

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

GRANDE STRUCTURE FONDÉE SUR ARGILE PRECONSOLIDÉE

HEAVY STRUCTURE FOUNDED IN PRECONSOLIDATED CLAY SOILS

ТЯЖЕЛЫЕ СООРУЖЕНИЯ НА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО УПЛОТНЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

J. MATHIAN, Compagnie Nationale du Rhône-Lyon

M. DE LAMOTTE, Simecsol-Paris (France)

SOMMAIRE - Pendant la construction et la mise en eau d'une importante centrale hydroélectrique du Bas-Rhône, fondée sur une argile compressible, il a été effectué de nombreuses mesures de déformations et de contraintes. Les dispositifs utilisés sont décrits dans la communication, et les principaux résultats analysés : gonflements maximaux atteignant, lors de l'exécution de la fouille, 20 cm au fond de fouille et 5 cm à 35 m en dessous de la fondation, enfoncement de la structure de plusieurs centimètres avec léger basculement vers l'amont au moment de la mise en eau, forte dispersion des contraintes due au processus d'exécution et à la rigidité de la fondation. En conclusion, il est indiqué de quelle manière ces résultats conduiront à compléter le programme des essais en laboratoire, en vue de calculer de manière plus précise les déplacements verticaux pour les futurs ouvrages analogues.

INTRODUCTION

Plusieurs centrales hydroélectriques, construites sur le Bas-Rhône, et équipées de groupes turbo-alternateurs d'une puissance unitaire de 30 MW, sont fondées sur une argile compressible d'origine marine et d'âge pliocène.

Des mesures in situ ont été effectuées pendant la construction de trois usines mises en service respectivement en 1968, 1970 et 1971 : Bourg-lès-Valence, Vallabrègues et Saint-Vallier.

Les dispositifs de mesure ayant été complétés d'un chantier à l'autre, nous traiterons uniquement dans le présent rapport des observations relatives à la dernière de ces usines, celle de Gervans (aménagement de Saint-Vallier).

Après avoir analysé les résultats qui concernent notamment des mesures de déformation verticale et de charge piézométrique, au sein de l'argile en dessous de la structure, et des mesures de contrainte au niveau de la fondation, nous donnerons une interprétation des phénomènes et en tirerons quelques enseignements sur les méthodes de calcul prévisionnel des déplacements verticaux.

2 - CARACTERISTIQUES GÉNÉRALES DES TERRAINS ET DESCRIPTION DES PHASES DE TRAVAUX

Sur le site de l'usine de Gervans, à partir du niveau du terrain naturel à la cote N.G.F. (124), sont successivement rencontrées :

- les alluvions sablo-graveleuses du Rhône sur 20 m d'épaisseur, de la cote (124) à la cote (104), dans lesquelles circule une nappe alluviale dont le niveau moyen est à la cote (117) ;
- l'argile pliocène sur des épaisseurs de plus de 100 m ; il s'agit d'une formation homogène, constituée par une

marne argilo-silteuse avec quelques filets millimétriques de sable fin. Cette argile a été surconsolidée par le dépôt sur 100 m au moins d'alluvions qui ont été érodées lors des dernières glaciations. Elle présente des caractéristiques sensiblement constantes tant en plan qu'en profondeur ; ce sont en moyenne les suivantes :

$w = 0,20$ à $0,25$ $\gamma_d = 1,60$ à $1,75$ g/cm³
 $e = 0,55$ à $0,70$ $S_y = 0,95$ à $1,00$
 $k = 1$ à $5 \cdot 10^{-10}$ m/s $P_{2\mu} = 0,15$ à $0,25$

A partir d'essais de compressibilité à l'oedomètre et au triaxial, il a été établi une courbe oedométrique type conduisant aux valeurs des modules ci-après :

Pour les pressions comprises :

entre :	(bar)	1/2	2/4	4/8	8/12	12/16
E (au chargement		80	130	210	315	400
(bar)) au déchargement		150	300	800	1.500	2.000

Les phases de construction de l'ouvrage ont comporté :

- a) L'exécution d'une grande fouille intéressant toute l'épaisseur des alluvions récentes et s'enfonçant d'une quinzaine de mètres dans l'argile même. A la profondeur d'assise de l'ouvrage la charge totale avant le début des travaux était de l'ordre de 66 t/m², dont 38 t/m² correspondant au poids des terrains secs déjaugés. Le volume des terrassements, effectués en 5 mois, a atteint 1.100.000 m³.
- b) Le bétonnage des ouvrages de l'ensemble usine-écluse (environ 300.000 m³ au total). Cette phase des travaux a duré deux ans. La contrainte correspondant au poids de l'ouvrage sur la fondation est en moyenne de 40 t/m².
- c) La mise en eau des ouvrages débutant par l'arrêt des épuisements et continuée par le remplissage de la fouille en eau, puis par l'élévation progressive du niveau amont

pour créer la hauteur de chute correspondant à l'exploitation normale (environ 10 mètres). Le poids d'eau contenue dans l'ouvrage entraîne alors une contrainte supplémentaire de l'ordre de 10 t/m².

3 - DISPOSITIFS DE MESURES

3-1 - Mesures des déplacements verticaux

Deux séries de repères ont été utilisées. Les repères de la première série ont été mis en place dans l'argile avant le début des terrassements, à l'intérieur de forages de petit diamètre, exécutés à partir du terrain naturel.

Ces repères sont eux-mêmes de deux types ; ce sont :

- soit des tire-fonds surmontés d'une tige et, il y a alors un seul repère par forage,
- soit des repères annulaires dont on détermine à chaque campagne le niveau à l'aide d'une torpille à ailettes escamotables, et l'on a alors placé de nombreux repères dans le même forage.

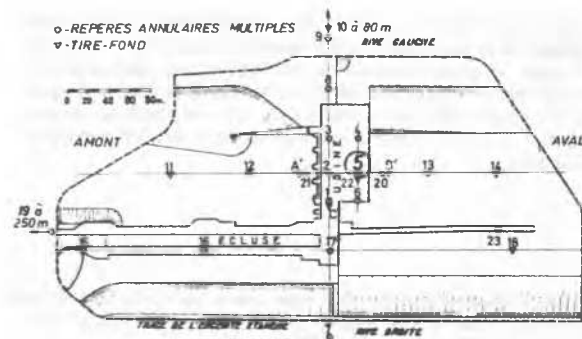


FIG. 1 - Usine-écluse de Gervans
Plan des ouvrages et implantation des repères

La fig. 1 montre le plan d'ensemble des ouvrages et l'implantation des repères introduits dans l'argile avant le début des terrassements ; le repère 5, situé vers le centre de la fouille, sera visé dans plusieurs des figures suivantes.

Cette première série de repères (80 au total) est la plus importante, puisque les mesures de nivellement correspondantes peuvent être raccordées à la situation stable d'origine, qui est également la situation de référence pour tous les calculs. Cependant, pour suivre l'enfoncement de la structure, une deuxième série de repères a été scellée dans les bétons au fur et à mesure de la construction.

3-2 - Mesures de contraintes

La fig. 2 donne un profil en travers de l'usine, ainsi qu'un plan d'implantation des capteurs de pression totale, installés sous la fondation, pour mesurer les pressions exercées par la structure sur l'argile.

Il faut noter sur ce profil en travers que la fondation comporte trois bèches plus profondes ; celles situées en amont et en aval servant de parafoilles et augmentant la longueur des lignes de fuite et celle, plus importante, située au centre, constituant une butée pour s'opposer au glissement de l'ensemble de la structure. A noter également que, dans la partie aval, une couche de béton poreux a été placée en dessous de la fondation, de manière à établir une sous-pression dont on connaît exactement la valeur, le béton poreux étant en communication avec le niveau aval.

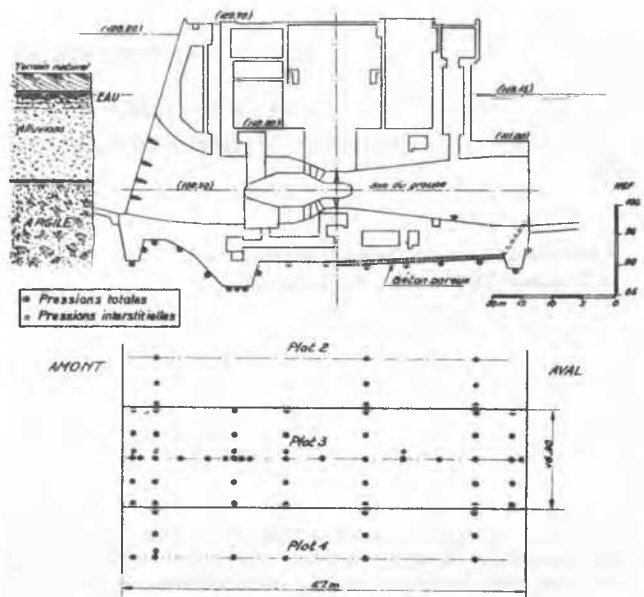


FIG. 2 - Coupe de l'usine - Implantation des capsules de pression totale et de pression interstitielle sous la fondation du plot n° 3

Les capteurs de pression totale employés sont des capteurs Glötzl. Pour ne pas augmenter exagérément leur nombre, les mesures ont été concentrées sous le plot n° 3 de l'usine.

3-3 - Mesures de charges piézométriques

Quelques capteurs de pressions interstitielles ont été disposés sous la fondation, leur position en plan est également donnée par la fig. 2. En outre, pour compléter les observations, on a foré à partir des galeries de l'écluse et de l'usine, un certain nombre de piézomètres destinés à mesurer les niveaux piézométriques dans l'argile jusqu'à une vingtaine de mètres de profondeur en dessous de la fondation (voir fig. 7).

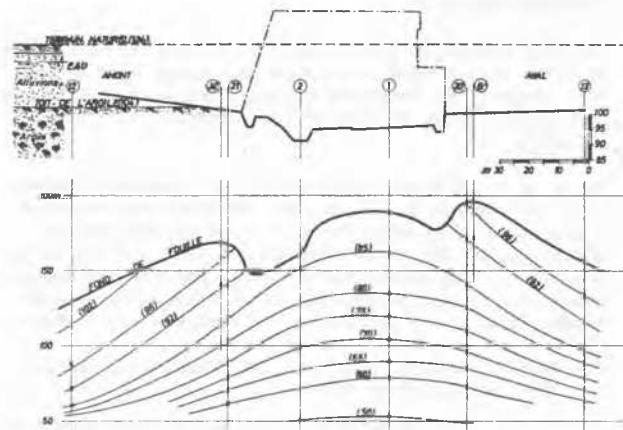


FIG. 3 - Coupe amont-aval dans l'axe de l'usine
Confléments à différents niveaux à l'achèvement de la fouille

4 - PRINCIPAUX RESULTATS

4-1 - Déplacements verticaux (fig. 3 à 5)

Dès le début des terrassements, il s'est produit un gonflement d'ensemble de la masse d'argile, intéressant

toutes les couches dans lesquelles les repères avaient été mis en place.

La fig. 3 est une représentation du champ de déplacements verticaux au mois d'avril 1970, à l'époque où, après achèvement des terrassements, on venait de commencer les bétonnages ; c'est vers cette date que l'on a observé les gonflements maximaux par rapport à la situation d'origine (campagne B de la fig. 4).

Ce dessin n° 3 est une coupe amont-aval et les différentes courbes de gonflements se rapportent à des plans horizontaux dont l'altitude N.G.F. est indiquée.

Les gonflements maximaux au fond de la fouille atteignent 200 mm ; à la cote N.G.F. (50), soit à 35 m en dessous des points les plus bas de la fouille, les gonflements mesurés sont encore de 50 mm.

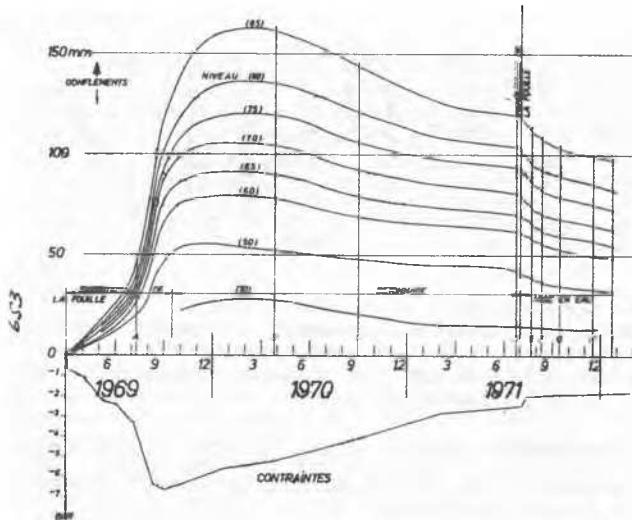


FIG. 4 - Variation des gonflements des repères 5, situés à différents niveaux, en fonction du temps et de la variation de la contrainte moyenne au niveau de la fondation

La fig. 4 donne l'évolution dans le temps du gonflement des repères du forage n° 5. Le dessin montre la grande rapidité de réaction de l'argile pendant la phase de terrassements, la décélération des gonflements dès le début des bétonnages, puis leur inversion deux à quatre mois après ; enfin, l'accélération des tassements provoquée par la mise en eau. Les dates de quelques campagnes de mesure ont été précisées, en les dénommant par les lettres A à I, qui se retrouvent sur les figures suivantes.

Chacune des courbes de la fig. 5a, représente à la verticale du repère 5 le gonflement en fonction de la profondeur à une époque donnée caractéristique. Ces courbes ont toutes comme référence la situation d'origine avant le début des terrassements. Sur de telles courbes entre deux niveaux M et N, la différence d'abscisses Δu représente le gonflement de la couche d'épaisseur MN, et l'inclinaison de la tangente au point P caractérise la déformation relative par gonflement de la couche MN.

La fig. 5b est une représentation analogue dans laquelle sont analysés de manière plus précise les mouvements verticaux qui se sont produits à la mise en eau. Ce dessin intéresse également la verticale du repère 5 ; chaque courbe représente en fonction de la profondeur le tassement rapporté à la situation D (avant mise en eau).

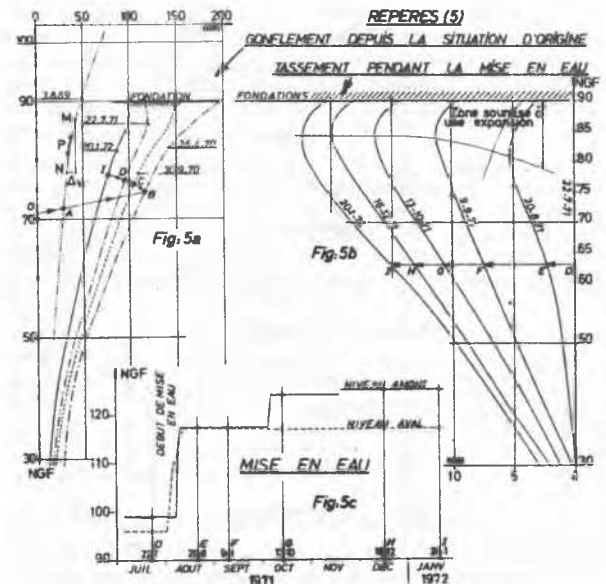


FIG. 5a - Gonflements sur la verticale des repères 5, en fonction de la profondeur à diverses dates caractéristiques.

5b - Tassements sur la même verticale, pendant la mise en eau.

5c - Evolution des niveaux d'eau pendant la mise en eau.

Les niveaux amont et aval, correspondant à chaque campagne (D à I) sont donnés par la fig. 5c. Le dessin 5b montre qu'à la mise en eau toutes les couches d'argile, au dessus de la cote (30) et à l'emplacement du repère 5 ont subi des tassements, à l'exception de la couche supérieure de l'argile, sur 5 à 7 m, où l'on observe, dès le début de la mise en eau, un gonflement de l'ordre de 2 mm, qui se conserve par la suite.

Notons enfin que les tassements, observés à la mise en eau, s'accompagnent d'un léger basculement de la structure vers l'amont, l'angle de rotation correspondant étant de l'ordre de $0,5 \times 10^{-4}$ radian.

4-2 - Mesures de contraintes (fig. 6)

Nous nous bornerons à analyser les observations sous la fondation du plot n° 3, qui comporte le plus grand nombre de capteurs (45 capteurs répartis sur une surface de 67×16 m environ).

A chaque campagne de mesures nous avons calculé, à partir des mesures individuelles de pression totale, la résultante des contraintes verticales et nous avons comparé celle-ci au poids du plot déterminé directement.

Le résultat de cette comparaison est donné par la fig. 6a, les écarts sont toujours inférieurs à 10 %, ce qui permet d'affirmer la validité des mesures.

Sur la fig. 6b est représentée une corrélation entre les mesures de pression totale au même capteur lors des campagnes B et D, l'une d'avril 1970 à un moment où le volume de bétons était encore faible, et l'autre de juillet 1971 à l'achèvement des bétonnages.

Lors de la première campagne, le plot pèse seulement 15.000 t, les mesures individuelles de pression totale varient de 0,2 à 3,8 bars.

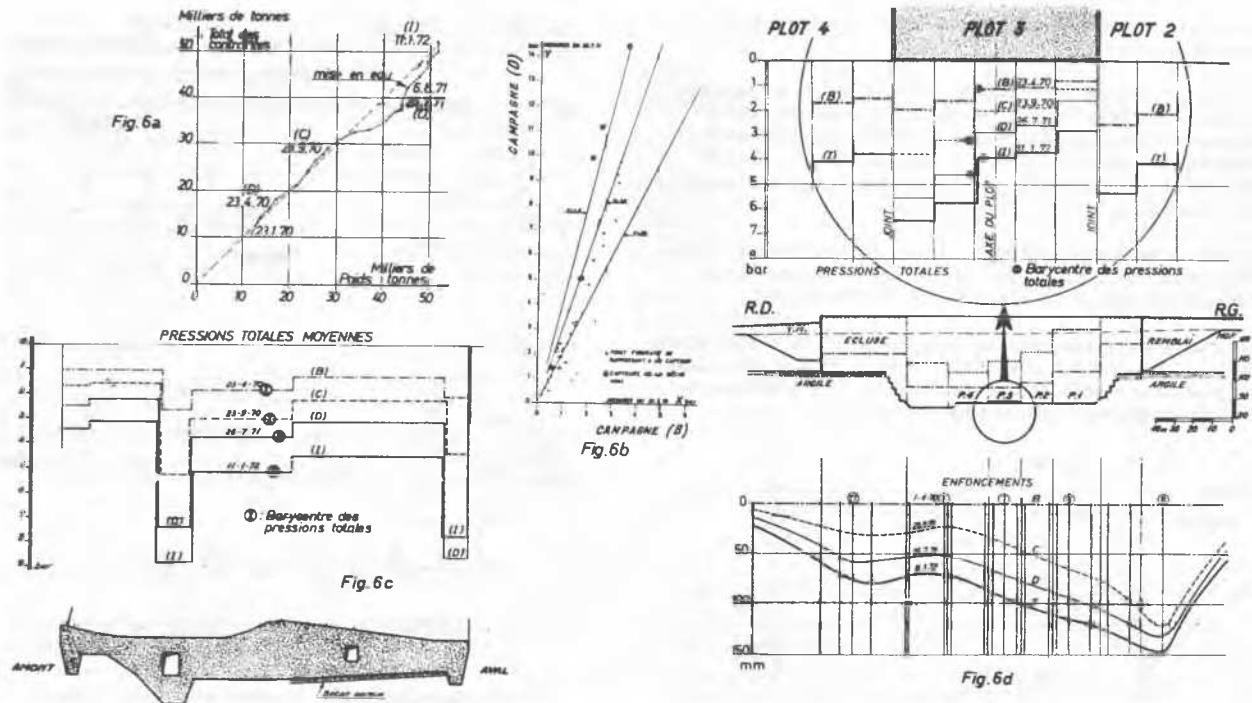


FIG. 6a - Comparaison de la résultante des contraintes mesurées par les capteurs et du poids du plot n° 3.
 6b - Corrélation entre les deux mesures de pression totale au même capteur correspondant aux campagnes B et D.
 6c - Profil amont-aval : évolution de la contrainte moyenne sous les différentes parties de la fondation.
 6d - Profil transversal de l'usine et enfoncements successifs de la structure (fig. du centre et du bas).
 Détail de l'évolution des pressions totales sous le plot n° 3 (fig. du haut).

A la fin des bétonnages, le plot pèse 40.000 t, les pressions totales varient de 0,5 à 14 bars, mais la corrélation entre les mesures à chaque capteur, lors des deux campagnes, est assez bonne. On peut dire qu'en général les pressions mesurées en juillet 1971 correspondent à celles d'avril 1970, multipliées par un coefficient compris entre 2 et 3. Mais, pour certains capteurs situés sous la bêche aval, ce coefficient est de l'ordre de 4.

Sur les fig. 6c et 6d, sont représentés des profils de contraintes à quelques dates échelonnées pendant la période de travaux.

La fig. 6c est un profil longitudinal amont-aval, la fondation a été décomposée en un certain nombre de bandes correspondant à des zones caractéristiques du profil. Le dessin montre les variations de pression totale pour quatre campagnes échelonnées d'avril 1970 à janvier 1972. On voit que les pressions totales mesurées sous la bêche centrale et sous la bêche aval sont beaucoup plus fortes que dans les autres zones ; la figure donne également la position des barycentres.

La fig. 6d représente les variations de contraintes dans un profil perpendiculaire au précédent. Disposant de 7 rangées de 5 capteurs, alignés dans ce sens (voir fig. 2), et ayant vérifié que les mesures correspondantes étaient encore en nombre suffisant pour retrouver approximativement par intégration le poids du plot, on a calculé pour chaque campagne la moyenne des pressions mesurées aux capteurs de même numéro dans chaque rangée.

On a ainsi obtenu les profils de contraintes figurés sur le dessin et l'on voit que les pressions sont réparties dissymétriquement et sont toujours beaucoup plus élevées du côté du plot n° 4 que de celui du plot n° 2, alors que

l'avancement du chantier a suivi l'ordre : plot 2, 3 et 4.

On remarquera de plus que si les contraintes présentent de fortes discontinuités à la traversée des joints de construction, les tassements, également représentés sur le dessin, sont pratiquement identiques des deux côtés d'un joint.

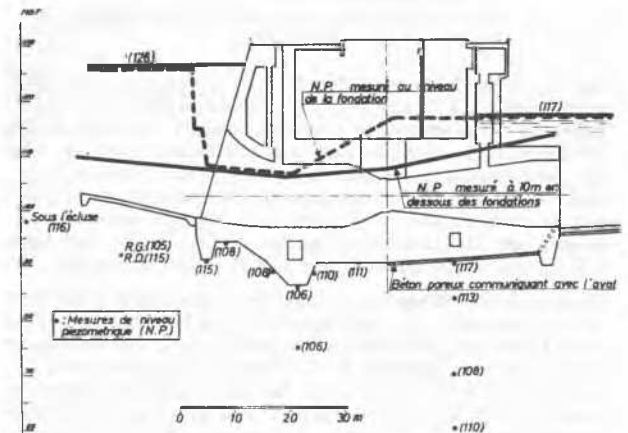


FIG. 7 - Profil amont-aval sous le plot n° 3 ; mesures de niveau piézométrique à différentes profondeurs après mise en eau.

4-3 - Mesures de niveaux piézométriques dans l'argile (fig. 7)

La fig. 7 schématise les résultats des mesures faites en janvier 1972 à un moment où le plan d'eau amont était à

(126) et le plan d'eau aval à (117), la chute utilisable étant ainsi de 9 m.

Cette figure montre que, sous l'usine et dans la région amont, on trouve des niveaux piézométriques inférieurs au niveau aval avec des mesures minimales voisines de (105). Au niveau de la fondation, la bêche amont localise une très forte diminution du niveau piézométrique, et, du côté aval, le béton poreux maintient un niveau piézométrique de (117) correspondant au niveau aval.

Quant aux piézomètres équipés pour mesurer la pression à une dizaine de mètres en dessous de la fondation, ils donnent des niveaux piézométriques souvent inférieurs à ceux mesurés sur la même verticale à un niveau plus élevé ; c'est ainsi qu'à l'aplomb même du canal usinier amont on trouve dans l'argile des niveaux piézométriques inférieurs à (110), alors que le niveau du canal est à (126). Côté aval on trouve également, en dessous du béton poreux, des niveaux piézométriques de l'ordre de (110).

5 - INTERPRETATION DES RESULTATS

5-1 - Déplacements observés avant la mise en eau

Lors de l'exécution de la fouille, les gonflements ont été très rapides et ont affecté une tranche importante, le gonflement ayant atteint 20 cm au niveau de la fondation et près de 5 cm à plus de 50 m de profondeur. Pour leur grande partie, il ne peut s'agir que de gonflements à volume constant, le sol se comportant comme un solide pseudo-élastique, car on ne peut concevoir sur quelques mois dans la masse de l'argile des gonflements consécutifs à une absorption d'eau. De tels gonflements n'auraient pu être observés que sur une longue durée.

Lors de l'exécution des bétons, les tassements ont suivi normalement l'avancement des travaux : comme pour les gonflements, ces tassements sont, pour une part sans doute importante, des tassements à volume constant en compensation des gonflements antérieurs ; seuls les tassements qui seront observés par la suite, durant la vie de l'ouvrage, pourront être effectivement considérés comme des tassements de consolidation.

Les calculs, effectués au stade de l'étude du projet, avaient été conduits dans les deux hypothèses ci-après :

- 1 - Terrains agissant par leur poids apparent (poids spécifique déjaugé) sans prendre en compte le poids de l'eau,
- 2 - Terrains agissant par leur poids total, eau incluse, pour tout élément de sol situé au-dessous d'eux.

Nous avons utilisé une méthode de calcul des déformations, couche par couche :

- a) Les variations de contraintes étaient déterminées à chaque profondeur à partir de la théorie de BOUSSINESQ du solide élastique semi-indéfini, mais en l'appliquant aux conditions de déchargement comme à celles de chargement.
- b) Les modules de déformation étaient ceux déduits soit du triaxial, soit de l'oedomètre, en simulant les variations de contraintes verticales calculées comme indiqué ci-dessus.

Dans le cas de l'oedomètre, nous avons laissé une légère charge d'eau au-dessus des pierres poreuses. Dans le cas du triaxial, après reconsolidation, on opérait à volume constant et à σ_3 constant avec une hypothèse donnée de K_0 .

Les observations sont comparables aux prévisions dans le cas de l'hypothèse 2 ci-dessus (poids des terrains calculé avec le poids spécifique humide saturé).

Nous en déduisons en premier lieu que l'assimilation du sol à un solide élastique et la solution donnée par BOUSSINESQ au problème de la détermination de la contrain-

te à une profondeur donnée sous l'effet d'une charge, sont également valables sous l'effet d'une décharge, et de ce point de vue, il est remarquable de constater que les courbes observées, donnant les gonflements en fonction de la profondeur (fig. 5a), sont tout à fait comparables aux courbes classiques de tassement et de diffusion des contraintes.

Nous constatons également que le comportement du sol est fonction du poids total des terrains enlevés (matières solides + eau) ; ce qui est en fait dû à l'imperméabilité de l'argile, la mise à sec de la fouille devant créer une sous-pression au sein de l'argile du même ordre de grandeur que la pression correspondant à l'eau contenue initialement dans les terrains enlevés.

Dans l'avenir, nous appliquerons la méthode indiquée ci-dessus pour le calcul des variations des contraintes, mais pour les modules de déformation verticaux nous utiliserons de préférence le triaxial avec la méthode préconisée par CAQUOT et KERISEL (Ref. 1), c'est à dire en tenant compte à la fois des variations des contraintes principales verticales et horizontales.

5-2 - Déplacements observés à la mise en eau

D'un niveau moyen de nappe à la cote (117), abaissé lors de la construction des ouvrages à la cote (90), la mise en eau a pour effet de ramener le niveau aval sensiblement à son niveau d'origine (117) et le niveau amont par paliers successifs jusqu'à la cote (126).

En dehors du poids de l'eau contenue dans l'ouvrage, auquel correspond une augmentation de contrainte de l'ordre de 10 t/m², la mise en eau occasionne en amont de l'ouvrage dans le canal d'aménée une surcharge d'eau de 27 m, et en aval dans le canal de fuite une surcharge de 21 m, ceci par rapport aux conditions d'équilibre juste avant la mise en eau.

Sous l'action de ces charges, il est normal que soient constatés des déplacements, et pour les analyser, nous allons examiner les conditions de pression d'eau sous l'ouvrage.

Le premier effet de la mise en eau est évidemment de diminuer le poids apparent de la structure là où elle est soumise directement à la poussée d'Archimède ; les courbes de la fig. 5b, donnant les déplacements verticaux à la mise en eau, montrent effectivement une expansion de l'argile, sur une épaisseur de l'ordre de 6 m, immédiatement en dessous de la couche du béton poreux, où s'établit rapidement une sous-pression à (117). Tout se passe donc comme si on avait un immense vérin, dû à l'eau, poussant la structure vers le haut, et prenant appui sur l'argile en profondeur. Mais, en dehors de cette zone particulière, toutes les autres zones subissent des tassements, qui avaient déjà été constatés à Bourg-lès-Valence (Ref. 2) et signalés antérieurement par certains auteurs russes (Ref. 3) ; ces tassements prouvent qu'une partie au moins de l'eau introduite au voisinage de la structure pèse sur le squelette solide de l'argile ; les mesures de pression interstitielle permettent d'en donner une explication.

Sous l'usine, les niveaux piézométriques très bas constatés montrent qu'une couche d'argile, d'épaisseur relativement importante, est drainée par la partie inférieure de la structure, dont les galeries sont maintenues à sec par les pompes d'exhaure. Au débit des drains qui ont été établis pour abaisser localement les sous-pressions, il y a lieu d'ajouter le débit des fuites à travers certains joints de construction ou même certaines reprises de bétonnage ; bien que ces débits soient faibles, ils sont suffisants pour provoquer une dépression importante qui déborde largement des limites de la fondation, surtout en amont.



FIG. 8 - Profil en travers de la vallée en amont de l'usine de Gervans

Comme en outre le canal d'amenée n'occupe qu'une faible partie de la largeur de la vallée, l'équilibre général des pressions d'eau est peu affecté par sa mise en eau. La pression de l'eau dans l'argile est alors limitée de manière générale au niveau aval, et aux abords mêmes de l'usine cette pression est encore abaissée par l'effet de drainage de la partie inférieure de la structure.

Il est alors normal qu'une certaine tranche d'eau pèse sur les couches d'argile drainées, entraînant les tassements observés à la mise en eau. C'est ainsi qu'à l'amont de l'usine, un volume d'eau important, de hauteur au moins égale à la hauteur de chute, et s'étendant sur une longueur notable du canal d'amenée, pèse sur l'argile et se conjugue avec la sous-pression aval pour conduire au basculement de l'usine vers l'amont, signalé en 4-1.

5-3 - Variations des contraintes mesurées aux différents capteurs pendant le chargement de l'argile

Il a été indiqué en 4-2 qu'au fur et à mesure de l'augmentation du poids du béton, les écarts entre les pressions mesurées aux différents capteurs, non seulement n'avaient pas tendance à s'atténuer, mais augmentaient proportionnellement à l'augmentation moyenne des contraintes, et parfois même plus rapidement.

La rigidité de la fondation, et la croissance des modules de déformation de l'argile avec les contraintes moyennes, permettent d'expliquer ces observations.

Au début du bétonnage, la fondation n'est pas chargée uniformément sur toute sa surface. La construction débute par l'exécution de petits blocs indépendants les uns des autres, ce qui introduit des différences de contraintes et par conséquent des modules plus élevés dans les zones plus chargées. A partir d'un certain avancement le radier devient continu et rigide. Cette rigidité entraîne l'égalité des enfoncements ultérieurs au niveau de la fondation, et la zone qui a le plus fort module encaisse une part plus importante de l'augmentation globale de poids.

Sous les bèches, non seulement cette explication reste valable, car dès le début des bétonnages l'argile supporte des charges plus élevées, mais en outre, du fait de l'indéformabilité de l'ensemble de la structure, le fond de bèche doit s'enfoncer davantage que les parties avoisinantes, l'enfoncement complémentaire étant égal au tassement de l'argile sur la hauteur des bèches. Il est donc normal que, sous les bèches, le coefficient d'augmentation des contraintes pendant le chargement soit plus élevé que sous les autres parties de la fondation.

La croissance des contraintes sous le plot n° 3, dans le sens de l'avancement du chantier de bétonnage, mise en évidence par la fig. 6d, ne peut s'expliquer que par des interactions entre plots voisins ; tout se passerait comme si, à chaque coulée de béton frais sur le plot n° 3, une partie de la surcharge se reportait sur le plot n° 2 bétonné précédemment à un niveau plus élevé et si, par un processus identique, les coulées sur le plot n° 4 chargeaient le plot n° 3 du côté de l'avancement.

CONCLUSION

Les observations, dont il vient d'être rendu compte, confirment l'importance des phénomènes de gonflement et de tassement dans le cas de fouilles profondes de grandes dimensions. L'amplitude des mouvements de terrains pourrait a priori sembler inquiétante, dans le cas où elle pourrait être à l'origine de tassements différentiels localisés.

En fait, toutes les constatations sur les ouvrages construits par la Compagnie Nationale du Rhône, et fondés sur l'argile pliocène, sont à ce point de vue rassurantes et, si l'on observe quelques basculements des structures, leur ordre de grandeur est suffisamment petit pour que le fonctionnement des groupes turbo-alternateurs n'en soit pas affecté.

Les observations montrent également que, pour être à même de comprendre la complexité des phénomènes, il faut disposer de très nombreuses mesures simultanées concernant les déplacements verticaux, les contraintes et les charges piézométriques. L'interprétation des résultats a, dans le cas particulier, été facilitée par l'homogénéité de la formation argileuse, et parce qu'il s'agissait d'un chantier isolé, à l'abri de toute cause extérieure perturbatrice dans son environnement.

Rappelons enfin les principaux enseignements sur lesquels le rapport a déjà attiré l'attention.

- L'analyse des résultats montre que l'étude des gonflements peut relever de la théorie de l'élasticité, au même titre que celle des tassements pour lesquels cette théorie a été établie.

- Les mesures ont montré une distribution des contraintes sous la fondation très loin d'être uniforme et liée aux phases d'exécution ; on devrait dans certains cas en tenir compte soit dans les calculs de béton armé, soit dans la programmation des phases de bétonnage.

- Pour améliorer les prévisions, il est nécessaire d'adapter les méthodes de calcul des déplacements verticaux au comportement réel des terrains ; nous envisageons, lors de travaux analogues d'étudier ces problèmes à partir d'essais simulant des variations conjuguées de σ_1 et de σ_3 à volume constant.

Ref. 1 - CAQUOT et KERRISEL - Traité de mécanique des sols (édition 1966) Gauthier-Villars - Paris - p. 129

Ref. 2 - MATHIAN et PAUBEL (1969) - Mouvements verticaux d'une usine-écluse du Rhône - VIIe Congrès ISSMFE Mexico - Vol. 2 - p. 173

Ref. 3 - NICHIPOROVICH (1957) - Results of field observations of settlements of large hydraulic structures IVth congress ISSMFE - London - Vol. 1 - p. 387