

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

**Band:** 19 (1974)

**Artikel:** Philosophie sur la technique des modèles statiques adoptée à l'ISMES pour structures massives

**Autor:** Fumagalli, Emanuele

**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-17507>

### **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:** 04.02.2026

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

## Philosophie sur la technique des modèles statiques adoptée à l'ISMES pour les structures massives

*Philosophy on Statical Models Techniques used at ISMES for massive Structures*

*Philosophie der von ISMES angewanten Technik der Statischen  
Modellen für massive Strukturen*

Prof. Ing. Emanuele FUMAGALLI, Directeur ISMES - Istituto Sperimentale Modelli e Strutture  
Viale Giulio Cesare, 29 - 24100 BERGAMO, Italie

Le présent rapport s'occupera, à titre prioritaire, des essais à rupture des modèles à l'étude, car pour les structures massives la seule connaissance des contraintes en domaine élastique résulte insuffisante pour une évaluation croyable du facteur de sécurité de l'ouvrage.

En effet, seulement un essai poussé jusqu'à rupture peut donner une valeur du facteur de sécurité globale basée sur la résistance structurale d'ensemble.

Logiquement, la crédibilité d'une pareille vérification dépend, dans une mesure déterminante, de la correspondance en similitude entre caractéristiques des matériaux modèle et prototype et en régime élastique, mais surtout en régime élasto-plastique jusqu'à rupture. A ce sujet, l'analyse des paramètres de similitude indiqués par la note (^) - paramè-

(^) Il est reconnu que l'expression fondamentale suivante doit être respectée dans le secteur des modèles statiques:  $\zeta = \rho \lambda$  (1) où:

$\zeta = \sigma/\sigma' = E/E' = R_c/R'_c = \dots$  représente l'échelle de reproduction des grandeurs ayant les dimensions d'une contrainte spécifique: contraintes, modules de Young, résistances à la compression, etc.

$\lambda = L/L'$  représente l'échelle de reproduction géométrique des grandeurs linéaires

$\rho = \gamma/\gamma'$  représente l'échelle des forces spécifiques de masse.

2.

très sur lesquels se basent principalement les choix des techniques expérimentales à adopter - revêt une importance fondamentale. Les choix sont conditionnés, en principe, par la nécessité ou non d'appliquer au modèle les forces de masse qui lui sont propres.

A ce sujet, trois secteurs différents d'application peuvent être envisagés à l'ISMES:

### 1. Modèles de caissons en béton précontraint pour réacteurs nucléaires

Dans un autre rapport on a déjà traité en détail de ces modèles. Il y a néanmoins lieu de remarquer que, dans ce cas, les contraintes de poids propre peuvent être considérées comme secondaires vis-à-vis des contraintes appliquées par la précontrainte et par la pression à l'intérieur du caisson.

Il en dérive que selon l'expression (1) ( $\wedge$ ), le choix du "rapport d'efficience  $\xi = 1$ " permet l'emploi de microbétons.

Les recherches sur les microbétons ont été conduites en plusieurs laboratoires. En résumé, on peut affirmer que ces matériaux sont ceux qui se rapprochent le plus, par comportement du béton ordinaire par suite de leur affinité de concrétion. Leurs caractéristiques fondamentales - modules élastiques, résistances pour des contraintes simples et composées - se situent dans des zones de dispersion assez proche de celles d'un béton normal.

Nous ne saurions en dire autant des caractéristiques de creep. L'excès de mortier augmente en effet dans les microbétons les effets de retrait et les caractéristiques plasto-visqueuses. A ce sujet, cependant, il nous faut souligner que les techniques des modèles ne représentent pas un moyen suffisamment valable pour le contrôle des structures à des échéances trop prolongées. Nous pouvons donc en conclure que les résultats sur modèle en microbéton assurent un bon degré de crédibilité des essais effectués en domaine élastique et à rupture; des derniers uniquement si on les rapporte à des délais comparables à ceux d'un normal essai d'acceptation.

### 2. Modèles statiques ou traditionnels de barrages

Ce secteur d'application des modèles est désormais traditionnellement utilisé pour les barrages à arc et à arc-poids. En pareil cas, il faut tenir compte, aux fins de l'équilibre de la structure pendant les essais à outrance, de la composante de poids propre, tout au moins en ce qui concerne l'ouvrage en béton.

L'examen des paramètres de similitude indique que si l'on emploie les microbétons, selon un rapport d'efficience  $\xi = 1$ , il s'avère nécessaire d'utiliser un matériau de densité augmenté dans le rapport  $\gamma' = \gamma \lambda$ .

A l'ISMES on fait recours généralement à une installation de charge artificielle en utilisant des tirants suffisamment distribués dans

le modèle (fig. 1). Néanmoins, pour éviter un encombrement excessif, on préfère utiliser des matériaux moins résistants ayant un rapport d'efficacité:  $3 \leq \xi \leq 8$ , ce qui donne la possibilité de réduire la densité à la valeur  $\gamma' = \gamma \cdot 2/\xi$ .

Cela permet, en ajoute, d'effectuer des cycles de poids propre pour la détermination des contraintes relatives.

Les matériaux qui répondent le mieux à ce but se sont les microbétons en pierre ponce. On peut affirmer qu'ils respectent de façon satisfaisante les paramètres de similitude, exception faite des caractéristiques de résistance à la rupture pour les états de contrainte composés. La

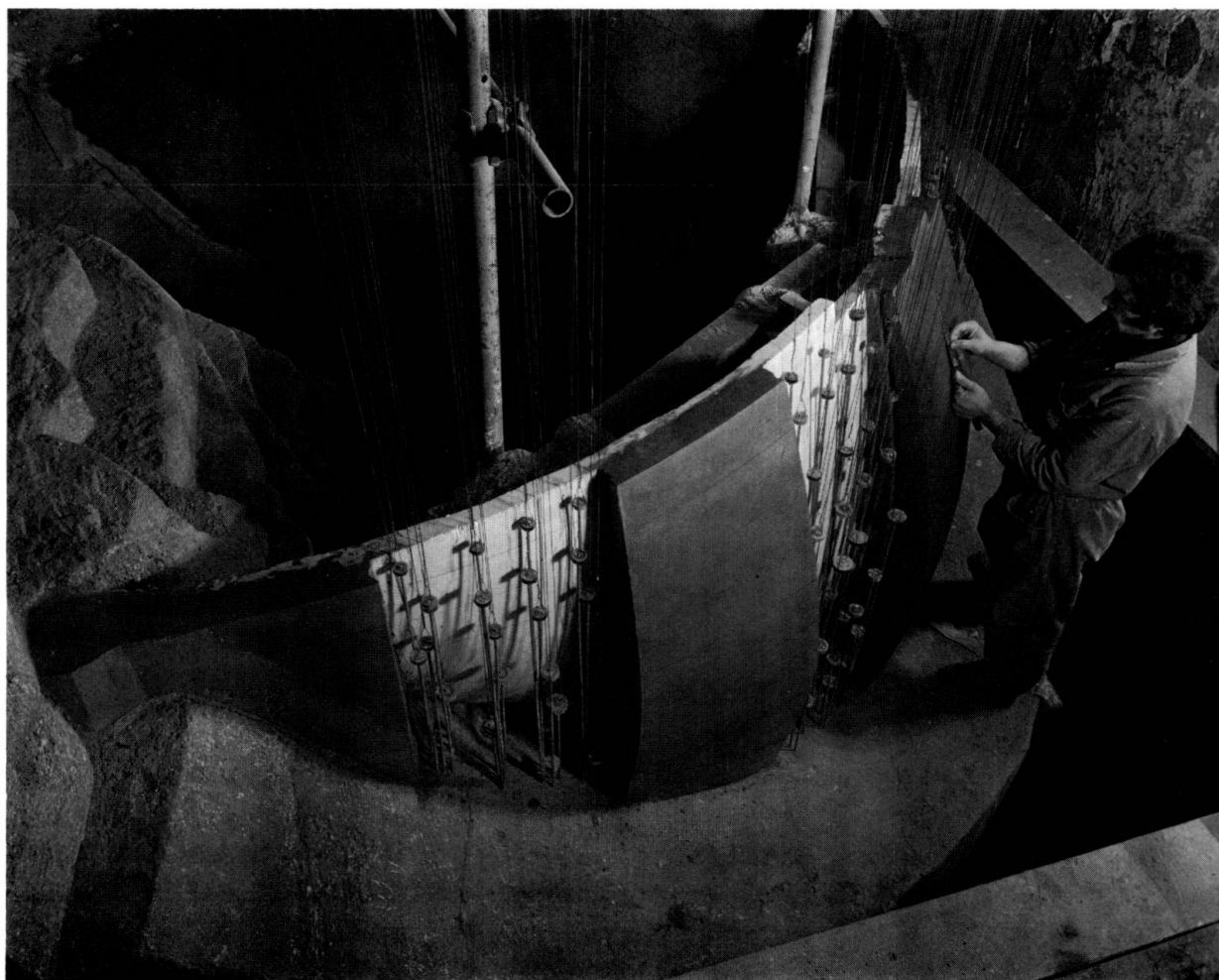


FIG. 1

Tirants de poids propre en acier répartis dans les blocs d'un barrage - modèle.

Steel wires of dead load distributed in the blocks of a model dam.

Eigengewicht-Stahlspannstangen an den Blöcken eines Modell-Staudammes verteilt.



4.

nature poreuse de l'agrégat provoque en effet des tassements plastiques relativement prématurés, surtout pour des états de contrainte triaxiaux de seule compression et particulièrement poussés. En effet, la courbe intrinsèque à rupture (diagramme  $\tau - \sigma$ ) est sensiblement plus aplatie vers l'axe des  $\sigma$ , c'est-à-dire, elle dénonce des résistances au cisaillement plus réduites. (fig. 2).

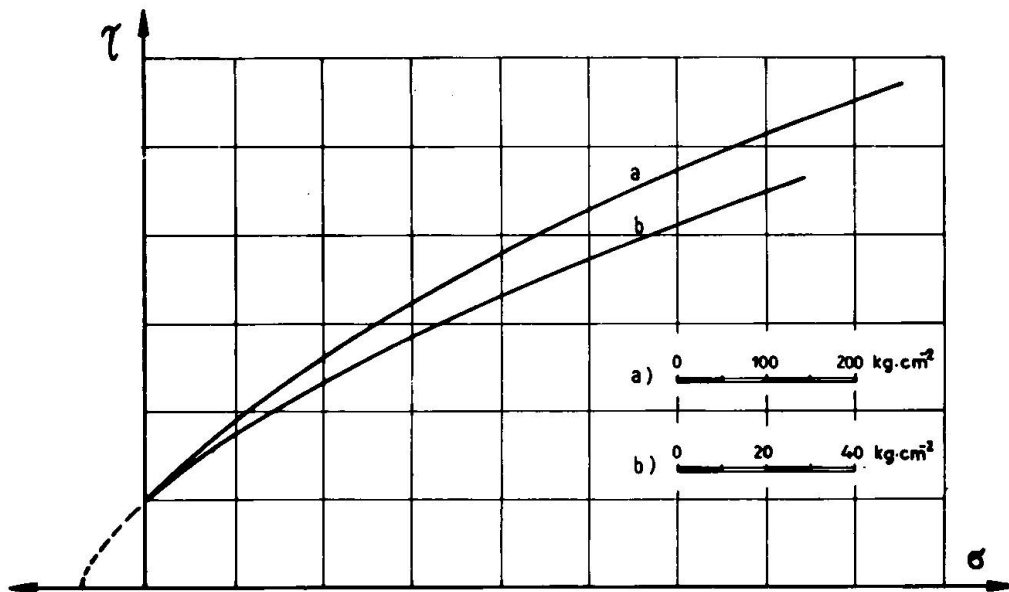


FIG. 2

Courbe intrinsèque de rupture: a) béton normal; b) microbéton en pierre ponce.

Intrinsic collapse (failure) curve: a) normal concrete; b) microconcrete in pumice.

Effektive Bruchkurve: a) normaler Beton; b) Mikrobeton aus Bimsstein.



Une certaine discordance à ce sujet peut être admise, car rarement les ruptures se vérifient pour des contraintes triaxiales de compression pure et simple. En plus, la correspondance imparfaite du matériau-modèle est, dans ce cas, de nature déficitaire, et par conséquent elle répond à des critères conservatifs.

Le modèle statique traditionnel constitue par ailleurs un instrument particulièrement efficace aux fins des recherches sur le fonctionnement statique du tampon du barrage où, en présence d'arcs à forte épaisseur, les calculs deviennent difficiles et les résultats discutables.

Vis-à-vis d'un problème d'une telle importance, on se limite à rapporter une brève documentation sur l'intérêt unique des informations sur le fonctionnement statique de la structure obtenu par le modèle.

Dans la fig. 3 on constate l'allure des contraintes par arcs

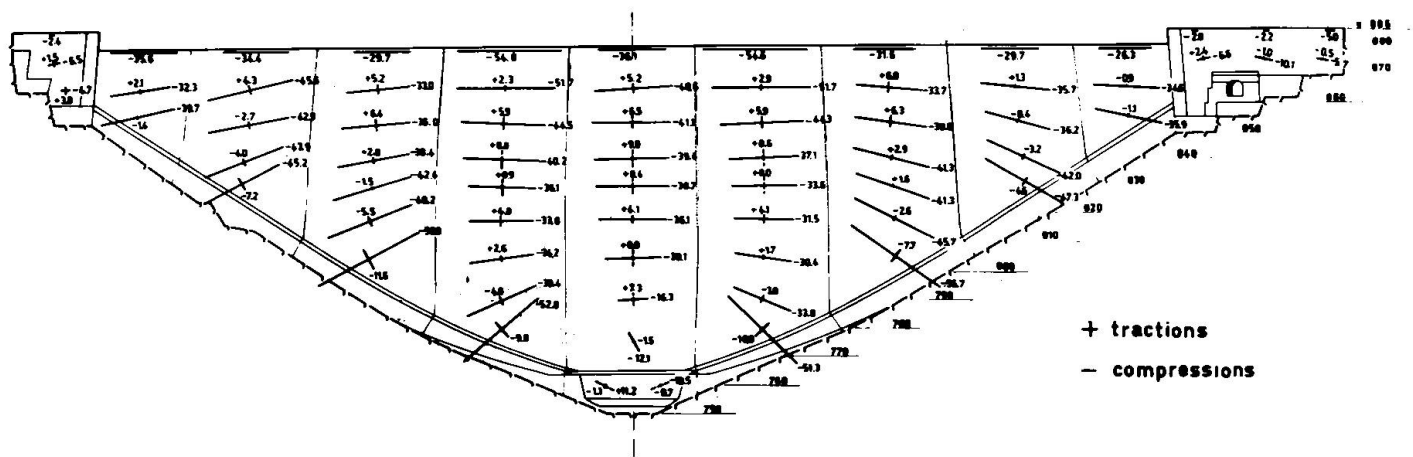


FIG. 3

Modèle du barrage de Las Portas (Espagne): essai de charge hydrostatique, allure de contraintes principales, surface à l'aval.

Model of Las Portas dam (Spain): hydrostatic load test, principal stresses, downstream.

Modell des Staudammes in Las Portas (Spanien); Versuch hydrostatischer Belastung: Verhalten der Hauptspannungen, Luftseite.

plongéants en correspondance du corps inférieur du barrage engendré par la charge hydrostatique.

Dans la fig. 4 on présente, pour le même ouvrage, la répartition de la charge hydrostatique par éléments résistants, en correspondance de la console centrale. On peut remarquer que l'effet voûte se réduit considérablement aux cotes inférieures, pour laisser la place à une forte contribution résistante de flexion et de torsion.

La fig. 5 dénonce les excentricités des résultantes le long des arcs d'un modèle-barrage qui s'accroissent particulièrement en correspondance des arcs inférieurs.

Dans la fig. 6 on présente le cadre des contraintes principales mesurées dans le plan d'un arc de tampon.

La fig. 7 présente enfin le cadre des fissurations relevées dans un modèle de barrage après les essais à rupture.

### 3. Modèles géomécaniques de massifs rocheux

Un troisième secteur, plus complexe, concerne les modèles géomécaniques. Ces modèles permettent de contrôler la stabilité des massifs rocheux intéressés par des systèmes de discontinuité plus ou moins importants et défavorables. L'emploi d'une installation artificielle de poids propre, réalisée au moyen de tirants, est d'ordinaire inacceptable du fait des liaisons que les tirants introduisent dans la structure discontinue.

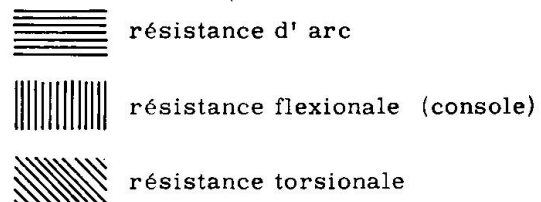
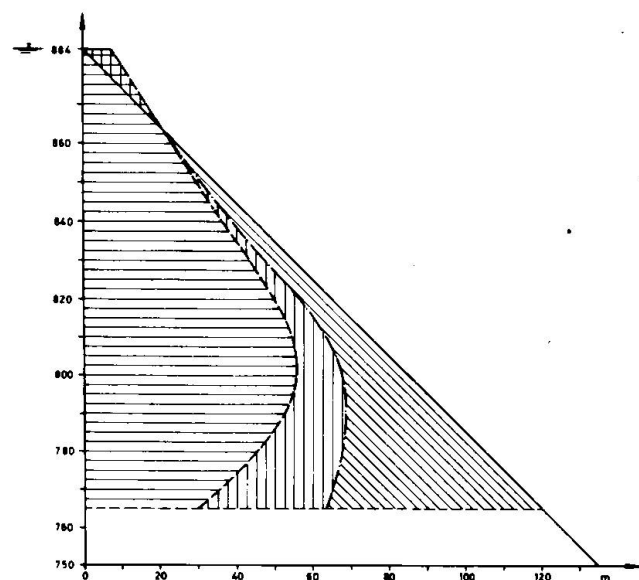


FIG. 4  
Modèle du barrage de Las Portas (Espagne): répartition de la charge hydrostatique relative à la console principale.  
Model of Las Portas dam (Spain): distribution of hydrostatic load for the central cantilever.  
Modell des Staudammes in Las Portas (Spanien): Verteilung der hydrostatischen Last bezüglich des mittleren Kragsteins.

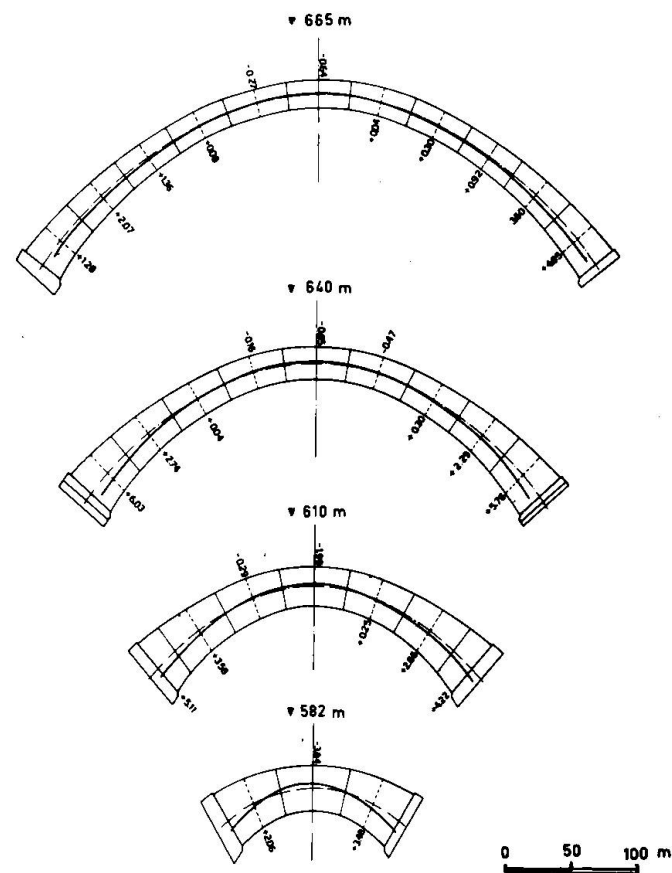


FIG. 5  
Excentricités (en mètres) des résultantes transmises dans les arcs du barrage de Almendra (Espagne) par la charge hydrostatique. - Eccentricities (in meters) of the resultants transmitted in arches of Almendra dam (Spain) due to hydrostatic load. - Excentrizität (in Metern) der in den Bögen des Staudammes in Almendra (Spanien) übertragenen Resultanten infolge der hydrostatischen Belastung.

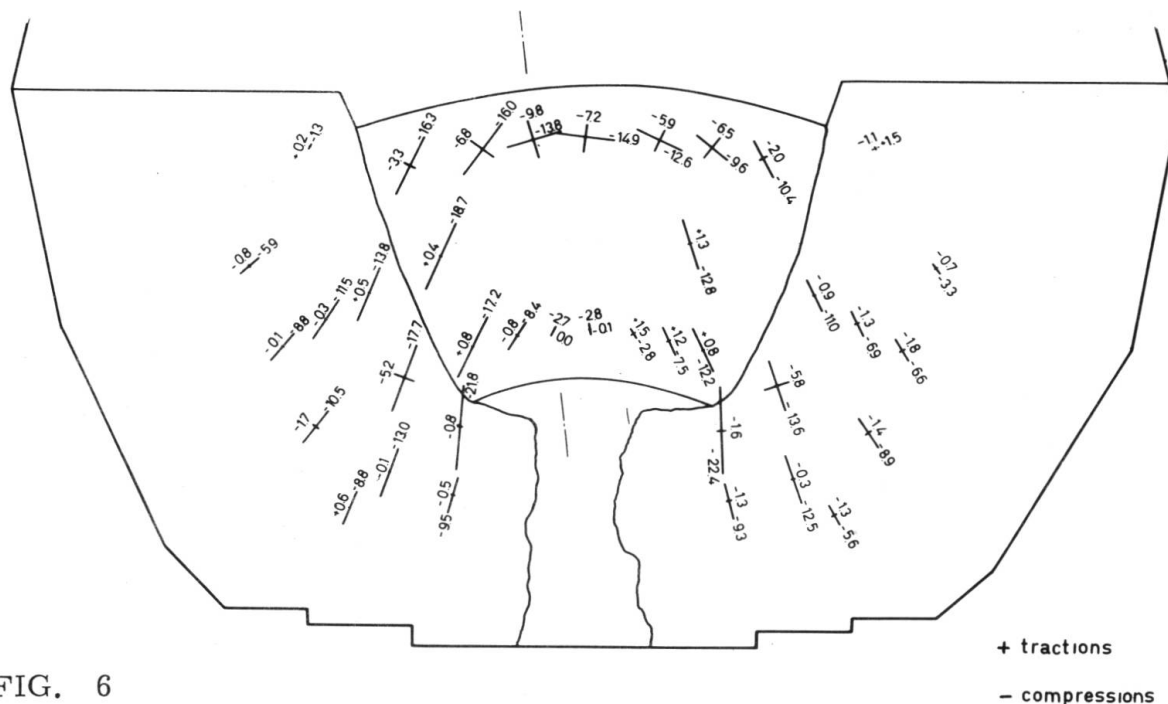


FIG. 6

Distribution des contraintes principales de charge hydrostatique en correspondance d' un arc de tampon.

Distribution of principal stresses (of hydrostatic load) in a concrete plug arch.

Verteilung der Hauptspannungen infolge der hydrostatischen Belastung bei einem Pufferbogen.

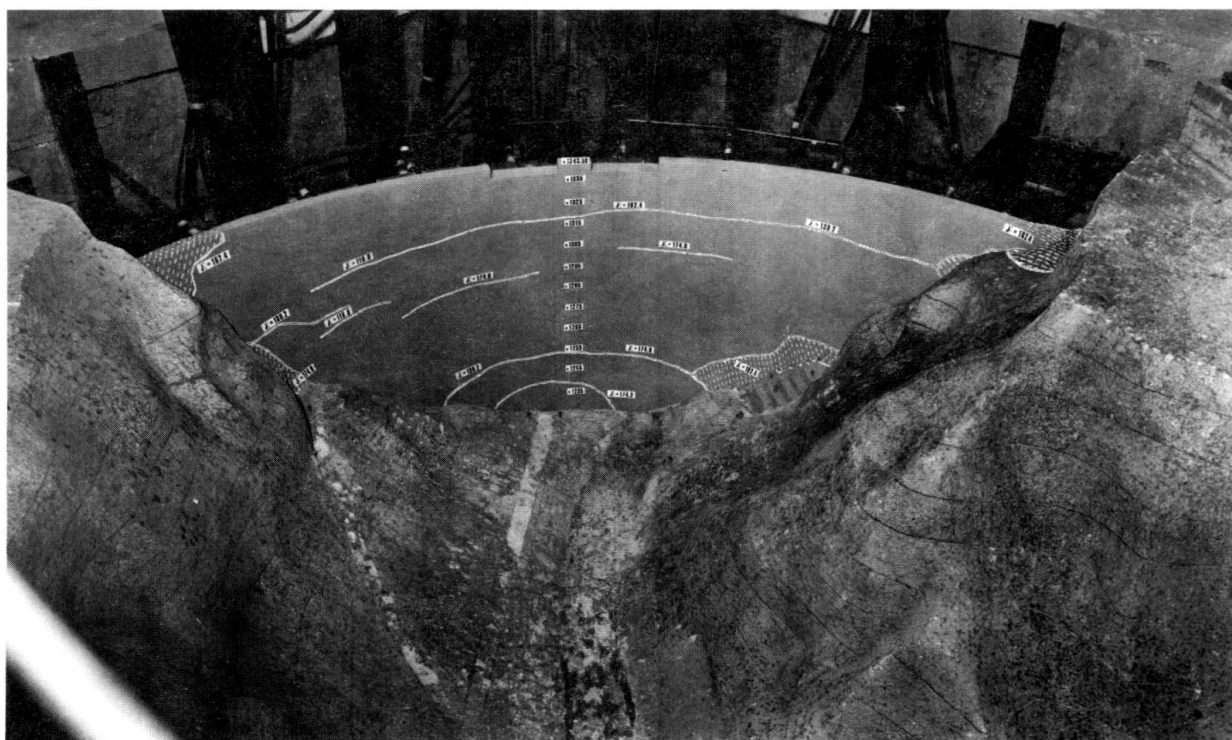


FIG. 7

Modèle du barrage de Agua del Toro (Argentine): cadre des fissures après les essais de charge hydrostatique poussés jusqu' à la rupture.

Model of Agua del Toro dam (Argentina): state of cracks after hydrostatic load tests up to failure.

Modell des Staudammes in Agua del Toro (Argentinien): Rissbild nach dem Versuch der hydrostatischen Belastung bis zum Bruch.

La solution la plus raisonnable consiste à employer des matériaux disposant d'un rapport d'efficience  $\xi \simeq \lambda$  et par conséquent d'un rapport  $\rho = 1$  ( $\gamma = \gamma'$ ).

Compte tenu des dimensions des systèmes à reproduire, l'échelle géométrique est normalement fixée entre:  $50 \leq \lambda \leq 150$ , autrement dit, on s'adresse à des matériaux spéciaux disposant de caractéristiques mécaniques extrêmement réduites.

Pour mieux préciser les domaines et les limites d'application des modèles dans le secteur géomécanique, on doit préciser qu'il concerne, en principe, seulement les systèmes en roche cohérente.

Par contre, les modèles du secteur géotechnique ou des terrains, n'offrent qu'une crédibilité très réduite, surtout dans les cas où la présence d'eau revêt une importance fondamentale.

On doit considérer, à ce sujet, les deux processus fondamentaux qui interviennent dans la déformation et dans la rupture d'un terrain: la compressibilité oedométrique (pour laquelle les pressions interstitielles et leurs gradients sont déterminants) et les glissements de couche, auxquels il faut imputer fondamentalement les processus de déformation plasto-visqueux. Les deux phénomènes en question obéissent à des lois physiques et à des paramètres de similitude essentiellement différents, de sorte que le respect simultané des deux phénomènes résulte théoriquement impossible.

Les modèles des systèmes rocheux disposent, au contraire, de une plus grande crédibilité. On doit toutefois également préciser leurs limites d'application. Ils sont principalement employés pour vérifier la stabilité des massifs d'appui aux barrages.

On s'adresse à ces modèles lorsqu'il y a lieu de penser que la rupture finale du barrage puisse se vérifier par tassement ou effondrement des appuis.

La roche-matrice possède généralement des caractéristiques mécaniques élevées et relativement élastiques, et intervient de façon limitée dans les processus de déformabilité et de rupture.

Une importance déterminante doit être attribuée, par contre, aux caractéristiques d'ensemble du massif rocheux avec ses complexes accidents: stratifications, systèmes de diaclases, failles, schistosités, etc.

Les causes d'instabilité du massif sont constituées d'ordinaire par les discontinuités les plus importantes et défavorables qui intéressent d'une manière étendue la masse rocheuse.

Le modèle reproduit un schéma géomécanique (figs. 8 et 9) élaboré par le géologue sur la base d'une évaluation critique et conservative de la situation "in situ". Ce schéma doit tenir compte des accidents qui peuvent intervenir, sous l'effet de composantes de poussée appliquées, dans la rupture de l'équilibre statique du système constitué par l'ensemble barrage-réservoir-roche d'appui.

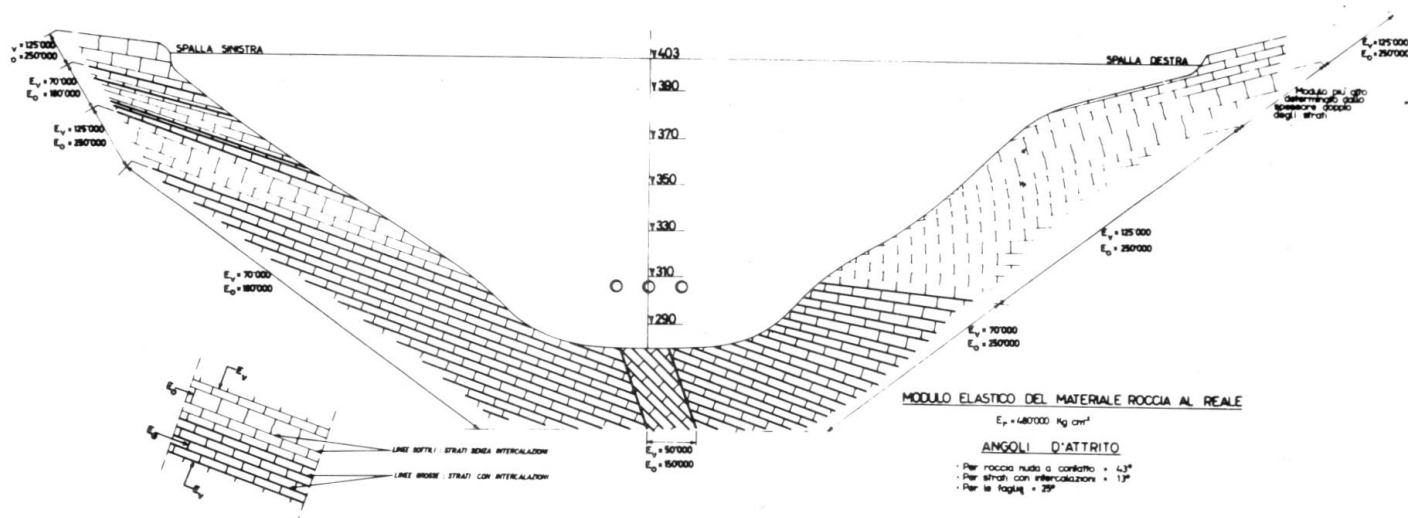


FIG. 8

Schème reproduit pour le modèle géomécanique du barrage de Grancarevo (Yugoslavie).

Schema of geomechanic model used for the Grancarevo dam (Yugoslavia).

Reproduziertes Schema für das geomechanische Modell des Staudammes in Grancarevo (Jugoslavien).



FIG. 9

Reproduction par briquettes de la roche de fondation du modèle géomécanique de Grancarevo (Yugoslavie).

Reproduction by bricks of a foundation rock of the Grancarevo geomechanical model.

Reproduktion mit kleinen Ziegeln des Gründungsfelsen des geomechanischen Modells des Staudammes Grancarevo (Jugoslavien).



Le schéma, reproduit dans le modèle, est vérifié jusqu'à rupture afin de s'assurer sur l'existence d'un facteur de sécurité de minimum. C'est pour ça que la technique et les modalités de reproduction des discontinuités plus défavorables et importantes deviennent particulièrement délicates.

Si on considère un diagramme contraintes ( $\tau$ ) - déplacements obtenu à l'issue d'un essai de cisaillement sur éprouvette isolée en situ, en correspondance d'un plan de discontinuité de la roche, on constate d'ordinaire la présence d'un pic initial dû à une cohésion résiduelle ou à des forces d'imbrication initiales engendrées par la rugosité de la surface de contact (fig. 10 a et b). Le pic de maximum de résistance une fois franchi, les valeurs des  $\tau$  se réduisent et la courbe se dispose selon une allure relativement rectiligne, qui donne la valeur réelle de la seule résistance de frottement.

Dans le modèle, en général, on néglige toute résistance de cohésion initiale et les courbes de glissement qu'on obtient entre les surfaces de discontinuité sont du type représenté dans la fig. 10 a' et b'.

On estime, en effet, que la résistance de cohésion est due à des liaisons fragiles et locales que l'on peut considérer négligeables. Il suffit de considérer à ce sujet le travail réduit de déformation nécessaire pour casser ces liaisons, vis-à-vis du travail bien plus important demandé pour les processus de glissement plastique le long des plans de discontinuité.

D'autre part, il faut encore constater l'impossibilité d'une collaboration mutuelle et continue des liaisons de cohésion le long de surfaces très étendues.

En effet, les zones de rupture plastique se répandent spatialement à l'intérieur de la masse, par frontières successives qui s'élargissent graduellement en profondeur et en étendue.

Les valeurs des angles de frottement normalement adoptés dans le modèle, en cas de roche saine à contact, sont comprises entre :  $35^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$ .

Les conditions sont essentiellement différentes en présence de inclusions (mylonite, argille, tourbe, etc.). Dans des cas pareils, l'angle de frottement se réduit considérablement, selon les conditions d'humidité des matériaux interposés. Vu les valeurs de frottement extrêmement réduites que l'on constate dans les cas-limites ( $\varphi \leq 10^\circ$  pour certaines argilles) il va sans dire que leur fidèle reproduction revêt une importance déterminante sur le comportement du modèle et sur sa crédibilité.

Il est bon de remarquer ici que, en présence d'inclusions humides, les processus de déformation par glissement se développent en domaine éminemment visqueux, et par conséquent sont reliés à la variable "temps".

Malheureusement, les lois qui président aux processus de glis



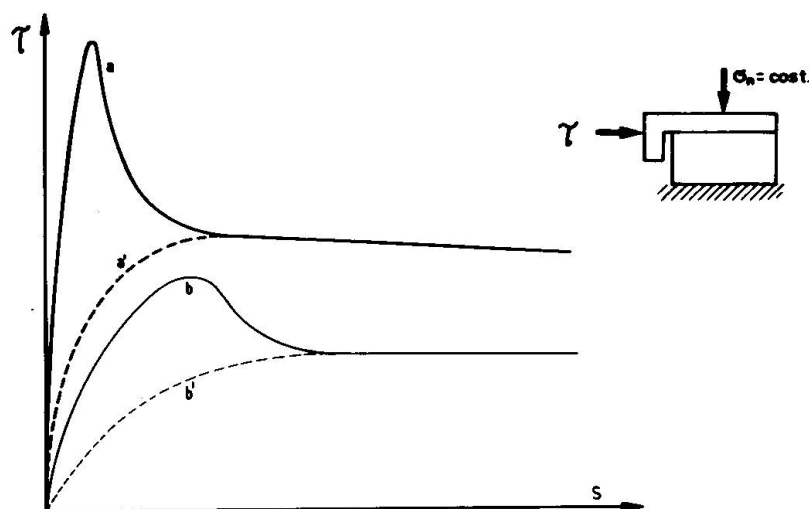


FIG. 10

Essais de cisaillement en roche; schéma indicatif des diagrammes ( $\tau$ ) - déplacements:

Shear tests in rock; indicative schema of stress ( $\tau$ )-displacement diagrams:

Schubversuche im Felsen: Indikatives Schema der Spannungen ( $\tau$ ) - Verschiebungen Diagramme:

- a) courbe relative à roche en contact direct avec cohésion résiduelle  
curve inherent to rock in direct contact, with residual cohesion  
Kurve bezüglich des Felsens im direkten Kontakt mit restlicher Kohäsion
- a') courbe reproduite sur le modèle en absence de cohésion  
curve reproduced on the model without cohesion  
Kurve bezüglich eines Modells ohne Kohäsion
- b) courbe en présence d'intercalations plastiques et de cohésion résiduelle  
curve when plastic intercalations and residual cohesion are presented  
Kurve mit Kunststoffeinschiebungen und restlicher Kohäsion
- b') courbe reproduite sur le modèle en absence de cohésion  
curve reproduced on the model without cohesion  
Kurve eines Modells ohne Kohäsion



sement visqueux dans le secteur de la mécanique des roches sont encore relativement trop peu connues pour qu' on puisse procéder à une leur reproduction d' une façon croyable.

Actuellement, à l' ISMES, on se limite à relever au cours des essais les déformations finales, à modèle entièrement stabilisé. En d' autres termes, on se limite à vérifier la structure en condition d' équilibre statique, à complet épuisement des processus de déformation.

Malgré ces limitations, il est intéressant de remarquer que les essais sur modèle géomécanique donnent des informations de grand intérêt. Chaque tassement plastique local est suivi d'une redistribution générale des contraintes et d'une variation du comportement statique de l'ouvrage, de sorte que les essais à outrance permettent de suivre l'évolution graduelle des conditions d'équilibre en domaine de grandes déformations, jusqu'au collapsus. Sous cet aspect, le modèle géomécanique constitue un moyen d'investigation unique en son genre.

Pour les processus de déformation et de rupture d'un massif rocheux il faut encore établir une nette différenciation entre ce qui peut se produire à la surface (où la roche, en état de contrainte biaxiale, offre une résistance dépendant surtout de la cohésion, et où par conséquent la rupture se manifeste comme phénomène essentiellement fragile), et ce qui peut se produire à l'intérieur ou en profondeur (où, en présence de compressions hydrostatiques considérables, la résistance dépend de façon prépondérante de l'angle de frottement interne et les ruptures en plasticité se manifestent sous l'effet des cisssions élevées). Au fur et à mesure de l'augmentation de la charge, les zones plastiques intéressent la structure résistante par frontières successives, situées à des profondeurs et à des distances toujours croissantes de la surface d'application des forces.

Le recul de ces frontières fait céder graduellement les liens de cohésion, tandis que les forces résistantes, qui se rattachent au frottement interne du matériau, sont appelées à collaborer dans un cadre de résistance mutuelle, par l'intermédiaire d'une redistribution graduelle du champ des contraintes. Tout cela se produit logiquement en domaine de grandes déformations.

Nous pouvons nous demander quelles sont les conditions d'instabilité qui résultent des discontinuités présentes dans le massif rocheux (lithoclasses, failles, stratifications, schistosités, etc...). Si nous limitons notre examen à des considérations d'ordre général, nous remarquons que les risques d'instabilité au niveau des discontinuités sont d'autant plus grands que ces discontinuités sont plus superficielles. Dans la zone de surface, en effet - nous l'avons dit - non seulement la cohésion manque, mais aussi les états de contraintes triaxiales isotropes importantes y font défaut.

Lorsque, par contre, les surfaces de discontinuité pénètrent dans la roche, la stabilité dépend surtout de l'angle de frottement entre les surfaces de contact.

Lorsque la valeur de cet angle est à peu près égale à celle de l'angle de frottement interne propre de la roche - c'est le cas ordinaire des contacts entre roches vives - le glissement de ces surfaces, si planes et si étendues soient-elles, ne se produit que dans des cas exceptionnels.

Même l'éventuelle présence d'une contribution réduite de résistance apportée par la cohésion n'est pas considérable en pareil cas; la rupture par décohésion se propage, en effet, sans offrir aucune résistan-

ce d' ensemble, et le travail de déformation qu' elle accomplit est extrêmement réduit.

Sur la base de cette remarque, les critères de stabilité conseillent souvent de négliger, dans le modèle, la cohésion dans les plans de discontinuité. Par contre, lorsque l' angle de frottement entre les surfaces de discontinuité s' avère sensiblement inférieur à l' angle de frottement interne, la ruine se produit de préférence par glissement des couches, tout au moins quand ces dernières sont orientées défavorablement. C' est le cas du modèle géomécanique de la culée gauche du barrage de Ca' Selva (fig. 11), où l' on constate, au couronnement, des ruptures fragiles par décohesion entre les surfaces des blocs et fissuration de ces derniers; aux cotes inférieures, on remarque une prédominance de glissements entre les plans de stratification sub-horizontaux, dans lesquels on avait reproduit un angle de frottement  $\varphi \approx 20^\circ$ .

Les résultats sur modèle peuvent se démontrer particulièrement utiles pour une comparaison avec les déplacements mesurés sur le ouvrage, au cours de la première mise en charge.

Sur la base du schéma en fig. 13:

- la courbe a) représente la ligne d' inflexion du modèle traditionnel, mesurée au cours des essais à outrance en clé de couronnement. Vu que dans le modèle la roche est normalement reproduite avec emploi de matériau élastique homogène et isotrope et sans discontinuité, la courbe se développe selon une allure pratiquement linéaire jusqu' au seuil de plasticité, auquel font suite les premiers processus de fissuration;
- la courbe b) représente la ligne d' inflexion correspondante du modèle géomécanique qui accuse, par effet de discontinuités, des déplacements plastiques déjà pour des charges relativement réduites.

La courbe de déformation pour le barrage réel (s' il serait possible de la tracer dès à l' origine) est comprise entre les deux courbes citées - au moins si les hypothèses adoptées au cours des essais résultent acceptables. Les deux courbes a) et b) doivent enserrer, en effet, la courbe hypothétique de déformation jusqu' à rupture du barrage et fournissent, de toute façon, les limites extrêmes de dispersion entre lesquelles peut varier le facteur de sécurité de l' ouvrage.

On observe en plus que les deux courbes de déformation présentent des points de résistance maximum auxquels correspondent des déformations pratiquement coïncidentes.

Il existe en effet, dans le système, des conditions de congruence entre les tassements plastiques de la roche et les capacités de l' ouvrage en béton de s' adapter par déformation intrinsèque pour suivre d' une façon solidaire les tassements dits. On peut en déduire qu' en domaine de grandes déformations les processus de fissuration et de collapsus de la structure sont engendrés par les contraintes intrinsèques conséquent aux déplacements anélastiques de la roche plutôt que par l' intensité des charges appliquées.

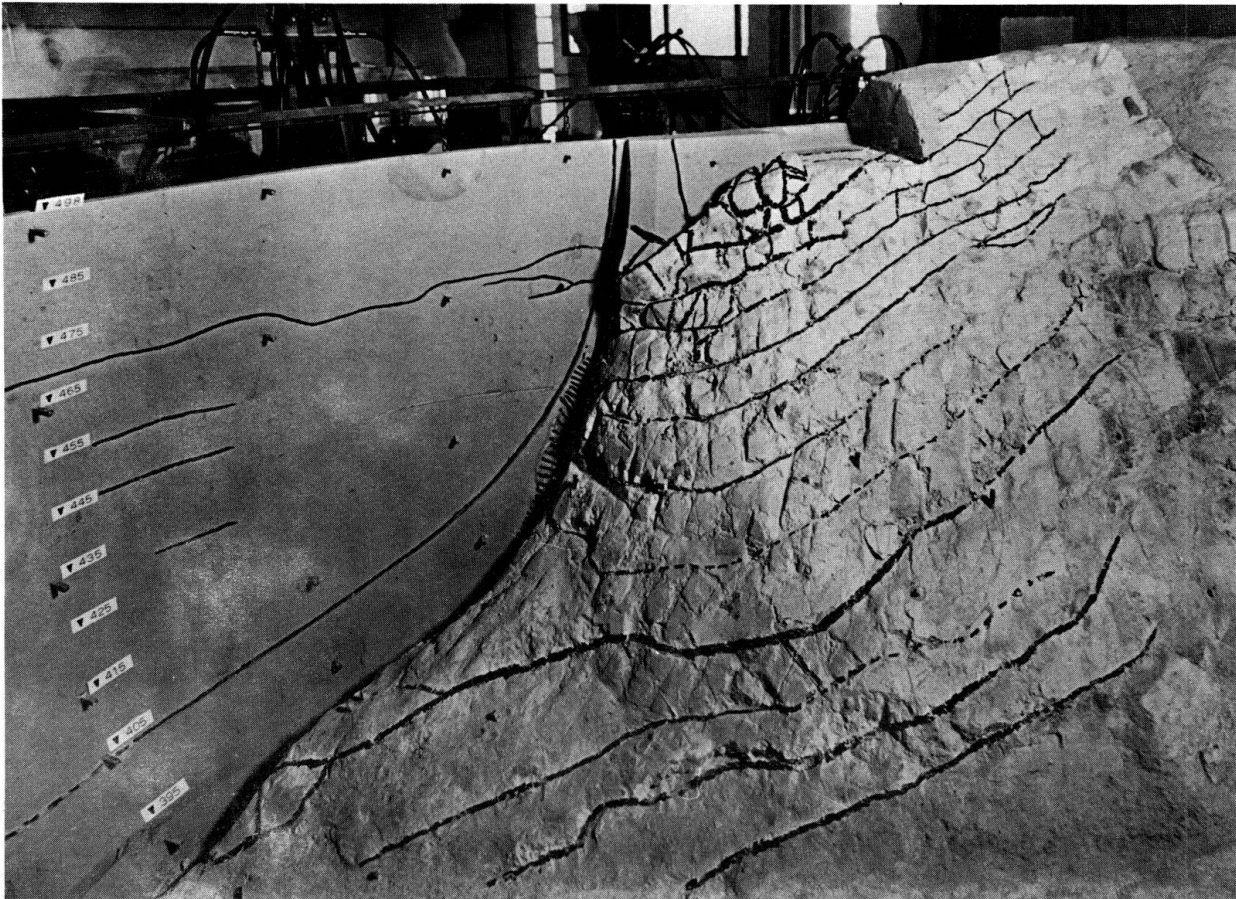


FIG. 11

Modèle géomécanique de Ca' Selva (Italie) essai à rupture, affaissement du rocher par glissement des couches de stratification.

Ca' Selva dam geomechanical model (Italy): after failure test for sliding of stratification strates.

Geomechanisches Modell des Staudammes Ca' Selva (Italien): Bruchversuch, Felsensackung durch Rutschen der Schichtungsflächen.

————— ○ —————

Il est très intéressant de représenter, séparément, en fonction de l'intensité de la charge appliquée (fig. 12), les déformations globales ①, les déformations réversibles ②, les déformations résiduelles anélastiques ③. A ce sujet, le diagramme de la composante radiale relatif à la clé de la console centrale du modèle géomécanique du barrage de Susqueda (Espagne) (fig. 12) est très représentatif.

A la charge normale ( $\gamma = 1$ ) les déformations sont de nature éminemment réversible; entre autres, elles ne s'écartent pas considérablement des déplacements mesurés sur le modèle traditionnel. Pour des charges plus élevées, les résidus anélastiques s'accroissent avec la

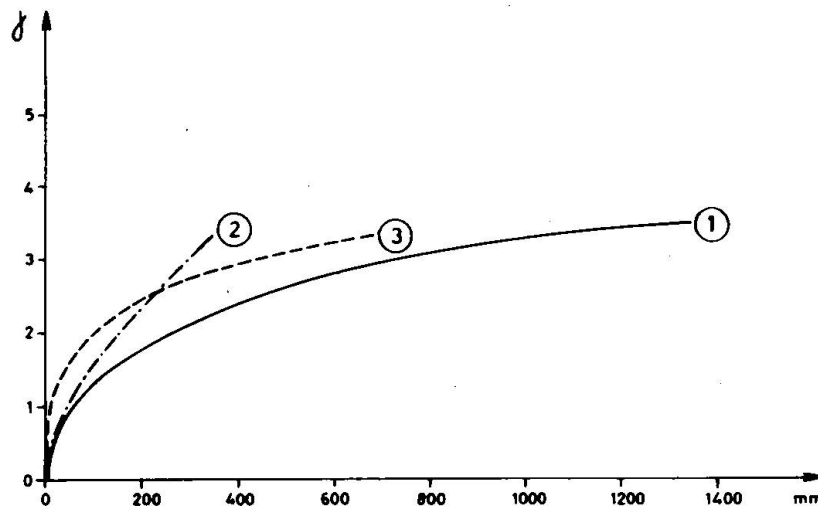


FIG. 12

Courbes des déplacements radiaux mesurés en clé du modèle géomécanique de Susqueda (Espagne):

Curve of radial deflections measured in arch of crest of Susqueda geomechanical model (Spain):

Kurven radialer Verschiebungen nach dem geomechanischen Modell des Staudammes in Susqueda (Spanien):

- |   |   |   |
|---|---|---|
| ① | { | déplacements globaux<br>global displacements<br>Gesamtverschiebungen                |
| ② | { | déplacements réversibles<br>reversible displacements<br>Reversibele Verschiebungen  |
| ③ | { | déplacements anélastiques<br>anelastic displacements<br>Anelastische Verschiebungen |

————— ○ —————

charge selon une allure considérablement exponentielle, tandis que les déformations réversibles ne s'écarteront pas sensiblement de la linéarité.

Nous comprenons de toute évidence, sur la base de ces observations, qu'il peut se démontrer inexact et insidieux de tirer des conclusions sur la sécurité de l'ouvrage de l'examen des seules déformations en domaine élastique, lorsque la rupture se produit par tassement ou effondrement de la roche d'appui.

Bien plus, on a des cas dans lesquels les déplacements anélastiques reliés à la logique des discontinuités sont orientés en direction totalement différente par rapport aux déplacements réversibles reliés à la logique élastique ou des états de contrainte.

Seul un essai poursuivi jusqu'à l'effondrement permet d'ob

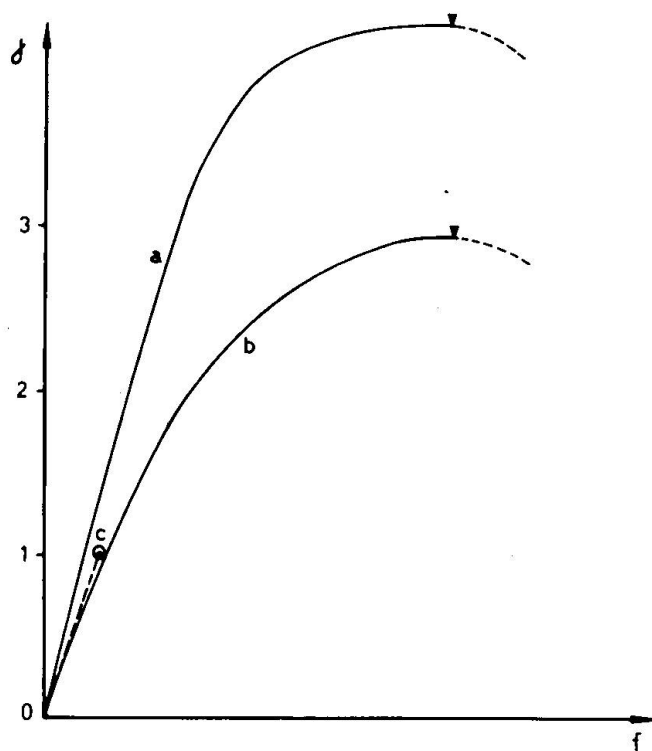


FIG. 13

Courbe représentative des flèches radiales mesurées en clé de couronnement pendant les essais de charge hydrostatique poussés jusqu'à rupture:

Curve of radial deflections measured in arch of crest, during the hydrostatic load test up to failure:

Kurve der radialen Durchbiegungen an der Krone während der hydrostatischen Versuchen bis zum Bruch:

- |    |   |  |
|----|---|--|
| a) | { | modèle statique traditionnel<br>traditional static model<br>traditionelles statisches Modell   |
| b) | { | modèle géomécanique<br>geomechanical model<br>geomechanisches Modells  |
| c) | { | flèche du barrage depouillée de tout autre effet<br>dam's deflections due only to hydrostatic load<br>Staudammdurchbiegung nur wegen hydrostatischer Belastung |

○

tenir des informations relatives au massif rocheux, les seules susceptibles de permettre, grâce à une interprétation objective du comportement réel du système barrage-rocher de fondation, la détermination d'un facteur de sécurité établi selon des critères extrêmement conservatifs conduisant à un contrôle d'ensemble du système.

## CONCLUSIONS

Dans le rapport on a mis au point les critères d'utilisation des modèles pour structures en béton qui travaillent éminemment pour des états de contrainte triaxiale.



On a constaté, même si dans un cadre très réduit, que tant que il résulte difficile la détermination des contraintes triaxiales et une corrélation croyable entre ces derniers et les modalités de rupture, un essai à outrance sur modèle représente encore la vérification la plus significative sur le réel degré de sécurité de l' ouvrage.

Un secteur particulier est représenté enfin par les essais sur modèles géomécaniques de barrages. Trop souvent, on a oublié le contrôle du massif rocheux jusqu' au point de pouvoir affirmer que, à front des calculs très affinés et souvent sophistiqués sur la structure en béton dans lesquels la déformabilité de la roche aux limites est introduite par paramètres conventionnels, on a ignoré totalement les dangers reliés aux processus de déformation et à l' instabilité de la roche au point de pouvoir affirmer "hic sunt leones".

Les accidents, quelquesfois disastreux qui se sont vérifiés , nous obligent à considérer l' équilibre d' ensemble du barrage avec ses appuis et, à ce but, la technique des modèles géomécaniques s' est démon-trée très valable comme moyen de recherche d' avant-garde.

## RESUME

Le rapport s' occupe des principes sur lesquels se basent les techniques adoptées à l' ISMES pour la reproduction de modèles de structures massives.

Vis-à-vis de la nécessité ou non de reproduire l' effet de poids propre, on peut envisager les trois différents secteurs d' application pris en examen:

1. celui des caissons en béton précontraint pour réacteurs nucléaires, pour lesquels l' influence du poids propre est négligeable;
2. celui des barrages à arcs, pour lesquels l' effet de poids propre est donné artificiellement par cables en acier;
3. celui des massifs d' appui aux barrages (modèles géomécaniques) pour la reproduction desquels on utilise des matériaux très déformables.

Dans le secteur des modèles géomécaniques on traite, en particulier, les techniques de reproduction des massifs rocheux d' appui aux barrages, les critères adoptés pour en vérifier l' équilibre, et enfin, l' intérêt que les résultats - obtenus par les modèles essayés à outrance - revêtent pour vérifier l' équilibre d' ensemble d' un barrage en appui sur un rocher intéressé par importantes discontinuités.

## SUMMARY

The paper deals with the principles on which the techniques used at ISMES for modelling massive structures are based.

With reference to the problem of the self weight, three main



application fields have been considered:

1. Prestressed concrete pressure vessels, where the influence of self weight can be neglected.
2. Arch dams, where the effect of self weight is artificially obtained by means of steel cables.
3. Geomechanical models of rock abutements, where very soft materials are used.

This last part deals in particular with the techniques of reproduction of the abutement, the criteria to verify the equilibrium and eventually the interest of the results of models tested up to failure to evaluate the overall equilibrium of a dam with a rock abutement interested by important discontinuities.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Bericht befasst sich mit den Prinzipien, die der von der ISMES angewandten Technik für die Reproduktion von Modellen massiver Strukturen zu Grunde liegen.

Was die Notwendigkeit die Wirkung des Eigengewichtes zu reproduzieren, anbetreff drei verschiedene Anwendungssektoren betrachtet werden:

1. Der Sektor der vorgespannten Betonbehälter für Reaktoren, bei denen der Einfluss des Eigengewichtes keine Rolle spielt.
2. Der Sektor der Bogen-Staudämme, bei denen das Eigengewicht künstlich mittels Stahlkabeln wiedergegeben wird.
3. Der Sektor der massiven Stützen an Staudämmen (geomechanische Modelle) für die Reproduktionen, wofür sehr verformende Materialien gebraucht werden.

Auf den Sektoren der geomechanischen Modellen werden hauptsächlich die Reproduktionstechniken der massiven Stützenfelsen für Staudämme, die für die Festlegung des Gleichgewichtes angewandten Kriterien und schliesslich das Interesse für die Ergebnisse - die mittels geprobten Modellen erreicht wurden - behandelt, um das Gesamtgleichgewicht eines an einem Felsen mit wichtigen Diskontinuitäten gestützten Staudammes festzulegen.