certains de leurs dés d'appui se sont fissurés. La dalle

21, 22 and 23. The piers of the bridge themselves show some cracking at their junction with the crest of the spillway. The enclosure on the upstream of Monolith 21 to locate the emergency gate at the top cracked. The hoisting motor encased in this enclosure also suffered.

This damage lead to the conclusion that the top of the dam moved violently during the earthquake, especially at the central region, where the dam is highest. The acceleration may have been more than 0.7 g here.

The spillway gates and the sluice and other gates seem to have suffered no damage and are working well.

*ii) Visible structural cracks on the dam and leakage :*

An approximately horizontal crack at E1 2,060 can be noticed on the downstream face in Monoliths 13 to 18 and 25 to 30.

Significant leakage on the downstream face of the dam was seen in Monolith 26 to E1 2,060 and seepage traces in Monoliths 18, 19, 28, 29 and 31. The seepage through the contraction joints of Monoliths 18 and 19, 26 and 27 has increased considerably after the earthquake in comparison with that noted prior to the shock.

The upstream face of the dam under water was investigated by divers using television cameras; the existence of horizontal cracks has been indicated in the region of E1 2,040-E1 2,084 especially around E1 2,060 in Monolith 10 to Monolith 18 and in Monoliths 24 to 30.

The upstream face has been inspected to date from the top of the dam up to E1 2,030.

In the operation gallery some fine cracks are seen on both the upstream walls at about mid-height in Monoliths 11 to 19. These are

du tablier s'est fissurée longitudinalement dans l'angle supérieur de la poutre T aval, sur les plots 20, 21, 22 et 23. Les piles du pont elles-mêmes présentaient quelques fissures à leur jonction avec la crête de l'évacuateur de crues. Le local de la vanne de secours, situé à l'amont du plot 21, s'est fissuré. Le moteur du treuil de levage, situé dans ce local a aussi souffert du séisme.

Tous ces dégâts ont conduit à la conclusion que le couronnement du barrage s'était violemment déplacé durant le tremblement de terre, particulièrement dans sa partie centrale, là où le barrage a la plus grande hauteur. Il se pourrait que l'accélération ait été supérieure à 0,7 g à cet endroit.

Les vannes de l'évacuateur de crues ainsi que le canal d'évacuation et les autres vannes semblaient n'avoir subi aucun dégât et pouvaient fonctionner normalement.

*ii) Fissures visibles de l'ouvrage et fuites d'eau :*

Une fissure approximativement horizontale à la cote 2 060 était visible sur le parement aval du plot 13 au plot 18 et entre les plots 25 et 30.

On remarquait une fuite d'eau accusée sur le parement aval du plot 26 à la cote 2 060 ainsi que des traces de fuite dans les plots 18, 19, 28, 29 et 31. La fuite d'eau à travers les joints de contraction des plots 18 et 19, 26 et 27 s'est considérablement accrue après le tremblement de terre, par rapport à ce qu'elle était avant la secousse sismique.

Le parement amont du barrage qui se trouvait immergé a été inspecté sérieusement par des plongeurs utilisant des appareils de télévision; ils découvrirent l'existence de fissures horizontales dans la zone comprise entre les cotes 2 040 et 2 084 et plus particulièrement autour de la cote 2 060 sur les plots 10 à 18 et sur les plots 24 à 30.

Le parement amont a été inspecté jusqu'à présent depuis le couronnement jusqu'à la cote 2 030.

Dans la galerie d'exploitation, on a remarqué quelques fissures fines sur ses deux piedsroits amont et aval, à peu près à mi-hau-

all dry except for a small length of about 4 feet (1.2 m) in Monolith 19. Similar cracks are found in the hoist chamber operation gallery in Monolith 21. The small leakage on the upstream face noticed earlier continued and did not show any increase in leakage. It is likely that some or all these cracks were already there before the earthquake, but escaped specific attention.

Similar cracks are noticed in the foundation gallery also, but these are more visible on the upstream top corner and downstream bottom floor. The length along these cracks which show wetness is however much longer. This wetness manifested itself some days after the shock. Such cracks are located mainly in Monoliths 19, 20 and 22 and 23. The total water pumped from the sump in the foundation gallery which was, before the shock, of the order of 60 gpm (273 lpm) almost doubled after the shock with the reservoir at the same elevation. The increased seepage was mostly from the contraction joints. This seepage again is gradually reducing.

Within the hoist well, cracks are seen everywhere at about E1 2,060/65. Below E1 2,040 up to the bottom of the hoist well no other crack has been noticed along the sides of the well.

### *iii) Local spalling of concrete :*

Spalling of concrete along the vertical joints between the Monoliths has been found in many joints. This spalling is presumed to have been caused by dissimilar longitudinal and transversal motion of the neighbouring Monoliths. The violent relative motion of the Monoliths may have perhaps ruptured the upstream metal seals between the Monoliths in certain locations.

An examination was made on 22nd January, 1968 of the east end of Monoliths 40 at E1 2,015 where the concrete abuts against an

teur, dans les plots 11 à 19. Ces fissures ne laissaient pas passer de l'eau, à l'exception d'une petite longueur de 1,2 m dans le plot 19. Des fissures identiques ont été notées dans la galerie d'accès à la chambre du treuil située dans le plot 21. Les faibles fuites sur le parement amont, qu'on avait remarquées auparavant, continuaient à couler et il ne semble pas qu'elles aient augmenté. Il est vraisemblable que certaines sinon toutes ces fissures, existaient déjà avant le tremblement de terre, mais qu'elles aient échappé à l'attention.

Des fissures semblables ont été remarquées dans la galerie de fondation, mais elles étaient plus visibles à l'angle supérieur amont ainsi qu'à la partie aval du radier. La longueur des fissures restées humides était d'ailleurs bien plus grande, et cette humidité se manifesta quelques jours après la secousse sismique. De telles fissures se trouvaient principalement dans les plots 19, 20, 22 et 23. Le volume total d'eau pompée dans le puisard de la galerie de fondation, qui avant la secousse était de l'ordre de 273 l à la minute, doubla presque aussitôt après, alors que la retenue était restée à niveau constant. Les pertes d'eau accrues provenaient, la plupart, des joints de contraction. Elles ont de nouveau décréu progressivement.

A l'intérieur du puits du treuil, on remarquait pourtant des fissures à la cote approximative 2 060 ou 2 065. Au-dessous de la cote 2 040 et jusqu'au fond du puits du treuil on ne remarquait aucune autre fissuration sur les parois.

### *iii) Épaufrement local du béton :*

On a découvert que le béton, le long des joints verticaux entre les plots, s'est épaupré en plusieurs endroits. On pense que cela est dû aux mouvements dissymétriques longitudinal et transversal des plots contigus. Le violent mouvement relatif des plots aurait pu rompre l'étanchéité amont en métal entre plots, en certains endroits.

Un examen de l'extrémité est des plots 40 à la cote 2 015 a été fait le 22 janvier 1968, là où le béton vient buter contre un talus

almost vertical face of tuff and vesicular lava. The contact is undisturbed and in excellent condition.

The above leads to the following observations :

1) Monoliths I-J to 9 and 31 to 43 have apparently not suffered any significant damage.

2) The upstream metal seals between Monoliths 18 and 19 and 26 and 27 are perhaps ruptured in certain locations.

3) Structural cracking of the concrete of the dam on the upstream as well as downstream faces is to be suspected in Monoliths 10 to 18 and 24 to 30 located in the region of E1 2,060.

4) Some horizontal cracking may have occurred at about E1 1,975 upstream of the gallery, through the upstream face in Monoliths 19 and 21.

5) The cracking seen in the upstream corner at the junction of the roof and side and in the floor towards the downstream in the foundation gallery in Monoliths 15-26 is to be taken notice of. Leakage and prominent cracking are seen in Monoliths 16, 22, 23 and 26.

6) The cracking seen in both the upstream and downstream wall surface of the operation gallery in Monoliths 11 to 21 needs to be studied. Galleries have been reinforced in the roof only. With concentration of stresses it is difficult to assess whether cracks were there before the earthquake.

##### **5. Damages to dams in Past Earthquakes in Japan.**

In Japan, from ancient days, agriculture has developed primarily with the cultivation of rice paddy fields. To assure supplies of water for irrigation, many earth dams have been built and among the existing dams, the oldest dates back over 1,000 years. These dams were constructed based on experiences during those days. Most dams, approximately 50 meters and over in height, including dams for other purposes were constructed in the past forty years. Therefore, at the time of the Kanto Earthquakes of September 1,

presque vertical de tuff et de lave vacuolaire. Le contact est resté en excellent état et intact.

Ce qui précède entraîne les observations qui suivent :

1) Les plots I-J à 9 et 31 à 43 n'ont apparemment pas subi de dégâts notables.

2) Les étanchéités amont en métal entre les plots 18 et 19 et 26 et 27 se sont peut être rompues en certains endroits.

3) La fissuration du béton du barrage sur les parements tant amont qu'aval peut être incriminée pour les plots 10 à 18 et 24 à 30 dans la zone de la cote 2 060.

4) Quelques fissures horizontales peuvent s'être produites à la cote 1975 environ, à l'amont de la galerie, à travers le parement amont des plots 19 et 21.

5) Dans la galerie en fondation des plots 15 à 26, la fissure qu'on a pu voir à l'angle amont à la jonction entre la calotte et le piedroit ainsi qu'en radier vers l'aval doit être signalée. Une fuite ainsi qu'une fissuration prononcée sont visibles dans les plots 16, 22, 23 et 26.

6) La fissuration qu'on peut voir sur les piedroits tant amont qu'aval de la galerie d'exploitation dans les plots 11 à 21 nécessite une étude. Les galeries n'ont été armées qu'en calotte. Il est difficile, du fait de la concentration des efforts, d'affirmer que les fissures n'existaient pas déjà avant le tremblement de terre.

##### **5. Dégâts subis par les barrages au cours des tremblements de terre passés au Japon.**

Depuis des temps reculés, l'agriculture s'est développée au Japon grâce à la culture du riz. Pour assurer l'alimentation en eau d'irrigation, on y avait construit de nombreux barrages en terre et, parmi les barrages qui subsistent encore, les plus vieux datent de plus de mille ans. Ces ouvrages ont été construits en se basant sur une expérience acquise pendant tout ce temps. La plus grande partie de ces barrages, ayant près de 50 m de hauteur et même plus, ainsi que d'autres barrages servant à d'autres buts, ont été réalisés

1923, the number of high dams (50 metres and over) in existence was small. Since then, Japan has been affected by several severe earthquakes. Investigations on dynamical behavior of dams during these earthquakes were important factors in researches on earthquake resistant features in the design of dams.

dans les quarante dernières années. Il n'existait toutefois, au moment du tremblement de terre de Kanto, qui s'est produit le 1<sup>er</sup> septembre 1923, qu'un petit nombre de barrages ayant cette hauteur. Depuis cette date, le Japon a eu à souffrir de plusieurs tremblements de terre sévères. Les recherches portant sur le comportement dynamique des barrages durant ces séismes ont constitué d'importants facteurs utilisables dans les études des dispositions à prendre au stade du projet pour que ces ouvrages résistent aux tremblements de terre.

*Notes* : Scale of intensity established by the Japan Meteorological Agency is as follows :

- 0. Felt on a seismograph but not by human beings.
- I. Felt when standing still or by a person extremely sensitive to earthquakes.
- II. Generally felt by everyone. Slight shaking of windows and door.
- III. Buildings shake, windows and doors rattle, hanging objects such as electric lights sway, and ripple on the surface of water in a vessel is noticed.
- IV. Strong movement of buildings. Unstable objects fall and water spills from a vessel 4/5 filled.
- V. Walls crack, grave stones and rock lanterns topple. Damages to brick chimneys and mud-plastered storehouses.
- VI. Approximately 30 % of wooden buildings is destroyed. Sliding of mountain and cliff sides are numerous. Fissures appear on level ground
- VII. Over 30 % of wooden buildings is destroyed.

*Remarques* : L'échelle d'intensité établie par le Service Météorologique du Japon est la suivante :

- 0. Le séisme est « senti » par un sismographe et non par des êtres humains.
- I. Il est senti quand on se tient tranquillement debout ou par une personne extrêmement sensible aux tremblements de terre.
- II. Il est senti d'une façon générale par n'importe qui. De légères secousses aux fenêtres ou aux portes se produisent.
- III. Les immeubles sont secoués; les portes et fenêtres font entendre des bruits secs; les objets suspendus, tels que les lampes électriques, se mettent à se balancer et l'on peut remarquer que la surface de l'eau des récipients se ride.
- IV. De sérieux mouvements d'immeubles se produisent. Les objets instables tombent et l'eau d'un récipient plein aux quatre cinquièmes se déverse.
- V. Les murs se fissurent; importante chute de pierres ou rochers en clé de voûte. Des dégâts se produisent aux cheminées en briques et aux magasins en torchis.
- VI. Environ 30 % des maisons en bois sont détruites. Nombreux sont les glissements de versants montagneux et de falaises. Des fissures apparaissent sur la surface du sol.
- VII. Plus de 30 % des maisons en bois sont détruites.



Studies revealed that among those dams constructed in the era before modern construction techniques were developed, earth dams were damaged by earthquakes of an intensity of over IV. The damages experienced were cracking, sliding of slopes and collapsing. It appeared that most of the cracks developed in the direction of the dam axis, and some leakage was believed to have occurred. It should be pointed out that the stability of an earth dam is greatly influenced by the properties and moisture content of embankment materials and the construction method employed.

As for concrete gravity dams constructed in the same era, the maximum earthquake intensity experience was within the scale of VI, and no serious damage occurred. However, there have been a few cases in which small cracks developed at the base of overflow gate piers, by earthquakes of intensity VI.

Modern design and construction techniques for dams have developed from around 1955 and many modern high dams such as arch, hollow gravity and rock-fill structures have been constructed. A number of these modern high dams were subjected to earthquakes of an intensity of about IV in the Kitamino Earthquakes of 1961 and the Niigata Earthquakes of 1964, but they were safe and stable.

The comparatively heavy damages to dams caused by the 1923 Kanto Earthquakes and the 1946 Nankai Earthquakes are mentioned below.

1) *Damages to dams due to the Kanto Earthquakes of 1923.*

Table 8 gives a list of high dams which were damaged by the Kanto Earthquakes. The location of the dams are shown in Fig. 17.

Pour en revenir aux barrages en terre, des études ont montré que, parmi ceux qui ont été construits à l'époque qui a précédé celle où les techniques actuelles de construction ont fait des progrès, les dégâts se produisaient lors des tremblements de terre dont l'échelle d'intensité était de plus de IV. Les dégâts relevés étaient des fissures, des glissements et des effondrements. On croit savoir que la plupart des fissures se sont développées dans la direction de l'axe des barrages et que quelques fuites se sont produites sous une telle intensité. Il faut remarquer que la stabilité d'un barrage en terre est fortement influencée par les propriétés et la teneur en eau des matériaux mis en remblai ainsi que par la méthode de construction utilisée.

Quand aux barrages-poids en béton construits à la même époque, ils ont subi des intensités maximales de VI, et aucun dégât ne s'est produit. Toutefois, il y a eu quelques cas où une légère fissuration s'est produite à la base des piles des vannes de déversement, à la suite de tremblements de terre de cette intensité.

Les techniques modernes de projet et de construction des barrages ont progressé à partir de 1955 environ et de nombreux barrages de grande hauteur, tels que des voûtes, des barrages-poids évidés et des ouvrages en enrochements ont été construits. Un certain nombre de ces barrages de grande hauteur ont eu à subir des tremblements de terre dont l'échelle d'intensité approchait IV, notamment lors des séismes de Kitamino, en 1961, et de Niigata, en 1964, mais ils sont restés sûrs et stables.

On mentionne ci-après les dégâts relativement sérieux observés dans des barrages à la suite des tremblements de terre de Kanto, en 1923 et de Nankai, en 1946.

1) *Dégâts causés aux barrages par les tremblements de terre de Kanto, en 1923.*

Le tableau 8 donne la liste des barrages de grande hauteur ayant subi des dégâts du fait de ces séismes. La situation de ces ouvrages est donnée sur la figure 17. On n'y a pas

TABLE 8. — SURVEY OF DAMAGES TO HIGH DAMS DUE TO KANTO EARTHQUAKES OF 1923.

name of dam	location	type of dam	height (m)	crest length (m)	width of crest (m)	width of base (m)	volume content (m <sup>3</sup> )	year of completion	earthquake intensity scale	depth of water at moment of earthquake (m)	dam foundation	purpose	damages
Ono	Yamanashi Prefecture	TE	49.1	309.0	7.24	203.0	43,000 75,000	1914	6	34.24	right bank-paleozoic formation left bank-alluvium	power water supply	cracks and settlement of structures on crest partially destroyed
Murayama - upper	Tokyo	TE	24.0	320.0	6.36	129.0	329,000	1926	6	10.0	blue loam	water supply	cracks and settlement of structures on crest partially destroyed
Murayama - lower	Tokyo	TE	30.3	590.0	7.27	148.0	(1923) 600,000 (to 1,404,000)	1926	6	8.0	blue loam	water supply	cracks

Note: TE — earth dam

TABLEAU 8. — RELEVÉ DES DÉGÂTS CAUSÉS A DE GRANDS BARRAGES PAR LES SÉISMES DE KANTO EN 1923.

nom du barrage	situation	type du barrage	hauteur (m)	longueur en crête (m)	largeur en crête (m)	largeur à la base (m)	volumen du barrage (m <sup>3</sup> )	année d'achèvement	intensité du séisme	profondeur d'eau dans le réservoir au moment du séisme (m)	nature de la fondation	destination	dégâts
Ono	Yamanashi Prefecture	TE	49,1	309,0	7,24	203,0	43000 75000	1914	6	34,24	(R.D.: formation paléozoïque P.A.G.: alluvions)	énergie alimentation en eau	fissures et tassement tassement et structures de crête partiellement détruites
Murayama supérieur	Tokyo	TE	24,0	320,0	6,36	129,0	329 000	1923	6	10,0	argile bleue	alimentation en eau	fissures
Murayama inférieur	Tokyo	TE	30,3	590,0	7,27	148,0	(1923) 600 000 (terminé) 1 404 000	1926	6	8,0	argile bleue	alimentation en eau	fissures

Note: TE: digue en terre

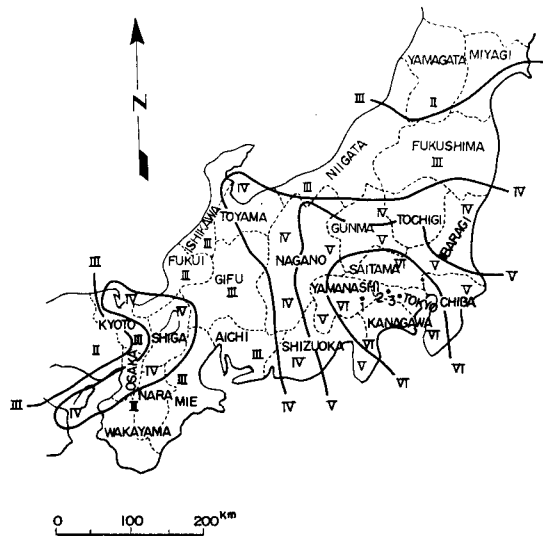


Fig. 17. — Distribution of seismic intensity of Kanto earthquakes.  
*Distribution de l'intensité sismique des tremblements de terre de Kanto.*  
 1. Ono dam (fig. 2), Barrage d'Ono (fig. 2). — 2. Murayama-Upper dam (fig. 3), Barrage de Murayama-Supérieur (fig. 3). — 3. Murayama-Lower dam (fig. 4), Barrage de Murayama-Inférieur (fig. 4). — II... VI. JMA seismic intensity scale, Échelle d'intensité sismique JMA

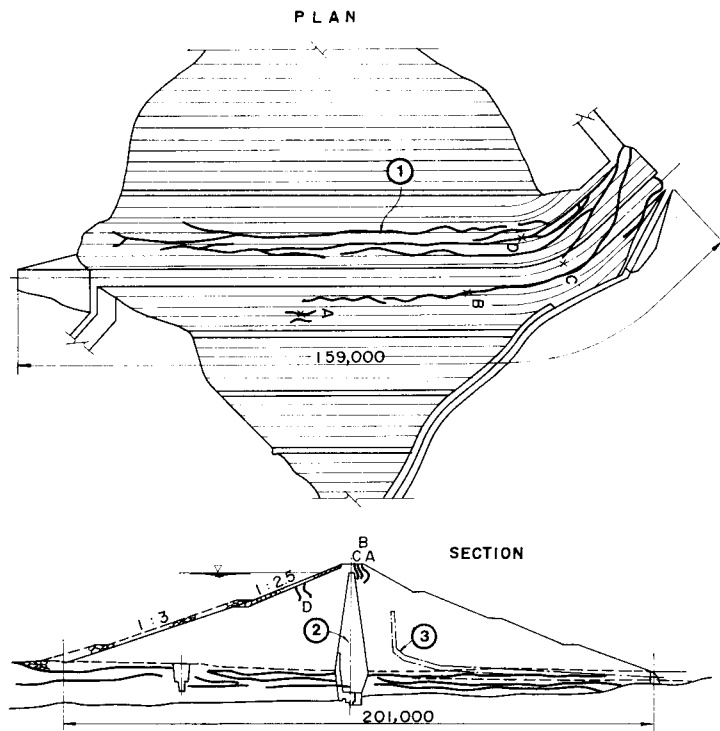


Fig. 18. — Ono dam.  
 Barrage d'Ono.  
 1. Crack (Location of cracks are indicated by letters A, B, C, D), Fissure (L'emplacement des fissures est indiqué par les lettres A, B, C, D). — 2. Core, Noyau. — 3. French drain, Drain.

Minor damage, such as cracks in the concrete piers, is not included.

A description of the dams that were damaged is given below :

A. *Ono Dam* (Fig. 18).

The Ono Dam which is located on a tributary of the Sagami River in the Chubu Region is an earth dam with an impervious center core.

The height of the dam is 37.3 m above foundation and 49.1 m from the base of the cut-off wall. The center core is of concrete and soil concrete. The dam body is of earth material which was placed in lifts and compacted. The dam was completed in 1914 and nine years later it was hit by the Kanto Earthquakes.

The dam axis runs generally in the direction of N 21° E. The left abutment curves towards upstream. The geology of the right bank is palaeozoic strata and the left bank is alluvium. The major part of the dam rests on bedrock.

From observations of toppled stone monuments in the locality of the dam, it was estimated that the earthquake intensity was about 330 gal or intensity VI. Settlement of about 3 cm took place in the center of the dam crest and about 25 cm at the curved section of the left abutment. A crack almost 20 cm wide, 6 m deep and 40 m long appeared on the crest near the left bank. On the upstream slope several cracks appeared running parallel to the dam axis, but the cracks were in the surface and did not extend into the dam body. Several cracks appeared also on the downstream slope at an interval of about 10 m from the crest. The crack nearest to the crest was about 10 cm wide and 60 m long. In addition, a crack about 10 cm wide, 11 m deep and 30 m long and also, numerous small cracks in the vicinity of the drain duct in

inclu les dégâts mineurs, tels les fissures des piles en béton.

On décrit ci-après ceux des barrages qui ont souffert :

A. *Barrage d'Ono* (fig. 18).

Le barrage d'Ono est implanté sur l'affluent du cours d'eau Sagami dans la région de Chubu; il s'agit d'un remblai en terre à noyau étanche central.

La hauteur de l'ouvrage est de 37,3 m au dessus de la fondation et de 49,1 m depuis la base du mur parafouille. Le noyau placé au centre est constitué de béton et de sol-béton. Le corps du barrage est en terre, mise en place et compactée par couches successives. Le barrage a été entièrement achevé en 1914 et, neuf ans après, il fut secoué par les tremblements de terre de Kanto.

D'une façon générale, l'axe de barrage est en direction N 21° E. Son aile rive gauche s'incurve vers l'amont. La géologie de sa rive droite se traduit par des stratifications paléozoïques, alors qu'il s'agit d'alluvions en rive gauche. La plus grande partie de l'ouvrage est fondée sur du rocher.

A partir d'observations des monuments en pierre qui se sont écroulés dans la région du barrage, on a pu estimer que l'intensité du séisme avait été d'environ 330 gal ou de VI à l'échelle d'intensité. Il se produisit un tassement d'environ 3 cm au centre du couronnement du barrage et de près de 25 cm sur la section courbe de l'aile rive gauche. Une fissure de presque 20 cm de largeur, 6 m de profondeur et 40 m de longueur apparut sur le couronnement, près de l'appui en rive gauche. Sur le talus amont, de sérieuses fissures apparurent, courant parallèlement à l'axe de l'ouvrage, mais ces fissures étaient superficielles et ne s'étendaient pas dans le corps du barrage. Plusieurs fissures apparurent aussi sur le talus aval, à une distance d'environ 10 m du couronnement. La fissure située le plus près du couronnement avait environ 10 cm de largeur et 60 m de longueur. En outre, on a pu remarquer une autre fissure, ayant 10 cm de largeur, 11 m de profondeur et 30 m de longueur ainsi que de nombreuses fissures de moindre

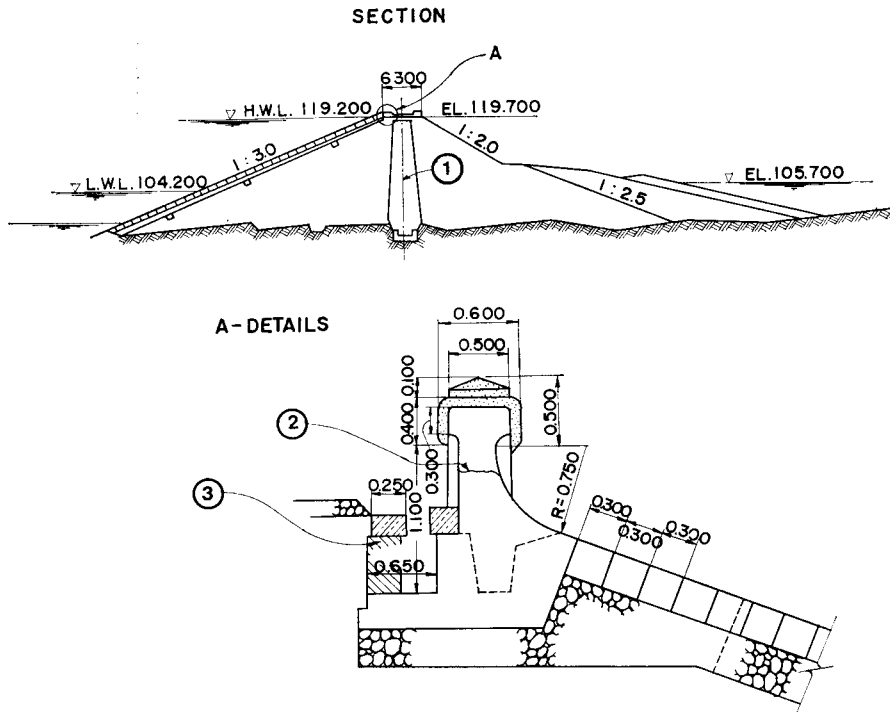


Fig. 19. — Murayama-Upper dam.  
Barrage de Murayama-Supérieur.  
1. Core, Noyau. — 2. Crack, Fissure. — 3. Overturn, Basculement.

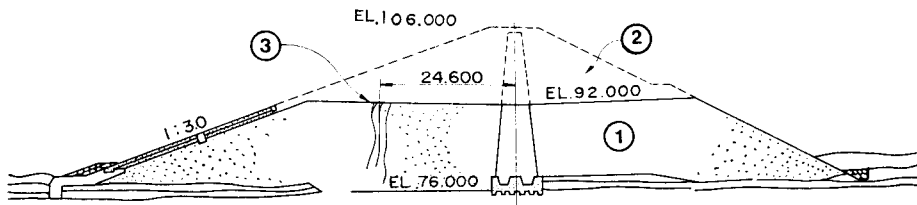


Fig. 20. — Murayama-Lower dam.  
Barrage de Murayama-Inférieur.  
1. Condition of dam at time of Kanto earthquake, *État du barrage au moment du séisme, de Kanto.* — 2. Uncompleted section of dam at time of Kanto earthquake, *Profil du barrage non terminé, au moment du séisme de Kanto.* — 3. Crack, Fissure.

the berm were observed. Swelling on the slope about 18 m below the crest was noticed.

#### B. *Murayama-upper Dam* (Fig. 19).

Murayama-upper Dam is located on a tributary of the Tama River in the Kanto Region. This is an earth dam 24 m high with a center core. The direction of the dam axis is N 10° E. This dam was completed in June 1923 only shortly before the Kanto Earthquakes. The geology of the dam site is loam formation of the Tertiary Period.

The core puddle is a blend of clay and sand mixed to a ratio of 2 : 1. The material was placed in layers of about 9 cm in thickness and compacted with rollers to 6 cm. In the other sections of the dam, earth was placed in layers of about 15 cm in thickness and compacted to about 9 cm. In the upstream slope of the dam, a layer of gravel 30 cm in thickness was laid on which concrete blocks 30 to 45 cm thick and 1.8 m square were placed. The void between the concrete blocks was filled with clay. The earthquake intensity in this district was estimated at scale VI. The reservoir water surface was 7.58 m below the full water level at the time of the earthquakes. Damage caused by the earthquake was the movement of the concrete block facing from its original position by approximately 6 cm, the destruction of a drain duct and parapet wall erected on the dam crest. Settlement of about 18 cm was observed near the center of the crest. On the downstream slope, settlement of about 1.2 m was observed near the center and a crack about 12 cm wide and 110 m long appeared in the downstream slope protection. Settlement of about 1.2 m was observed around the center of the drain ducts in the berm and in the downstream foot of the dam. Alignment of a berm of the dam deflected slightly.

importance au voisinage de la conduite de vidange enterrée dans la banquette. On notait encore un gonflement du talus, à environ 18 m plus bas que le couronnement.

#### B. *Barrage supérieur de Murayama* (fig. 19).

Le barrage supérieur de Murayama est implanté sur l'affluent du cours d'eau Tama, dans la région de Kanto. Il s'agit d'un barrage en terre de 24 m de hauteur, ayant un noyau central. La direction de son axe est N 10° E. Cet ouvrage a été entièrement achevé en juin 1923, très peu de temps seulement avant que survienne le tremblement de terre de Kanto. La géologie du site du barrage est une formation glaiseuse de l'ère tertiaire.

Le noyau corroyé est constitué d'un mélange d'argile et de sable, dans le rapport deux pour un. Ce matériel a été mis en place par couches d'environ 9 cm d'épaisseur et tassé par compactage jusqu'à 6. Dans les autres parties de l'ouvrage, la terre a été répandue en couches d'environ 15 cm d'épaisseur et compactée, jusqu'à une épaisseur approximative de 9 cm. Une couche de 30 cm d'épaisseur de gravier a été répandue sur le talus amont, sur laquelle on est venu poser des dalles en béton carrées (1,8 × 1,8 m) de 30 à 45 cm d'épaisseur. Les vides entre dalles ont été remplis d'argile. On a estimé que l'intensité du tremblement de terre dans cette région avait été de VI. Le plan d'eau de la retenue se trouvait alors à 7,58 m sous le niveau à retenue pleine. Les dégâts causés par le séisme se composaient de déplacements des dalles de béton amont d'environ 6 cm par rapport à leur position d'origine, de la destruction de la conduite de vidange et du mur-parapet érigé sur le couronnement du barrage. Un tassement d'environ 18 cm fut noté au voisinage du centre du couronnement. Sur le talus aval, ce tassement était de 120 cm au centre, et, de plus, on remarqua une fissure d'environ 12 cm de largeur et 110 m de longueur dans la couche de protection du talus aval. Un tassement identique (1,2 m) se produisit vers le centre de la conduite de vidange enterrée dans la risberme ainsi qu'au pied aval du barrage. L'alignement de l'une des banquettes prit une flèche peu

However, no crack appeared in the slopes of the dam.

C. *Murayama-lower Dam* (Fig. 20).

Murayama-lower Dam is located near Murayama-upper Dam. The construction method applied to Murayama-upper Dam was followed at this dam. At the time of the Kanto Earthquakes, the dam was under construction. Its height had reached 16.2 metres of its total of 30.3 metres. Three cracks parallel to the dam axis appeared approximately 25 m upstream of the dam center. One of these cracks was about 2.4 cm wide, 10 m deep and 68 m long. It was recognized that the foundation where this crack appeared was the weakest zone.

2) *Damages to dams caused by the Nankai Earthquakes.*

There were 7 instances in which high dams were damaged by the Nankai Earthquakes of December 21, 1946. All of those dams were for irrigation purpose and aside from the Honen-ike Dam in Kagawa Prefecture, which is a multiple arch concrete dam, the rest are earth dams. Of the dams damaged by that earthquake, descriptions of the Otani-ike and Honen-ike Dam are given.

A. *Otani-ike Dam* (Fig. 21).

Otani-ike Dam located in Otani, Shikoku Region, is an earth dam with an impervious center core. This dam is 27 m high, 8 m wide at the crest, 116.4 m wide at the base, the slope gradient is : upstream 1 : 4 and downstream 1 : 3, and the total embankment volume is 168,800 m<sup>3</sup>. This dam was completed in 1920 and 26 years had lapsed when it was struck by the earthquake. The foundation of the dam is sandstone, the direction of the dam axis in N 85° E and the depth of the water in the reservoir at the time of the earthquake was 16 m.

The earthquake caused a crack on the crest approximately 84 m long and running

prononcée. Toutefois, aucune fissure n'apparut sur les talus de l'ouvrage.

C. *Barrage inférieur de Murayama* (fig. 20).

Cet ouvrage est implanté au voisinage du barrage supérieur du même nom. La méthode de construction qui avait été employée sur ce dernier a été reconduite pour le barrage inférieur. Au moment du tremblement de terre de Kanto, le barrage était en cours de réalisation et sa hauteur avait atteint 16,2 m sur les 30,3 m totaux. Trois fissures parallèles à l'axe du remblai apparurent à environ 25 m à l'amont du centre du barrage. L'une d'entre elles avait près de 24 mm de largeur, 10 m de profondeur et 68 m de longueur. On a trouvé, par une reconnaissance, que la fondation où cette fissure apparut était la plus mauvaise zone.

2) *Dégâts causés à des barrages par le tremblement de terre de Nankai.*

Il y eut sept barrages de grande hauteur qui eurent à souffrir du tremblement de terre de Nankai, le 21 décembre 1946. L'ensemble de ces barrages avaient pour objet l'irrigation et, à part celui de Honen-ike situé dans la région préfectorale de Kagawa, tous étaient des barrages en terre. On donne ci-après, parmi les barrages ayant subi des dégâts, la description de ceux d'Otani-ike et de Honen-ike.

A. *Barrage d'Otani-ike* (fig. 21).

Ce barrage, implanté en Okani dans la région de Shikoku, est un remblai en terre à noyau étanche central. Ses dimensions sont les suivantes : hauteur de 27 m, largeur en crête de 8 m, largeur à la base de 116,4 m, pentes de ses talus : un pour quatre à l'amont et un pour trois à l'aval et le volume total du remblai est de 168 800 m<sup>3</sup>. Ce barrage fut achevé en 1920 et vingt-cinq ans s'étaient écoulés quand il fut secoué par le tremblement de terre. La fondation du barrage est du grès; la direction de son axe est N 85° E et la hauteur d'eau de la retenue au moment du tremblement de terre était de 16 m.

Le séisme provoqua une fissure au couronnement, ayant approximativement 84 m

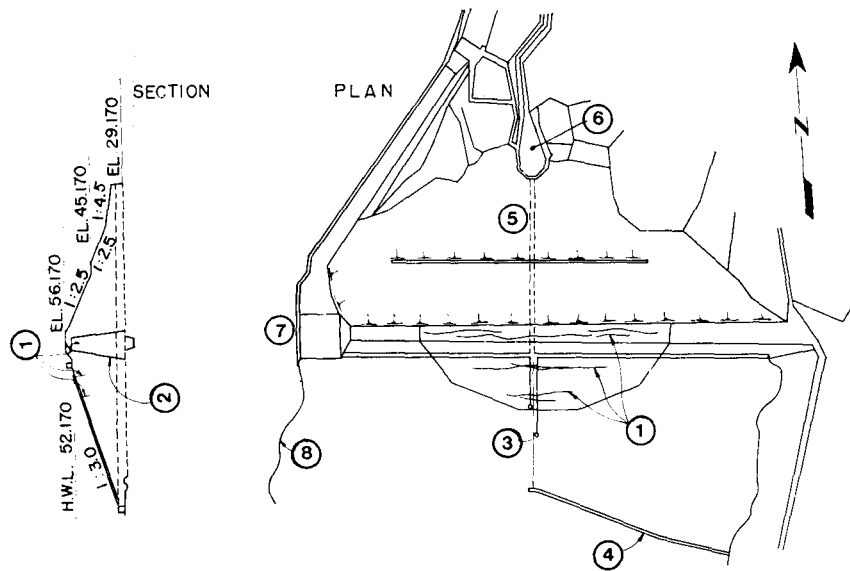


Fig. 21. — Otani-ike dam.  
Barrage d'Otani-ike.

1. Crack, Fissure. — 2. Center core, Noyau central. — 3. Destroyed intake tower, Tour de prise d'eau détruite. — 4. Intake tower built after the earthquake, Tour de prise d'eau construite après le séisme. — 5. Conduit, Conduite. — 6. Canal, Canal. — 7. Spillway, Évacuateur de crues. — 8. Shore line at normal water level, Niveau de retenue normale.

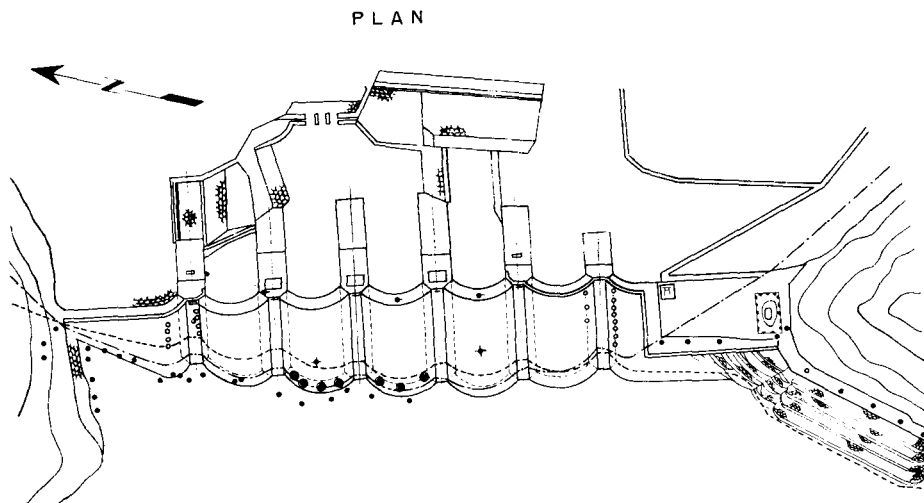


Fig. 22. — Honen-ike dam, damages repaired by grouting.  
Barrage de Honen-ike-réparation des dégâts par injection.

⊙ Grout hole : in foundation on downstream of dam, Trous d'injection, dans la fondation, à l'aval du barrage. — ● Grout hole : in foundation on upstream of dam, Trous d'injection, dans la fondation, à l'amont du barrage. — ◐ Grout hole : in dambody, Trous d'injection, dans le corps du barrage.



parallel to the dam axis. In addition, other cracks running parallel to the dam axis appeared on the upstream slope at distances of 12 m and 22 m from the upstream end of the crest and their respective length were about 60 m and 24 m. The culverts in the base of the dam and in the left abutment were damaged. In repairing the dam earth was compacted where the cracks occurred and cement was grouted from the culvert.

#### B. Honen-ike Dam (Fig. 22).

The Honen-ike Dam is located in Shikoku Region. The dam suffered minor damage due to the Nankai Earthquakes of 1946. The dam is 30 m high and the length at the crest is 145 m of which the center part of 87 m is a multiple arch structure adjoined to concrete gravity structures on both ends. Each arch section has a span of 14.4 m.

The earthquake caused a crack in the multiple arch section near the joint at the buttress and leakage of water was observed. Leakage occurred also in the left abutment where the foundation rock was weak. The damages were remedied by means of cement grouting.

#### 6. Damage caused to small earthfill dams for irrigation in Aomori Prefecture by Tokachi Offshore Earthquake (prepared by M. Moriya).

This paper is included in the reference "Lessons from Dam Incidents" by the Committee on Failure and Accidents to Large Dams. Therefore, only an abstract is included here.

##### Abstract :

The Tokachi Offshore Earthquake occurred in May 1968 and was of a magnitude of  $M = 7.8$  at the epicenter. 93 earth dams were damaged, 85 of which were less than 10 m high and 8 more than 10 m. Most of them were constructed before around 1920

de longueur et courant parallèlement à l'axe de l'ouvrage. De plus, d'autres fissures ayant cette direction apparurent sur le talus amont, à des distances de 12 et 22 m de la limite amont du couronnement; leurs longueurs étaient respectivement égales à environ 60 et 24 m. Les conduites enterrées à la base du barrage et en rive gauche ont subi des dégâts. Lors de la remise en état du barrage, le matériau fut recompacté là où les fissures s'étaient produites et l'on injecta du ciment à partir des conduites.

#### B. Barrage d'Honen-ike (fig. 22).

Le barrage de Honen-ike est situé dans la région de Shikoku. L'ouvrage ne subit que des dégâts mineurs du fait du tremblement de terre de Nankai, en 1946. Le barrage a une hauteur de 30 m et son développement en crête est de 145 m, dont les 87 m dans la partie centrale sont constitués de voûtes multiples entre deux culées-poids en béton, la portée de chaque voûte étant de 14,4 m.

Le tremblement de terre provoqua la fissuration de la partie à voûtes multiples, près du joint avec les contreforts, et des fuites d'eau s'y produisirent. Il y eut aussi des fuites sur la culée en rive gauche, où la fondation était constituée de rocher de mauvaise qualité. Les dégâts furent réparés par des injections de ciment.

#### 6. Dégâts causés à de petits barrages d'irrigation, en terre, dans la Préfecture d'Aomori, par le tremblement de terre sous-marin de Tokachi (rédigé par M. Moriya).

Le titre de ce rapport fait partie des références de « Leçons tirées des accidents de barrages » du Comité des Ruptures et Accidents de barrages. De ce fait, on ne présente ici qu'un résumé de ce rapport.

##### Résumé :

Le tremblement de terre sous-marin de Tokachi s'est produit en mai 1968 avec une magnitude  $M = 7,8$  à l'épicentre. 93 barrages en terre furent endommagés, 85 d'entre eux avaient moins de 10 m de haut et 8 plus de 10 m. La plupart ont été construits avant

by technical standards of those days. No failure or accident happened to large dams which were designed and constructed by modern up-to-date engineering practice.

### 3. METHOD OF MEASUREMENT IN SEISMOLOGY AND THE CHOICE OF SEISMOGRAPH

Recently several destructive earthquakes developed in Mexico, Chile, Agadir, Iran, Skopje, Alaska, Turkey, Niigata, etc., but in few of them records of the earthquake motion on the foundation on which the structures were built are available. Since a knowledge of the behaviour of structures to earthquake motions is essential, it is necessary to install instruments for recording them.

Strong motions at the dams were rarely recorded, except for the San Fernando Earthquake in 1971 when the seismographs recorded about 500 gal at the ridge near the Pacoima dam. Strong motion records have also been obtained inside Koyna Dam (India) since 1967 with recorded acceleration values having a maximum of 597 gal during the 11 December, 1967 earthquake. However, these records were not numerous enough to clearly show the dynamic behaviour of the dams. At dams in Japan, in which seismographs are usually installed, the obtained records are only as large as 200 gal and none of them were destructive strong motions.

The two following methods are applicable to the earthquake motion measurements to suffice the dam engineering requirements :

1) Take continuous measurements in order to obtain the seismic coefficient for the areas considered by setting up a nation-wide or local network of strong motion accelerographs covering such areas.

2) Provide seismographs, peak acceleration meters, hydrodynamic piezometers,

1920 avec les techniques de l'époque. Il n'y eut aucune rupture ou accident sur les grands barrages qui avaient été calculés et construits en appliquant les procédés techniques modernes.

### 3. MÉTHODES DE MESURES SEISMOLOGIQUES ET CHOIX DES SISMOGRAPHES

Récemment, plusieurs tremblements de terre destructifs se sont produits au Mexique, au Chili, à Agadir, en Iran, à Skopje, en Alaska, en Turquie, à Niigata, etc., mais on n'a que peu enregistré les mouvements sismiques aux emplacements des ouvrages. En vue de connaître le comportement des structures soumises à des tremblements de terre il est nécessaire d'installer des instruments pour leurs enregistrements.

De forts mouvements aux emplacements de barrage ont rarement été enregistrés, à l'exception du tremblement de terre de San Fernando, en 1971, où les sismographes ont mesuré environ 500 gal près du barrage de Pacoima. Des enregistrements de fortes secousses ont été aussi obtenus à l'intérieur du barrage de Koyna (Inde) depuis 1967, avec une valeur maximale des accélérations de 597 gal le 11 décembre 1967. Toutefois, ces enregistrements n'étaient pas suffisamment nombreux pour montrer clairement le comportement dynamique des barrages. Sur les barrages japonais généralement équipés de sismographes, les enregistrements n'ont pas dépassé 200 gal et aucun n'a atteint des secousses destructives.

On peut utiliser les deux méthodes suivantes de mesures sismiques pour satisfaire les besoins du projeteur de barrages :

1) Mesurer de façon continue pour déterminer le coefficient sismique dans les zones considérées, en installant un réseau national ou local d'accélérographes à haute intensité, couvrant ces zones.

2) Installer des sismographes, des accéléromètres de pointe, des piezomètres hydro-

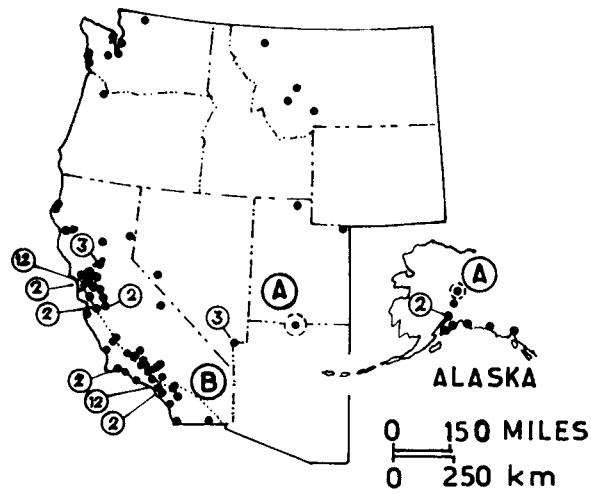


Fig. 23. — Location of Strong-motion Accelerographs in the Western United States, USCGS Network as of June 1966, by T. L. Wiegel, Earthquake Engineering.  
*Situation des accélérographes pour hautes intensités, dans l'ouest des États-Unis.*  
*Réseau USCGS, juin 1966, extrait de « Le génie parasismique », par R. L. Wiegel.*  
 A : 30 mile radius, rayon de 48 km. — B : San Andreas Fault, faille de Saint-André.



Fig. 24. — Location of Strong-motion Accelerograph in Japan, JSMA Network as of September 1966, by K. Kanai et al., Earthquake Engineering.  
*Situation des accélérographes pour hautes intensités, au Japon,*  
*Réseau JSMA, septembre 1966, extrait de « Le génie parasismique », par K. Kanai et autres.*



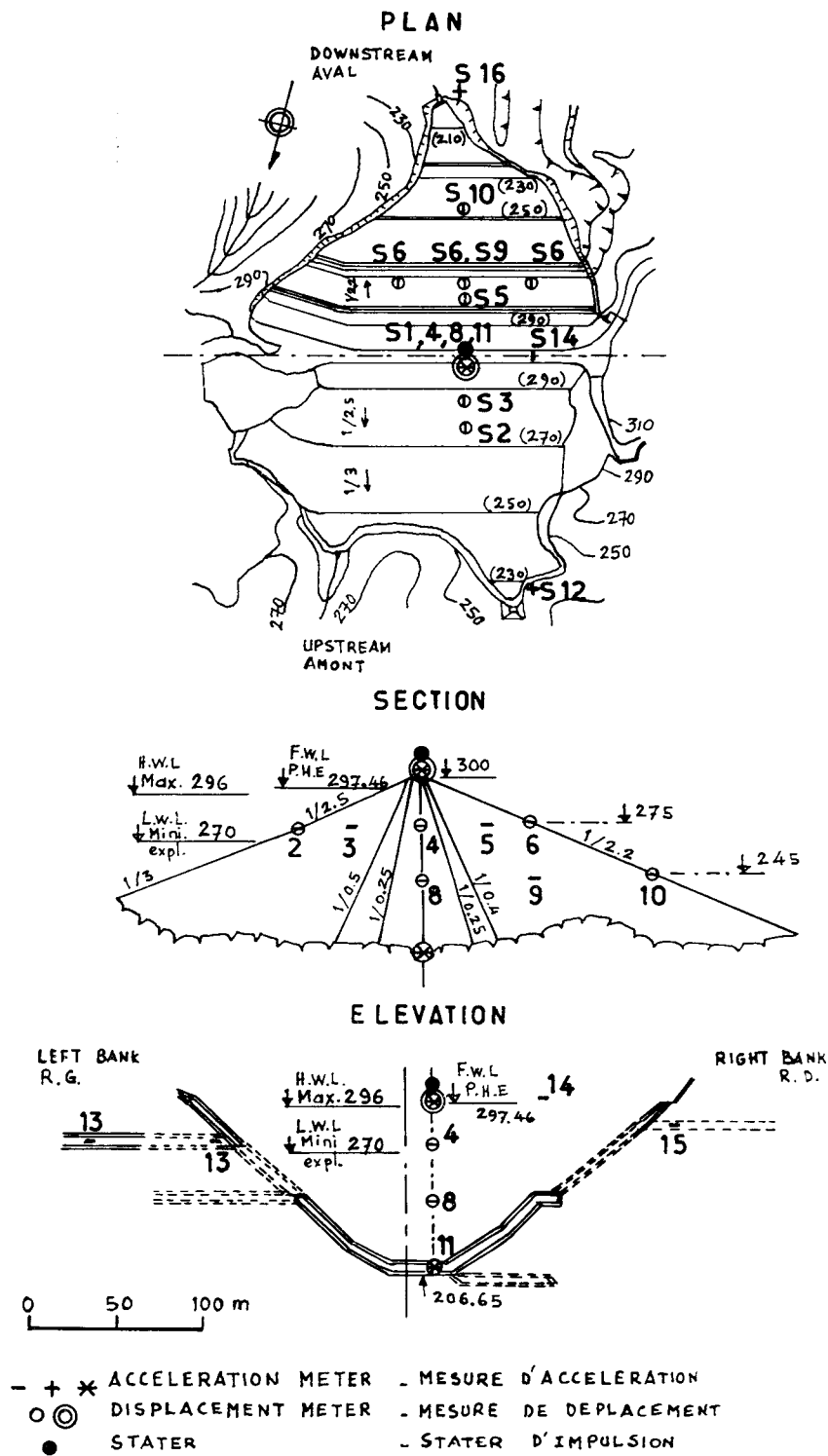


Fig. 26. — Kisenyama Dam Instrumentation by " Earthquake Resistant Design Features of Dams in Japan ", 1973. *Appareils de mesures du barrage de Kisenyama.* Extrait de « Étude de la résistance des barrages aux tremblements de terre au Japon », 1973.

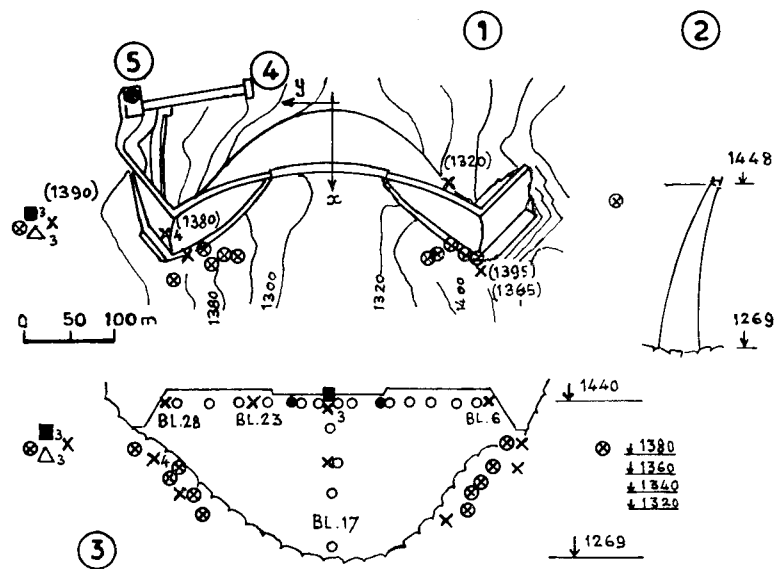


Fig. 27. — Kurobe dam Instrumentation.  
Appareils de mesures du barrage de Kurobe.

1. Plan, *vue en plan*. — 2. Crown section, *profil de clé*. — 3. Developed elevation of downstream face, *élévation aval développée*. — 4. Intake, *prise d'eau*. — 5. Recorder, *enregistreur*. —  $\otimes$  RHR. —  $\Delta_3$  HES (suffix shows number of elements), HES (*l'indice donne le nombre d'éléments*). —  $X_4$  Crieipi (suffix shows number of element), Crieipi (*l'indice donne le nombre d'éléments*). —  $\bullet$  Ishimoto's. —  $\blacksquare$  SMAG. —  $\circ$  Dynamic strainmeter, *extensomètre dynamique*. —  $\bullet$  Dynamic stressmeter, *tensomètre dynamique*.

Transactions of 10th International Congress on Large Dams  
Vol 5 — Montreal 1970.

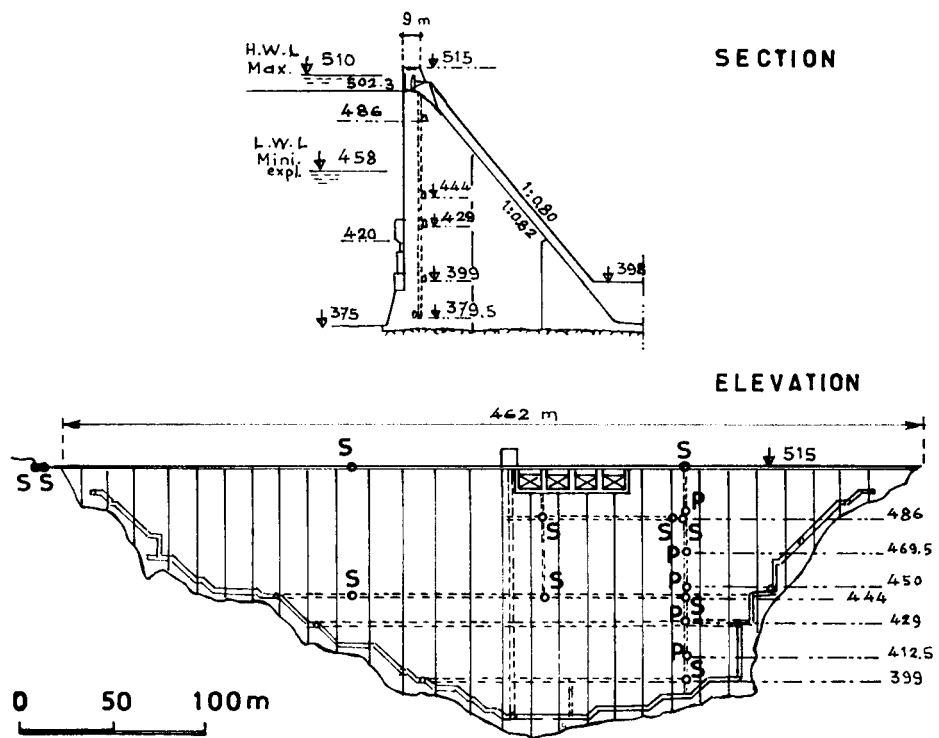


Fig. 28. — Tagokura Dam Instrumentation  
 by " Earthquake Resistant Design Features of Dam in Japan ", 1973.  
*Appareils de mesures du barrage de Tagokura.*  
 Extrait de « Étude de la résistance des barrages aux tremblements de terre au Japon », 1973.  
 S : seismograph (14), sismographe (14). — P : hydrodynamic pressuremeter (5), capteur de  
 pression hydrodynamique (5).

TABLEAU 9.  
*Caractéristiques des appareils de mesures installés au barrage de Kisenyama.*

Objet	Tremblement de terre	
	Accélération	Déplacement
Type.....	Electromagnétique	Electromagnétique
Appareil d'enregistrement.....	Oscillographe	Oscillographe
Composantes.....	22 éléments <i>H</i> (1) 2 éléments <i>V</i> (2)	8 éléments <i>H</i> (1)
Plage de mesure.....	0-600 gal.	0 ± 50 mm
Plage de fréquence.....	0,3-20 Hz (surface) 0,4-20 Hz (souterrain)	0,3-20 Hz (surface) 0,6-20 Hz (souterrain)
Sensibilité.....	23,8 A/gal. (surface) 11,0 A/gal. (souterrain)	0,08 V/kine (surface) 0,08 V/kine (souterrain)
Fabricant.....	Katsuzima, Japon	Katsuzima, Japon
(1) <i>H</i> direction horizontale.		
(2) <i>V</i> direction verticale.		

TABLE 9.  
*Characteristics of Measuring Instruments at Kisenyama Dam.*

Purpose	Earthquake	
	Acceleration	Displacement
Type.....	Electro magnetic	Electro magnetic
Recording system.....	Oscillograph	Oscillograph
Component.....	<i>H</i> 22 elements (1) <i>V</i> 2 elements (2)	<i>H</i> 8 elements (1)
Measuring range.....	0-600 gal.	0 ± 50 mm
Frequency range.....	0.3-20 Hz (surface) 0.4-20 Hz (underground)	0.3-20 Hz (surface) 0.6-20 Hz (underground)
Sensitivity.....	23.8 A/gal. (surface) 11.0 A/gal. (underground)	0.08 V/kine (surface) 0.08 V/kine (underground)
Manufacture.....	Katsuzima, Japan	Katsuzima, Japan
(1) <i>H</i> horizontal direction.		
(2) <i>V</i> vertical direction.		



TABLE 10.  
*Characteristics of Measuring Instruments at Kurobe Dam.*

Purpose	For micro shocks and earthquakes		For earthquakes				
	RHR	HES	Criepi type	Ishimoto's	SMAC	Dynamic Strainmeter	Dynamic Strainmeter
Name of instruments.....							
Type.....	Velocity (electro-magnetic)	Displacement (electro-magnetic)	Acceleration velocity displacement (electro-magnetic)	Acceleration (mechanical)	Acceleration (mechanical)	Electrical resistant wire strain	Electrical resistant wire strain
Recording system.....	Magnetic tape	Photographic films	Photographic paper	Soot paper	Stylus paper	Photographic paper	Photographic paper
Component.....	V 12 elements	H 2, V 1 elements	H 10, V 2 elements	H 2, V 1 elements	H 2, V 1 elements	H 16, V 2 elements	H 2 elements
Measuring range.....	$10^{-4} \sim 2 \times 10^{-3}$ kine	0.02 ~ 1.0 $\mu$	1 ~ 80 gal.	2 ~ 120 gal.	10 ~ 500 gal.	$\pm 600 \times 10^{-6}$	0 ~ 120 kg/cm <sup>2</sup> compression
Frequency range.....	5 ~ 300 Hz	0.1 ~ 10 Hz	1 ~ 30 Hz	0.1 ~ 30 Hz	0 ~ 20 Hz	0 ~ 300 Hz	0 ~ 300 Hz
Sensitivity.....	$1 \times 10^{-3}$ kine/cm	0.2 $\mu$ /cm	0.25 gal./cm	25 gal./cm	12.5 gal./mm	$4 \times 10^{-6}$	0.8 kg/cm <sup>2</sup>
Manufacturer.....	Hall sears, U.S.A. Shiroyama, electronics Japan	Akashi, Japan	Katuzima, Japan	Hosaka, Japan	Akashi, Japan	Kyowa, Japan	Kyowa, Japan
V : Vertical direction.	H : horizontal direction.						

Characteristics Caractéristiques	ISHIMOTO'S		HOSAKA			AKASHI						KATSUJIMA		KINEMATRICS	RACAL								
	IAS 3		MTD	MTD	MTDHU 2 C	SMAC						AJE	HES	PK 110	PMK 110	PK 130	SMA - 1	Willmore MK3					
	H	V	H 5 S	V 5 S		B	B 2	E	E 2	Q	M	M 2	Acceleration or displacement Accélération ou déplacement	Displacement Déplacement	H	V	H	H	V	Acceleration Accélération	Acceleration Accélération		
Period (s) Période (s)	0.1 0,1	0.08 0,08	5	5	2	0.1 0,1	0.14 0,14	0.05 0,05	0.05 0,05	0.03 0,03	0.03 0,03	0.03 0,03	0.1 0,1	1.0 1,0	1.0 1,0	1.0 1,0	0.3 0,3	0.3 0,3	0.04 0,04				
Sensitivity Sensibilité	About 2 gal./mm Env. 2 gal./mm	About 4 gal./mm Env. 4 gal./mm	8 V cm/s			25 gal./mm 25 gal./mm	12.5 gal./mm 12,5 gal./mm	200 gal./mm 200 gal./mm	100 gal./mm 100 gal./mm	200 gal./mm 200 gal./mm	0.03 V/gal. 0,03 V/gal.			0.2 cm 0,2 cm	0.27 or 3.5 V/kine 0,27 ou 3,5 V/kine		1.5 kine 15 kine	15 A/gal. 15 A/gal.	15 A/gal. 15 A/gal.	1.9,3,8, or 7.8 cm/gal. 1,9,3,8, ou 7,8 cm/gal.	4 volt/cm/s 4 volt/cm/s		
Recording range Plage d'enregistrement						10-1 000 gal.	6-500 gal.	10-1 000 gal.	5-500 gal.	5-1 000 gal.	2-1 000 gal.	2-500 gal.	1 000 gal./100 mm.	0.02-1.0 0,02-1,0			± 2 mm	200 gal.	200 gal.	1 gal.			
Damping critical (%) Amortissement critique (%)								60	60						64	64		110	110	60			
Damping mechanism Amortisseur								Air piston Piston à air	Air piston Piston à air					Electro-magnetic Électro-magnétique	Electro-magnetic Électromagnétique		Electro-magnetic Électromagnétique		Electro-magnetic Électro-magnétique				
Recording speed (cm/s) Vitesse d'enregistrement (cm/s)	0.1 0,1	0.1 0,1				1	1	0.25 0,25	0.5 0,5	0.5 0,5	4.75 4,75	4.75 4,75								1		15/640, 15/320, 15/160 (in/s)	
Recording medium Moyen d'enregistrement	Soot paper Papier à noir de fumée					Stylus roll-paper Rouleau de papier pour style		35 mm × 45 m Film		35 mm × 45 m Film	8 s Magnetic tape 8 s Bande magnétique		Photographic paper Papier photo	35 mm × 45 mm Film						70 mm Mylar base film	Magnetic tape Bande magnétique		
Recording drive Entraînement						Spring motor (hand winding) Moteur à ressort (remontage manuel)		DC motor															
Recording duration Durée d'enregistrement						3 mn 3 mn		1.5 mn 1,5 mn	1.5 1,5		1 mn or 3 mn 1 mn ou 3 mn	6 mn 6 mn								25 mn	Max. of 800 h (28 days) Max. 800 h (28 jours)		
Repeat cycles Répétition des cycles																							
Time marking Repérage du temps						1 s 1 s		2 s 2 s	2 s 2 s		100 Hz rectangular wave Onde rectangulaire 100 Hz		2 s 2 s							2 s			
Starter type Type de starter d'impulsion							Vertical pendulum Pendule verticale																
Pendulum period (s) Période du pendule (s)						0.3 0,3		0.3 0,3	0.2 0,2														
Pendulum damping critical (%) Amortissement critique du pendule (%)																							
Damping type Type d'amortissement	Mechanical Mécanique		Electro-magnetic Électromagnétique																				
Starter control Contrôle du starter d'impulsion																							
Overall time delay (s) Retard (s)																							
Power supply Source d'énergie						FM-5 DC 6 V-2		UM-1-DC 12 V 10 dry cells 10 piles sèches	UM-1-DC 12 V 10 dry cells 10 piles sèches	DC ± 12 V DC ± 12 V	DC ± 12 V DC ± 12 V	AC 100 V 50-60 Hz								12 V DC 6 V DC	A standard car type battery 12 V Batt. volt. standard 12 V		
Size (mm)																							
Dimensions (mm)	900 × 700 × 280		89 × 28 × 21	89 × 28 × 47,5	One component : 140 × 300 × 140 1 élément : 140 × 300 × 140 Two component set : 360 × 580 × 200 Groupe de 2 éléments : 360 × 530 × 200	540 × 540 × 370	450 × 450 × 350	400 ∅ × 320	470 × 360 × 160	400 × 320			300 × 190 × 180	280 × 200 × 280	190 × 180 × 160	260 × 220 × 190	260 × 220 × 220			8" × 8" × 14" (203.2 × 203.2 × 355.6)			
Weight (including cover) (kg) Poids (y compris le capot) (kg)	150		12	14	One component 20 1 élément : 20 Two component set : 100 Groupe de 2 éléments : 100	100	80	35	20	25			9.7 9,7	8.0 8,0	5.5 5,5	10.5 10,5	9.5 9,5			25 lbs (11,34 kg)			
Manufacturer or supplier Fabricant ou fournisseur	Hosaka Shindo Keiki Meg. Co. Ltd., Japan					Akashi Seisakusho Ltd., Japan						Katsujima Manufactory Co. Ltd., Japan						Kinometrics, U.S.A.	Racal-Thermio- nic Ltd England				

TABLE 11.  
Representative seismographs in several countries.  
Types de seismographes dans diverses régions.

TABLEAU 12. CARACTÉRISTIQUES D'ACCÉLÉROGRAPHES COURANTS A GRANDS MOUVEMENTS, 1968\*  
TABLE 12. CHARACTERISTICS OF CURRENT STRONG-MOTION ACCELEROGRAPHS, 1968\*

Caractéristiques Characteristic	USCGS Standard	Akashi SMAC B/B 2	Teledyne AR-240	Teledyne RFT-250	Teledyne RMT-280	New Zealand MO 2	USSR UAR
Période Period	0.043-0.085	0.10-0.14	0.055-0.065	0.05	0.05	0.03	0.05
Sensibilité Sensitivity (mm/0.1 g)	5.5-19.7	4.0-6.5	5.0-7.5	1.9	± 200 cps FM déviaton ± 1 g	1.5 horizontal 2.2 vertical	1.6
Champ d'enregistrement Recording range (g's)	0.01-1.0	0.01-1.0 0.006-0.5	0.01-1.0	0.01-1.0	0.01-1.0	0.01-1.0	0.025-1.0
Amortissement % critique Damping % critical	60	100	55-65	60	60	60	70
Mécanisme d'amortissement Damping mechanism	Magnétique Magnetic	Piston à air Air Piston	Electro- magnétique Electro- magnetic	Électro- magnétique Electro- magnetic	Électro- magnétique Electro- magnetic	Palette à huile Oil paddle	Électro- magnétique Electro- magnetic Approxima- tivement Approximately
Vitesse d'enregistrement Recording speed (cm/s)	1	1	2	1	3 3/4 ins./s	1.5	1
Moyen d'enregistrement Recording medium	Papier photo Photo paper	Papier à la cire Waxed paper	Papier photo Photo paper	Bande perforée 70 mm Type II perforated	Ruban magnétique 1/4 in magnetic tape	Film 35 mm 35 mm film un perforated	Papier photo Photo paper
Moteur d'enregistrement Recording drive	Moteur courant continu DC Motor	Ressort Hand-wound spring	Moteur C.C. DC motor	Moteur C.C. DC motor	Moteur C.C. DC motor	Moteur C.C. à vitesse de précision Precision speed DC motor	Ressort Spring
Durée d'enregistrement Recording duration	1 1/4 min	3 min	7 s après le dernier mouvement After last	5 s après le dernier mouvement Strong motion	7 s après le dernier mouvement	47 (70) s	60 s
Nombre de cycles Repeat cycles	5	5	A la fin du rouleau To end of 150 ft. paper roll	A la fin du film To end of 100 ft. film	A la fin de la bobine To end of 1,100 ft tape cartridge	9 (5)	1
Marquage du temps Time marking	2/s	1 or 5/s	2/s at ± 1 %	2/s ± 2 %	2/s ± 2 %	Interruptions Trace interrupt 5 and 50 cps 0.1 %	Aucun None
Type de démarrage Starter type	Pendule horizontal Horizontal Pendulum	Pendule vertical Vertical pendulum	Pendule horizontal Horizontal pendulum	Pendule inversé horizontal Horizontal pendulum (inverted)	Pendule inversé horizontal Horizontal pendulum (inverted)	Pendule vertical Vertical pendulum	Pendule horizontal Horizontal pendulum
Période du pendule Pendulum period (s)	1	0.3	1	1	1	0.15	—
Amortissement du pendule % critique Pendulum damping % cri- tical	30	—	100	Ajustable Adjustable	Ajustable Adjustable	Basse Low	—
Type d'amortissement Damping type	Huile Oil	—	Électro- magnétique Electro- magnetic	Électro- magnétique Electro- magnetic	Électro- magnétique Electro- magnetic	—	—
Contrôle du démarrage Starter control	Relais circuit fermé Closed circuit relay	—	Relais circuit fermé Closed circuit relay	Relais circuit ouvert Open circuit relay	Relais circuit ouvert Open circuit relay	Du type alter- nateur sans contact Generator type no contact	—
Durée de fonctionnement Overall time delay (s)	Approxima- tivement Approximately 0.2	—	0.1-0.15	0.1	0.1	0.1	0.05 à la vitesse uniforme To uniform speed
Source d'énergie Power supply	12 VDC batterie extérieure et chargeur External storage battery 115 VAC trickle charger	12 VDC piles sèches intérieures Internal dry cells	12 VDC batterie extérieure et chargeur External storage battery 115 VAC trickle charger	12 VDC batteries intérieures au plomb Internal chargeable lead dioxide batteries	12 VDC batteries intérieures au plomb Internal chargeable lead dioxide batteries	12 VDC Externe External	100 VDC et/ and 6 VDC (piles sèches) (dry cells)
Dimension Size. in.	13 × 20 × 45	15 × 21 × 21	14 × 16 × 16	8 3/4 × 10 1/2 × 19 1/2	9 × 15 × 19	7 × 7 × 17	Approxima- tivement Approximately 12 × 18 × 24
Poids (avec couvercle) Weight (including cover) (lb)	135	220	60	30	42	20	—
Fabricant ou fournisseur Manufacturer or supplier	USCGS	Akashi Seisakusho, Ltd., Tokyo	Earth Sciences, Teledyne, Inc., Pasadena	Earth Sciences, Teledyne, Inc., Pasadena	Earth Sciences, Teledyne, Inc., Pasadena	Victoria Engineering Ltd., New-Zealand	Earth Physics Institute, USSR Academy of Science

\*Tous ces appareils ont trois composantes sismographiques, deux horizontales et une verticale.

\*All instruments have three component seismometers, two horizontal and one vertical.

By R. L. WIEGEL : Earthquake Engineering.



TABLEAU 10.  
Caractéristiques des appareils de mesures installés au barrage de Kurobe.

Objet	Pour micro-chocs et micro-séismes		Pour tremblements de terre				
	RHR	HES	Type Criepi	Ishimoto's	SMAC	Extensomètre dynamique	Tensomètre dynamique
Nom des instruments.....							
Type.....	Vitesse (électro-magnétique)	Déplacement (électro-magnétique)	Accélération (électro-magnétique)	Accélération (mécanique)	Accélération (mécanique)	A résistance électrique	A résistance électrique
Appareil d'enregistrement ...	Bande magnétique	Film photo	Papier photo	Papier noir de fumée	Papier style	Papier photo	Papier photo
Composantes .....	12 éléments <i>V</i>	2 éléments <i>H</i> 1 élément <i>V</i>	10 éléments <i>H</i> 2 éléments <i>V</i>	2 éléments <i>H</i> 1 élément <i>V</i>	2 éléments <i>H</i> 1 élément <i>V</i>	16 éléments <i>H</i> 2 éléments <i>V</i>	2 éléments <i>H</i>
Plage de mesure.....	$10^{-4} \sim 2 \times 10^{-3}$ kine	0,02 $\sim$ 1,0 $\mu$	1 $\sim$ 80 gal.	2 $\sim$ 120 gal.	10 $\sim$ 500 gal.	$\pm 600 \times 10^{-6}$	0 $\sim$ 120 kg/cm <sup>2</sup> compression
Plage de fréquence .....	5 $\sim$ 300 Hz	0,1 $\sim$ 10 Hz	1 $\sim$ 30 Hz	0,1 $\sim$ 30 Hz	0 $\sim$ 20 Hz	0 $\sim$ 300 Hz	0 $\sim$ 300 Hz
Sensibilité .....	$1 \times 10^{-3}$ kine/cm	0,2 $\mu$ /cm	0,25 gal./cm	25 gal./cm	12,5 gal./cm	$4 \times 10^{-6}$	0,8 kg/cm <sup>2</sup>
Fabricant.....	Hall scars, U.S.A. Shiroyama, Japon	Akashi, Japon	Katuzima, Japon	Hosaka, Japon	Akashi, Japon	Kyowa, Japon	Kyowa, Japon

*V* : direction verticale.

*H* : direction horizontale.

Fig. 1. --- World map Showing the location of the dams which are indicated in/tableau 1.  
Mappemonde indiquant la localisation des barrages indiqués dans le tableau 1.



(Fig. 1)

Tableau 2. --- Liste des barrages et des pays.

BARRAGE DAM	Nº	PAYS COUNTRY	BARRAGE DAM	Nº	PAYS COUNTRY	BARRAGE DAM	Nº	PAYS COUNTRY	BARRAGE DAM	Nº	PAYS COUNTRY	BARRAGE DAM	Nº	PAYS COUNTRY
1	JAVIE MORE	NEWZEALAND	8	UMIAM	INDIA	22	RAPEL	CHILE	29	KARAMANIRI	TURKEY	36	OROVILLE	U. S. A.
2	BAUNA BASTA	YUGOSLAVIA	9	ALTO RABAGAO	PORTUGAL	23	PK LE ROUX	SOUTH AFRICA	30	KISENYAMA	JAPAN	37	PALOMA	CHILE
3	BHAKRA	INDIA	10	AMBIESTA	ITALY	24	YAHAGI	JAPAN	31	MASSINGIR	MOZAMBIQUE	38	RAMGANGA	INDIA
4	STUDEN KLAGENETZ	BULGARIA	11	CACHI	COSTA RICA	25	AVIEMORE	NEWZEALAND	32	MICA	CANADA	39	TERCAN	TURKEY
5	STUDENA	BULGARIA	12	DANIEL HANON	CANADA	26	BERSEMIS NOI	CANADA	33	MISAKUBO	JAPAN	40	YESO	CHILE
6	TAGOKURA	JAPAN	13	GRANCAREVO	YUGOSLAVIA	27	DIGUA	CHILE	34	NETZANU- ALCOYOTL	MEXICO	41	WAC BENNETT	CANADA
7	TOKTOGUL	U. S. S. R.	14	HENDRIC VERWORD	SOUTH AFRICA	28	GLOBOCICA	YUGOSLAVIA	35	NEW DON PEDRO	U. S. A.			

Table 2. --- List of dams and their countries.

## REFERENCES

1. G. W. HOUSNER : Characteristics of Strong Motion Earthquakes, *Bull. of SSA*, vol. 37, n° 1, 1947.
2. T. P. TUNG and N. M. NEWMARK : A Review of Numerical Methods for Dynamic Response of Structures, Civil Engineering Studies, *Structural Research Series*, n° 69, Univ. of Illinois, 1952.
3. G. W. HOUSNER, R. R. MARTEL and J. L. ALFORD : Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes, *Bull. of SSA*, vol. 43, n° 2, 1953.
4. E. ROSENBLUETH : Some Applications of Probability Theory in Aseismic Design, *Proc. of I-WCEE*, 1956.
5. H. TAJIMI : A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake, *Proc. of II-WCEE*, 1960.
6. C. V. BERG and G. W. HOUSNER : Integrated Velocity and Displacement of Strong Earthquake Ground Motion, *Bull. of SSA*, vol. 51, n° 2, 1961.
7. I. K. McIVOR : Method of Spectral Analysis of Seismic Data, *Bull. of SSA*, vol. 54, n° 4, 1964.
8. K. KUBO : Response of a System of Two Degree of Freedom, *Proc. of III-WCEE*, 1965.
9. P. PUIZ and J. PENZIEN : Probabilistic Study of the Behavior of Structures during Earthquakes, Report n° EERC 69-3, University of California Berkeley, 1969.
10. S. OKAMOTO : Dams in Earthquake Zones or Other Unfavorable Situations, *Trans. of IX-ICOLD*, vol. 5, 1967.
11. P. M. MANE : Earth Tremors in Koyna Project Area, *Trans. of IX-ICOLD*, vol. 5, 1967.
12. H. M. WESTERGAARD : Water Pressure on Dams During Earthquakes, *Trans. of ASCE*, vol. 98, 1933.
13. T. HATANO : The Model Test of Dynamic Water Pressure on Dams during Earthquakes, *Jour. of JSCE*, vol. 36, n° 11, 1951.
14. S. KOTSUBO : Dynamic Water Pressure on Dams during Earthquakes, *Proc. of II-WCEE*, 1960.
15. T. YOSHIDA and K. BABA : Dynamic Response of Dams, *Proc. of III-WCEE*, 1965.
16. G. OBERTI : Development of Aseismic and Construction in Italy by Means of Research on Large Model Tests, *Proc. of I-WCEE*, 1956.
17. K. NAKAYAMA, T. YOSHIDA and K. BABA : Dynamic Model Test of Futatsuno Arch Dam, *Proc. of I-NSEE*, 1962.
18. B. NATH : Hydrodynamic Pressures on Arch Dams during Earthquakes, *Proc. of IV-WCEE*, 1969.
19. T. TAKAHASHI : Vibration Studies of an Arch Dam, *Proc. of IV-WCEE*, 1969.

20. S. OKAMOTO and K. KATO : A Method of Dynamic Model Test Arch Dams, *Proc. of IV-WCEE*, 1969.
21. S. OKAMOTO and T. TAKAHASHI : On Behaviors of an Arch Dam during Earthquakes, *Proc. of II-WCEE*, 1960.
22. H. SANDI, D. DRAGOMIR and I. TOMA : Seismic Vibration of Arch Dams, *Trans. of IX-ICOLD*, vol. 5, 1967.
23. C. C. CRAWFORD : Earthquake Design Loadings for Thin Arch Dams, *III-WCEE*, 1965.
24. R. W. CLOUGH and D. PIRTZ : Earthquake Resistance of Rockfill Dams, *Proc. of ASCE*, vol. 82, n° EM 2, 1956.
25. R. W. CLOUGH and A. K. CHOPRA : Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, *Proc. of ASCE*, vol. 92, n° EM 2, 1966.
26. W. O. KEIGHTLEY : Vibrational Characteristics of an Earth Dam, *Bull. of SSA*, vol. 56, n° 6, 1966.
27. M. DIBAJ and J. PENZIEN : Effects on Thin Cores and Non-Homogeneity on Dynamic Response of Earth Dams, University of California, Berkeley, 1967.
28. A. K. CHOPRA : Earthquake Response of Earth Dam, *Proc. of ASCE*, vol. 93, n° SM 2, 1967.
29. W. D. L. FINN : Behaviour of Earth Dams during Earthquakes, *Trans. of IX-ICOLD*, 1967.
30. F. KAWAKAMI, A. AKITA and E. YANAGISAWA : Behavior of an Earth Dam during Earthquake, *Trans. of IX-ICOLD*, 1967.
31. A. K. CHOPRA and P. R. PERUMALSWAMI : Dam-Foundation Interaction during Earthquakes, *Proc. of IV-WCEE*, 1969.
32. A. K. CHOPRA, M. DIBAJ, R. W. CLOUGH, J. PENZIEN and H. B. SEED : Earthquakes Analysis of Earth Dams, *Proc. of IV-WCEE*, 1969.
33. M. DIBAJ and J. PENZIEN : Response of Earth Dams to Travelling Seismic Waves, *Proc. of ASCE*, vol. 95, n° SM 2, 1969.
34. G. A. FRAZIER : Vibrational Characteristics of Three Dimensional Solids with Application to Earth Dams, Montana State University, 1969.
35. S. OKAMOTO, C. TAMURA and K. KATO : Earthquake Response of Fill Type Dam, *Proc. of III-NSEE*, 1970.
36. J. KRISHNA and J. PRAKASH : Earth Dams Subjected to Earthquakes, *Proc. of III-WCEE*, 1965.
37. I. MINAMI : A Consideration on Earthquake-Proof Design Method of Earth Dam, *Proc. of II-WCEE*, 1960.
38. N. N. AMBRASEYS : The Seismic Stability of Earth Dams, *Proc. of II-WCEE*, 1960.
39. V. A. BIKHOOSKY, J. I. GOLDENBLAT and J. L. KORCHYNSKI : Design of Earthquake-Proof Building Structures in the USSR, *Proc. of II-WCEE*, 1960.



40. H. B. SEED and G. R. MARTIN : The Seismic Coefficient in Earth Dam Design, *Proc. of ASCE*, vol. 92, n° SM 3, 1966.
41. A. R. GOLZE, H. B. SEED and B. B. GOLDEN : Earthquake Resistant Design of Oroville Dam, *Trans. of IX-ICOLD*, vol. 4, 1967.
42. A. A. STONE and E. S. SMITH : Practical Application of Dynamic Criteria to Seismic Analysis of Earth Dams, *Trans. of IX-ICOLD*, vol. 4, 1967.
43. S. V. MEDVEDEV and A. P. SINITSYU : Seismic Design Criteria for Earthfill Dams, *Trans. of IX-ICOLD*, vol. 4, 1967.
44. R. L. WIEGEL : Earthquake Engineering, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1970.
45. S. OKAMOTO : Introduction to Earthquake Engineering, Tokyo University Press, 1973, Japan.
46. J. L. SHERARD : Earthquake Considerations in Earth Dam Design, *Journal SMFD, ASCE*, July 1967.
47. A. P. SINITSIN : Practical methods of structure design for seismic loads, Str izdat, Moscow, 1967.
48. Sh. G. NAPETVARIDZE : Problems of improvement of present procedure of determining of seismic loads, Sb. Seismic resistance of structures (Seismostoikost sooruzhenii), Izd. Metsniereba, Tbilisi, 1965.
49. E. I. BAKRADZE, A. A. MELIKJAN, A. B. ODISHARIJA, and O. A. TURKESTANISHVILI : Construction of spectral curves of dynamic factor of seismic force according to seismograms of the Caucasus earthquake., Izd. Metsniereba, Sb. Seismic resistance of structures (Seismostoikost sooruzhenii), Tbilisi, 1965.
50. A. B. RUKHADZE : Determination of soil pressure on retaining wall subjected to seismic action, Sb. Seismic resistance of structures (Seismostoikost sooruzhenii), izd, Metsniereba, Tbilisi, 1965.
51. Ts. G. TSISKRELI : Approximate design of stress condition of concrete arch dam for seismic force action, Sb. Seismic resistance of structures (Seismostoikost Sooruzhenii), Izd. Metsniereba, Tbilisi, 1965.
52. Sh. G. NAPETVARIDZE, P.A. GUTIDZE, and M. V. GORDELADZE : Results of model tests of seismic resistance of concrete arch dam at Inguri hydraulic power station, Sb. Seismic resistance of structures, Izd. Metsniereba Tbilisi, 1965.
53. I. L. SAPIR, A. G. OSKOLKOV, V. M. LJATKHER and A. P. KIRILLOV : Principle problems and trends of investigations of hydraulic structure seismic resistance, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.
54. J. I. NATARIUS, V. M. STREL'NIKOV, B. E. CHUMICHEV : Standards and design methods of dams for seismic actions, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.
55. V. F. IVANISHCHEV : On design of hydraulic structures for seismic actions, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.
56. A. D. KAPTSAN : Simulation of seismic action on structure by ultrasonic, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.

57. L. I. DJATLOVICHKII, D. M. KALINICHENKO : On vibrations of dams at seismic design, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.
58. V. N. LOMBARDO, DZYUBA : Design of arch dams for seismic actions, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.
59. P. I. GORDIENKO, G. E. SHABLINSKII : Experimental investigations of seismic resistance of hollow gravity dams, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.
60. V. N. LOMBARDO, V. V. PISKAREV : On choice of design parameters of seismic action for determination of seismic resistance of arch dams, Trudy Gidroproekta, Sb. 12, Moscow, 1971.
61. A. G. NAZAROV : Method of engineering analysis of seismic forces, Izd. AN Armjanskaja SSR, Erevan, 1959.
62. V. M. LJATKHER, B. I. DIDUKH, M. P. BESSONOV, and I. I. BORZENKO : Investigation of rigid slabs vibrations and water saturated soil mass under the action of dynamic loads, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
63. N. P. ROZANOV, B. M. BAKHTIN : Some problems of dynamics of arch dams (according to the results of model tests of the variant of arch Toktogul dam), Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
64. P. A. GUTIDZE, T. N. DZIHKIJA : Investigation of frequency and modes of natural vibrations of arch dam on models, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II Kiev, 1972.
65. A. A. LOSABERIDZE, T. L. GVANPELADZE : Investigation of natural vibrations of arch dams, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
66. B. M. BAKHTIN, G. E. SHABLINSKII : Investigation of dynamic characteristics of some types of concrete dams, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
67. J. I. NATARIUS, V. M. STREL'NIKOV : Some urgent problems of dynamic characteristics of materials and structural members of hydraulic structures, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
68. B. M. BAKHTIN, V. V. PISKAREV : On studying of spectral characteristics of hydraulic structures response on dynamic actions, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
69. A. P. KIRILLOV, L. S. ZOLOTAREV, E. A. VASHUREV, and A. G. SVECHNIKOV : Investigation of dynamic characteristics of variants of arch dam of Toktogul hydraulic power station, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
70. A. P. KIRILLOV, Yu. K. ABRIASHVILI : Influence of rigidity of reinforced concrete beam elements on natural vibration frequencies, Trudy koordinatsionnykh soveshchanii po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.

71. I. A. KONSTANTINOV, A. A. STOTSENKO : Influence of canyon configuration on first harmonics and vibration modes of arch dam, Trudy koordinatsionnykh soveshchaniy po gidrotekhnike, vyp. 64, ch. II, Kiev, 1972.
72. G. OBERTI, A. CASTOLDI, M. CASIRATI : Dynamic Behavior of Rockfill Dams Studied on Elastic Models, 5th World Conference on Earthquake Engineering, June 1973.
73. G. OBERTI : Dynamic Tests on Arch-Gravity Dam and Its Model.
74. Y. NAKAZIMA and S. YAMASHITA : The new earthquake resistant design method of rockfill dams with impervious facing, *Trans. of X-ICOLD*, vol. I, 1970.
75. R. KALL and S. CHARALAMBAKIS : Impounding of Manicouagan 5 reservoirs as possible trigger cause of local earthquake, *Trans. of X-ICOLD*, vol. III, 1970.
76. M. ROCHA, A. F. DA SILVEIRA, O. V. RODRIGUES, M. C. CRUZ AZEVEDO and C. FLORENTINO : Behavior of a large dam built on a very deformable foundation, *Trans. of X-ICOLD*, vol. III, 1970.
77. G. MULLER and L. MULLER : Monitoring of dams with measuring instruments, *Trans. of X-ICOLD*, vol. III, 1970.
78. N. G. K. MURTI, B. S. BANSAL, S. N. AGNIHOTRI and A. N. MALHOTRA : Supervision of Bhakra and reservoir, *Trans. of X-ICOLD*, vol. III, 1970.
79. N. G. K. MURTI, P. M. MANE, and V. R. DEUSKAR : Koyna earthquake-Remedial measures to cracks in dam, *Trans. of X-ICOLD*, vol. IV, 1970.
80. S. OKAMOTO and I. SHIBATA : A study on flattening of an arch dam, *Trans. of X-ICOLD*, vol. IV, 1970.
81. C. M. ROBERTS, L. CHITTY, and D. E. CROOK : Recent developments, in the design and construction of concrete dams, *Trans. of X-ICOLD*, vol. IV 1970.
82. M. NOSE : Observation and measurement of dynamic behavior of the Kurobe dam, *Trans. of X-ICOLD*, vol. V, 1970.
83. N. KUMAKAWA : Analysis and experiment of hydrodynamic pressure acting on a dam having a parabolic sloped upstream face during earthquake, *Trans. of X-ICOLD*, vol. V, 1970.
84. V. PHILLIPS and L. GEORGESON : Environmental considerations of dam construction and operation in seismically active urban areas, *Trans. of XI-ICOLD*, vol. I, 1973.
85. S. El ZEIN, and R. G. T. LANE : Engineering implications of the environmental exploitation in Sweden, and means of compensation for damage, *Trans. of XI-ICOLD*, vol. I, 1973.
86. M. TAKAHASHI and K. NAKAYAMA : The effect of regional conditions in Japan on design and construction of impervious elements of rockfill dams, *Trans. of XI-ICOLD*, vol. III, 1973.
87. Y. K. MURTHY, J. N. SRIVASTAVA and S. K. BHATIA : Influence of core position on stability of rockfill dam founded on sand, gravel and boulder deposits in seismic zone, *Trans. of XI-ICOLD*, vol. III, 1973.

88. A. BERIO : Some experimental results obtained by arch dam model, *L'Energia Elettrica*, 11, 1953.
89. C. SEMENZA : Dams in Italy constructed for earthquake resistance W.C.E.C., Berkeley, California, 1956.
90. F. PENTA, G. SUPINO : Seismic action on dams, *Giornale del Genio Civile*, Fascicolo 7°-8°, Agosto 1957.
91. G. OBERTI : Large scale model testing of structures outside the elastic limit, *Bulletin Rilem*, n° 7, p. 40, 1960.
92. G. OBERTI, E. LAULETTA : Dynamic tests on models of structures, 2nd World Conference of Earthquake Engineering, Tokyo, July 1960.
93. M. FANELLI : Dynamic behavior of dam studied by energy method, *L'Energia Elettrica*, vol. XI, n° 4, 1963.
94. G. OBERTI : Results and interpretation of measurement made on large dams of all types, including earthquake observations, *Trans. VIII International Congress on Large Dams*, Edinburgh, May 1964.
95. E. LAULETTA : Dynamic features of a recent Italian arch dam, *Trans VIII International Congress on Large Dams*, Edinburgh, May 1964.
96. A. CASTIGLIONI : The Poisson's ratio on the behavior of arch dam, *L'Energia Elettrica*, Fascicolo 2, 1964.
97. G. OBERTI, E. LAULETTA : Structural models for the study of dam earthquake resistance, *Trans. IX International Congress on Large Dams*, vol. 4, 1967.
98. G. OBERTI : Effects of earthquakes on dams, *ICEE International Course in Earthquake Engineering*, 1969.
99. A. RAGONE : Hydrodynamic action on dam with vertical surface in condition of stationary wave, *Giornale del Genio Civile*, Fascicolo 3, p. 219, 1971.
100. G. OBERTI, A. CASTOLDI : New trends in model research of large structures, Paper presented at the 9th Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, Amsterdam, May 1972.
101. G. OBERTI, A. CASTOLDI, M. CASIRATI : Dynamic behavior of dams studied on elastic models, *Relazione al Gruppo di Ricerca per le Azioni Sismiche e del Vento sulle Costruzioni*, C.N.R., Firenze, Ottobre, 1972.
102. A. CASTOLDI : New techniques of model investigation of the behavior of large structures, Paper presented at the San Francisco Structural Engineering Meeting, April 9-13, 1973.
103. G. OBERTI, A. CASTOLDI, M. CASIRATI : Dynamic behavior of rockfill and earth dams studied on elastic models, 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome 1973.
104. A. CASTELLANI, A. CASTOLDI, M. IONITA : Numerical analysis compared to model analysis for a dam subject of earthquakes, Paper to be presented to the Colloquium RILEM-CISM, Udine, Italy, September 1974.

105. J. L. SERAFIM, J. O. PEDRO : Seismic studies of arch dams, *Proceedings ASCE Journal of Structural Division*, April 1965.
106. J. L. SERAFIM, A. CARVALHO : Studies for the design of Massingir dam, X International Congress on Large Dams, Montreal 1970.

**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>*