

Zeitschrift: IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen

Band: 19 (1974)

Rubrik: Complementary reports

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 17.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Rapports complémentaires
Ergänzende Berichte
Complementary Report

Dr. Ing. G. LOMBARDI :

Chairman's introductory remarks

Mesdames, Messieurs, j'ai le plaisir et l'honneur d'ouvrir la quatrième séance de ce symposium sur l'état de contraintes triaxiales.

Le thème d'aujourd'hui est l'état de contraintes tridimensionnel dans les barrages-gravité épais; ainsi pour le moins le dit le titre, mais en fait, ce sont surtout des barrages plutôt minces qui ont été présentés. Ceci dépose certainement en l'honneur des auteurs des projets, mais soulèvera peut-être quelques questions.

Nous avons reçu sur ce sujet au total 9 communications. Il y en a 4, celle de M. Mizukoshi et Mimoura, celle de M. Mc Neice, celle de M. Fanelli et Giuseppetti, et celle de M. Kettner, sur le calcul des barrages. Nous avons ensuite deux communications, celle de M. Widmann et celle de M. Berio sur la sécurité des barrages et enfin 3 communications, celle de M. Carati, celle de l'ENEL et celle de M. Goffi sur la mesure des contraintes dans les barrages-voûte.

Si vous me permettez, je voudrais faire quelques considérations préliminaires dans l'intention peut-être d'orienter un peu la discussion.

Il est certain que les barrages-voûte sont des ouvrages à trois dimensions et ce sont sans doute les premiers ou les plus anciens ouvrages que l'on ait calculé en détail, comme structures à trois dimensions. Mais il faut aussitôt faire une première considération, à savoir que surtout dans les barrages minces, des trois contraintes il y en a deux qui sont importantes tandis que la troisième joue un rôle un peu secondaire. Ceci explique que la plupart des méthodes de calcul employées jusqu'à ce jour sont en fait des méthodes à deux dimensions. On calcule en fait une membrane résistante à la flexion, mais en négligeant en général la troisième dimension, c'est-à-dire l'épaisseur.

Un calcul complet devrait à la rigueur s'étendre effectivement à l'état tridimensionnel, c'est-à-dire qu'il faudrait en chaque point tenir compte des trois contraintes principales.

En réalité nous avons plusieurs méthodes de calcul qui ne tiennent compte que de deux contraintes et négligeant la troisième, alors que dans certains cas on fait des hypothèses simplificatrices sur la troisième contrainte que l'on introduit ensuite dans un calcul à deux dimensions.

Il y a donc quelques questions qui se posent.

Premièrement, quelle est la valeur réelle de cette troisième contrainte qui est normale, aux parements? Est-ce qu'à l'amont elle est vraiment égale à la pression hydrostatique? Ou est-ce qu'il y a une certaine réduction? Nous avons entendu hier une communication de M. Bonnechère qui faisait allusion à ce problème. Enfin de quelle façon peut-on mesurer cette contrainte?

Deuxième point, est-ce que l' on peut faire abstraction de cette troisième contrainte dans les calculs? Dans quel cas peut-on le faire? Dans quel cas ne faut-il pas le faire? Je pense par exemple au problème des fondations, au problème aussi de l' épaisseur du barrage. Jusqu' à quel point un barrage est mince? Quand commence-t-il à devenir épais? il y a ici des problèmes spéciaux comme celui du tampon dans le fond d'une vallée étroite.

Ensuite une troisième question se réfère au problème des dérangements locaux dans l' état de tension et je pense par exemple à la communication de M. Fanelli.

Si vous voulez bien nous allons inviter les rapporteurs à exposer leurs travaux et puis nous pourrions passer à la discussion et tenant compte, si vous pensez que cela vaut la peine, des suggestions que je me suis permis de faire.

IV - 1 Prof. E. FUMAGALLI

Monsieur le Président, Mesdames et Messieurs, M. Carati n' est pas ici et il m' a chargé de renseigner le symposium sur son rapport. J' essayerai de le faire le mieux, même si je ne dispose pas de diapositives.

Le rapport renseigne sur un problème d' ordre général qui concern le contrôle des barrages. A l' époque de l' exécution du barrage de Frera (Falck) on avait discuté s' il était convenable d' accepter les courbes d' étalonnage des extensomètres à plonger dans le barrage telles qu' elles étaient fournies par le contrôle en laboratoire de l' instrument nu. En effet le comportement de l' instrument dans le béton résulte trop souvent irrégulier. Par conséquent, le Prof. Oberti, ingénieur conseil, avait proposé de plonger auparavant les instruments de mesures (extensomètres Galileo) à l' intérieur des blocs d' un mètre cube de béton. Par cette technique on réalise deux avantages. Le premier c' est d' obtenir la mise en place en laboratoire avec tous les soins qu' il n' est pas possible de réaliser en chantier, l' autre c' est qu' après endurcissement du béton il fut possible d' obtenir par la presse de 2.000 ton disponible à l' ISMES une courbe d' étalonnage plus croyable et souvent déplacée par rapport à celle fournie par l' instrument nu. Avec un nombre suffisant d' instruments, le bloc mis en place dans le barrage représente un tensomètre très valable pour la mesure des contraintes. Par une telle technique on est arrivé à évaluer d' une manière tout à fait satisfaisante les variations des contraintes à l' intérieur du barrage. Les mesures ont été effectuées en correspondance de trois consoles et des arcs horizontaux. Pendant plusieurs années on a pu évaluer les variations des cycles successifs saisonniers de mise en charge du barrage, cycles qui se repètent toutes les années d' une manière assez régulière.

Ce que l' on a néanmoins constaté c' est que les variations des déformations mesurées après un certain nombre d' années se réduisaient peu à peu, jusqu' à une valeur de presque la moitié, par rapport à l' origine. Une recherche critique du phénomène avait permis d' avancer toutes les hypothèses, même les plus négatives. Enfin le contrôle du module d' élasticité déterminé sur des carotes tirées récemment du barrage a démontré que la valeur du module, par effet d' endurcissement après de nombreuses années, était presque doublée. Cela a permis de justifier d' une manière tout à fait convaincante le fonctionnement des instruments.

IV-5 Prof. M. FANELLI

Ladies and gentlemen, the paper we presented to this seminar is a classical exercise on finite element analysis of an arch dam having an inspection gallery through its thickness. As such this problem does not seem to have any peculiar interest, but we presented it in order to bring to light some points and I will try now to outline the interest we think these points can reveal.

First of all I think we showed, at least by way of example, that finite elements computation can complement physical models in some cases where, by way of complicated or recessed shapes in zones subjected to triaxial stresses, the physical model could present some difficulties - and I think that this aspect of complementarity between two entirely different means could be of some help in such cases. Of course we tried to gather some information from the particular case we examined, because this case of an inspection gallery running through the thickness of an arch dam is of some interest in itself. Very often we find that along the sides of such inspection tunnels there are cracks - many times horizontal cracks - running for a considerable length and it is interesting to try to ascertain whether such cracks are due to loads or to thermal effects.

So we tried first with live loads to find the stress concentrations, if any, around such inspection tunnels and the conclusion we came to is that in the case of an arch dam the live load, namely water pressure on the upstream face, does not seem to have any particular adverse effect on stress concentration around this inspection tunnel. So that we are left with the suspicion that where we find these cracks in actual dams, they are probably due to some thermal or hygroscopic effect. This is an interesting point and of course one should be willing to go further and analyze such effects by our mathematical model - and at least in the realm of elasticity there is not any particular difficulty to doing so in principle. But there are practical difficulties. One of these is that it is very difficult to know in detail the thermal and hygrometric situation in the material surrounding such tunnels. So we are practically left with little or no information at all about the input data that we should feed into our mathematical model.

The second factor which adversely affects our possibility to do such calculations is that, as every designer of arch dams well knows, if we try to do an analysis of thermal stresses in dam - especially in an arch dam - and we assume the same elastic modulus that we use for live loads, we will end up with very severe thermal stresses, which do not appear to have any possibility of occurring in reality. So much so that many dam regulations, and among them the old Italian regulations on dam construction, allow the designer to select a very low elasticity modulus, reduced by as much as 50%, to calculate his figures for thermal stresses. So you see that this is a very important problem because for arch dams thermal effects certainly cannot be neglected and it is very important that we should know which physical parameters to use for our mathematical model. There is a certain contradiction here. From our experience of comparing computations of displacements and observed displacements in actual dams we see that we achieve a fairly good correspondance between theory and observations and so we cannot draw any inference from this about how we should differentiate between the material properties that we should use with one kind of load and the other kind of load. I'll try to make myself clear.

Whatever value we assume for the elastic modulus for thermal effect, as long as we do not change the expansion coefficient we wind up - as you well know - al-

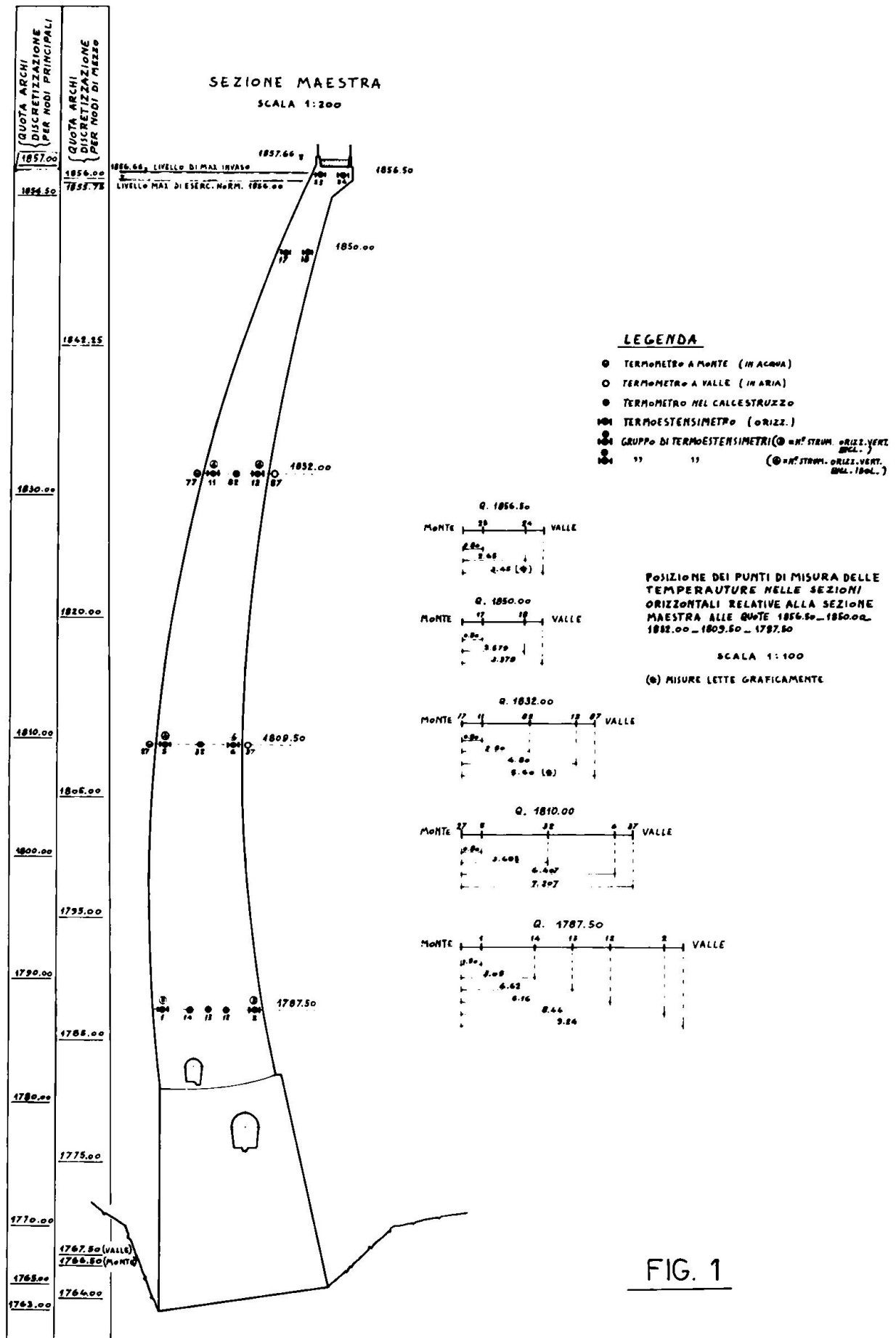


FIG. 1

ways with the same results on displacements, but of course we wind up with different results for stresses. It is very difficult to measure stresses directly. Practically the only thing that we can measure directly with any certainty are displacements or unit deformations around some point. Thus in the interpretation it is very difficult to separate the effects of live loads and thermal loads - and I propose this subject for discussion because it seems to me, at least according to my own judgement and information, that this is very much an open point.

By way of a parenthesis I would like to show you some results of our comparisons between computed and observed displacements for arch dams. In fig. 1 you see the crown section of a thin arch dam, and on this (Neves) as on a number of other ones we tried a certain method of predicting displacement values from observed temperature in a certain number of points (from embedded thermometers) and from water level variations. The results of such computations are given in Fig. 2: the first diagram represents the water level variations, the second diagram the hydrostatic component of the displacement in a certain point, the third diagram the time dependent component which was statistically computed from a comparison between computations and observations, the fourth diagram the thermal component of elastic displacements as from the computations, the fifth diagram the comparison between computed and observed values - you see that they are very very close and sometimes you cannot distinguish between them - and the last diagram shows the difference between the two.

I point out the comparison between predicted and observed displacement which seems to me to be very good. Now for another point (Fig. 3) where the maximum absolute values of displacement were found, and you see that the comparison is uniformly good for all points and all I want to infer from this comparison is that an elastic mathematical model, at least after a certain initial time during which we observe time dependent effects (but these effects die out after a certain time) can reproduce quite faithfully the displacement behaviour of such structures. But this goes only insofar as displacements are involved. As soon as you try to analyze strains, for instance if you have some embedded extensometers in the concrete, you wind up with comparisons between computations and observations which are worse by at least on order of magnitude - and this relates in my opinion to the fact I was referring to a moment ago.

For this subject of comparison between computations and observations which can be translated into a very efficient method of continuous control of the safety of such structures, I can give some more details later on if any of the delegates would find it interesting.

Closing this parenthesis I would take advantage of this chance to point out the necessity of developing advanced rheological models for concrete, taking into account both time dependence and thermal effects. In particular it seems to me that the different advanced rheological models that we have seen for instance this morning or other advanced models that one could think of, should be reviewed in the light of a consistent thermodynamic approach to the behaviour of composite materials. In particular one should want to explain why apparently thermal effects produce so little stresses in our structures, a thing which we are unable to explain at the moment. Anyway such advanced models should retain a fundamental quality, at least for engineers: they should be simple enough to encourage engineers to apply them and to incorporate them into their mathematical tools. I think I have nothing more to say and thank you for your attention.

DIGA DI NEVES

I 3A 1 DIVISIONE=1 ANNO

IVASO
ALA 1/2000

190 + 1966 + + + + + + +

OSTAM.
ILA 1/1

CFR

IDRO
0 +TEMPO
0 +TERM.
8 +DATO
CALC
29 +DELTA
0 +

FIG. 2

DIGA DI NEVES

M 4B 1 DIVISIONE=1 ANNO

INVASO
SCALA 1/2000

190 + 1966 + + + + + + +

SPOSTAM.
SCALA 1/1

CFR

IDRO
0 +TEMPO
0 +TERM.
11 +DATO
CALC
27 +DELTA
0 +

FIG. 3

IV-6 Mr. R.D. KETTNER

Mr. Chairman, Ladies and Gentlemen, I shall be very brief in giving just a few additional comments to my paper on the use of Lagrangian polynomials in the analysis of arch dams by the load distribution method.

In those grid lines having no node points at the end, that is at the boundary or the abutment respectively, the adjustment loads have to be extrapolated in some way.

The most critical grid line in this sense is for the most part the crest arch: since it is the longest grid line it generally contains the highest number of nodes and thus the polynomials have the highest degree compared with other (shorter) grid lines.

So the polynomial functions may become, at the ends near to the abutments, wavy or fluttering when the polynomial is of high degree. In order to overcome this obstacle and to avoid misleading loading distributions in these areas (i. e. in the abutment zone at the crest) it was found best to equal the function value in the abutment point with the value in the nearest node point.

In the concluding remarks in my paper I therefore mentioned the possibility of using Spline functions instead of Lagrangian polynomials, which may be an easier tool with respect to the necessary extrapolation at abutments of the crest arch. But this still has to be studied.

So much for my contribution - and now, referring to the paper of Dr. Widmann, who unfortunately could not participate in this Seminar, I can say that he told me he had no additional comments to his paper.