

# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE  
MECANIQUE DES SOLS  
MECANIQUE DES ROCHES  
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°8

65 F

AOUT 1979



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES  
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N°8  
AOUT 1979

## sommaire

### résumés

une classification géotechnique des craies du nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines J. Bonvallet	5
interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu A. Davis - P. Guillermain	15
nouveau dispositif expérimental pour l'étude de la rhéologie des roches J. Fine - S.M. Tijani - G. Vouille	23
expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches J.P. Gigan	27
particularités du comportement mécanique des craies : rôle de l'eau — rupture sous contrainte hydrostatique R. Hazebrouck - B. Duthoit	45
étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants H. Josseaume - R. Stenne	51

Revue Française de Géotechnique  
4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : E. Absi

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - M. Haffen - E. Tincelin - E. Absi

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritier - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Abonnement annuel : France : 220 FF — étranger : 250 FF

Prix du numéro : 65 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.  
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

*Bulletin à retourner à/to be returned to :*

Monsieur GERBALDI  
Directeur de la Formation Continue  
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées  
28 rue des Saints-Pères  
F 75007 PARIS (FRANCE)

## REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

Nom/Name \_\_\_\_\_

Prénom/Christian name \_\_\_\_\_

Organisme/Company \_\_\_\_\_

Adresse/Address \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

### Bulletin d'abonnement/Subscription order form

*Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues*

France 220 F

Etranger/foreign countries 250 F

Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

### Bulletin de commande/Order form

Je souhaite recevoir \_\_\_\_\_ exemplaires du n°3 Spécial «**Ancrages dans les sols**»  
Prix : 100 F plus frais d'expédition (10 F pour la France, 15 F pour l'étranger)

I order \_\_\_\_\_ copies of n°3 Special «**Ground anchors**»  
Price : 100 FF plus postage (10 FF for France, 15 FF for foreign countries)

**Une clarification géotechnique des craies du nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines**  
par J. Bonvallet

Dans le cadre de l'étude de stabilité des carrières souterraines du Nord de la France, le CERCHAR a effectué plus de 750 essais de résistance à la compression simple, sur des échantillons de craie en provenance de 25 sites.

Le traitement statistique de cette information, par les techniques d'analyse des données usuelles, a mis en évidence des corrélations entre paramètres physiques et mécaniques. Lors d'études sommaires de stabilité, ces liaisons permettent d'estimer la résistance à la compression simple avec une précision suffisante pour être opérationnelle.

**interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu**  
par A. Davis - P. Guillermain

La méthode de l'impédance mécanique est couramment employée par le C. E. B. T. P. dans le contrôle non-destructif des pieux en béton. Elle fournit dans la pratique des renseignements concernant la qualité du béton et la longueur du pieu.

Dans cet article, le domaine de l'application de la méthode est étendu à l'interprétation géotechnique des courbes de réponse d'un pieu excité par vibration. Il est démontré qu'une telle analyse permet d'obtenir des renseignements concernant le sol de fondation et son interaction avec un pieu chargé dans son axe.

**nouveau dispositif expérimental pour l'étude de la rhéologie des roches**  
par J. Fine - S. M. Tijani - G. Vouille

On présente un nouveau dispositif expérimental destiné à l'étude du comportement rhéologique des roches et permettant de soumettre une seule éprouvette à une succession d'équilibres élastiques et d'équilibres limites, ainsi qu'à des essais de relaxation. Ce dispositif ne nécessite pas l'emploi d'extensomètres et permet à partir d'une seule éprouvette de mesurer le coefficient de Poisson de la roche, de déterminer sa courbe intrinsèque et certains paramètres liés à sa viscosité.

**particularités du comportement mécanique de craies : rôle de l'eau - rupture sous contrainte hydrostatique**  
par R. Hazebroek, - B. Duthoit

Cet article se rapporte à l'étude expérimentale du comportement mécanique de craies, en fonction de l'humidité, a été mis en évidence ainsi que son rôle sur le comportement mécanique. Pour ce faire, des mesures de laboratoire furent effectuées, en environnement contrôlé, avec ou sans sollicitations mécaniques. Des observations microstructurales y furent associées. Les résultats des essais de compressibilité permettent d'établir que les craies tendent à saturer au principe de compressions hydrostatiques infinie de Bridgman. La rupture de liaisons intergranulaires et son incidence sur les résultats d'essais tri-axiaux ont été étudiés et expliqués.

Le concept de contrainte de gonflement a été utilisé. Le gonflement de craies, en fonction de l'humidité, a été mis en évidence ainsi que son rôle sur le comportement mécanique. Pour ce faire, des mesures de laboratoire furent effectuées, en environnement contrôlé, avec ou sans sollicitations mécaniques. Des observations microstructurales y furent associées. Les résultats des essais de compressibilité permettent d'établir que les craies tendent à saturer au principe de compressions hydrostatiques infinie de Bridgman. La rupture de liaisons intergranulaires et son incidence sur les résultats d'essais tri-axiaux ont été étudiés et expliqués.

**expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches**  
par J. P. Gigan

Cette expérimentation fait partie d'une série de suivis de rideaux organisés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées en 1974-1975. L'ouvrage, constitué de palplanches LARSEN VS de 17 mètres de longueur, est ancré par des tirants précontraints, assure le soutènement d'une voie sur berges. L'équipement de palplanches (tûbe inclinométrique, jauges de déformations soudées, capteurs de pression totale Götzi) a été réalisé en atelier avant battage. Les mesures ont été effectuées pendant les phases successives de travaux, notamment au moment de la mise en tension des tirants. Les déformées indiquent un fort enfoncement du rideau vers le massif lors des mises en tension. Les mesures des contraintes dans l'acier mettent en évidence un phénomène de glissement au niveau des serrures. La détermination des moments fléchissants tient compte de la flexion propre de chaque palplanche d'une paire.

C'est sur les mesures de pression des terres que subsiste la plus grande incertitude. Les coefficients de poussée des terres obtenus sont plus faibles que les valeurs classiquement admises, de plus les pressions mesurées dans les creux des palplanches, dans le matériau de remblai, sont très inférieures à celle mesurées en « boss ». Toutefois, on a vérifié que lors de la mise en tension des tirants, l'effort d'ancrage se trouve compensé par les accroissements de pression à l'arrière du rideau dans sa partie supérieure. La tension des tirants se stabilise au bout de quelques semaines à des valeurs nettement inférieures à celles du blocage. Le rideau a été recalculé à posteriori par une méthode élastoplastique, tenant compte des phases de travaux. On a obtenu une bonne concordance entre le calcul et l'expérience en ce qui concerne les déformées et les moments fléchissants, mais moins satisfaisante pour les pressions des terres et les tensions d'ancrage.

**Etude expérimentale d'une paroi moulée ancree par quatre nappes de tirants**  
par H. Jossauame - R. Stenne

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, l'entreprise SIF-BACHY et le Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique se sont associés pour l'étude expérimentale de la fondure ouverte dans des formations typiques de la région parisienne, lors de la construction de l'immeuble de la S.E.R.E.T.E. à Paris dans le 13<sup>e</sup> arrondissement. Cette paroi moulée de 20,4 m de hauteur et de 0,60 m d'épaisseur était ancrée par 4 nappes de tirants précontraints. Au cours des travaux de terrassement on a mesuré la pression du sol sur la paroi, les déformations relatives du béton, les efforts dans les tirants et les déplacements de la paroi. Après une brève présentation de l'ouvrage et des caractéristiques géotechniques du site, les auteurs décrivent les dispositifs de mesure utilisés et rendent compte des résultats les plus caractéristiques obtenus lors des principales phases de travaux. Ces résultats sont ensuite analysés et discutés du point de vue de la fiabilité des mesures, d'une part et du point de vue du comportement de l'ouvrage, d'autre part. Dans la dernière partie de l'article, on compare les résultats expérimentaux aux résultats obtenus par le calcul aux éléments finis, dans l'hypothèse d'un comportement élastique du sol, et par le calcul élastoplastique au module de réaction.

## full-scale experiment of a sheet pile wall

by J. P. Gigan

This test is a part of a sheet pile wall programme conducted by the Ponts et Chaussées Laboratories in 74-75. The structure, made of 17m high sheet piles (Larssen VS) anchored by prestressed tiebacks, is the retaining wall of a road. Sheet pile equipment (inclinomètre tube, strain gauges, total stress transducers Glötzl) was prepared in laboratory before driving the sheet piles. Measurements were conducted during the different steps and specially when loading the tierods. The deformations indicate an important drawback of the wall towards the bank when loading the tierods. Stresses measured in steel indicate that sliding occurs at the interlocks. Bending moments were computed assuming that no shear was transmitted through the interlocks.

Soil pressure measurements are the less precise. Active earth pressure coefficients measured are lower than usually accepted. Moreover pressures recorded on the troughs on the soil side of sheet piles are much lower than those recorded on the humps. However, it was found when loading that the load was compensated by pressures increments at the back of the wall in its upper part. The load remains constant after a few weeks. It is much lower than the initial load.

The wall was designed again by mean of an elastoplastic method taking the different load stages into account. A good agreement was obtained between computed and observed values of deformations and bending moments but discrepancies were observed for earth pressures and tierod loads.

## Experimental study of a trench wall anchored by four rows of tie-backs

by H. Josseaume — R. Stenne

The Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, S.I.F. Entreprise Bachy and the Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique have carried out an experimentation on a slurry trench wall built to support a 21 meters deep dug in typical soils of the Paris area during the construction of a building on the southern edge of Paris (S.E.R.E.T.E. Building in the 13<sup>th</sup> arrondissement of Paris). The wall is 20,4 m high, 0,60 m thick and is anchored by four rows of grouted prestressed anchors. During the digging, the earth pressure on the wall, the strains in the concrete, the loads in the anchors and the displacements of the wall were measured.

After a description of the wall and of the geotechnical characteristics of the soil, the authors describe the instrumentation and give most characteristic results obtained all along the digging operations. These results are analysed and discussed in terms of quality of measurements and in terms of structure behaviour. In the last part, a comparison is made between the experimental results and those given by finite-element calculations assuming an elastic behaviour of the soil and those given by elasto plastic soil reaction calculations.

## Geotechnical classification of northern France chalks for stability study of underground cavities

by J. Bonvallet

CERCHAR made more than 750 monaxial crushing strength tests on chalk samples from 25 sites within the framework of underground quarry stability studies.

Statistical treatment of this data by means of current data analysis techniques showed correlations between physical and mechanical parameters.

In preliminary stability studies, these correlations make it possible to estimate monaxial crushing strength with sufficient precision for operational purposes.

## geotechnical interpretation of vibration response curves of piles

par A. Davis - P. Guillermain

The non-destructive testing of piles by method of mechanical impedance is frequently used by the C E B T P to control quality and length of concrete piles.

This paper describes the extension of this method to geotechnical interpretation of the vibration response curves. It is shown that information can be obtained about foundation soil, as well as interaction between soil and an axially loaded pile.

## new experimental device for study of rock rheology

by J. Fine - S. M. Tijani - G. Vouille

In this paper is described a new experimental device intended for the study of rheological behaviour of rocks.

The sample tested with this apparatus undergoes a sequence of elastic and limit states as well as relaxation tests.

Poisson's ratio, intrinsic curve and viscosity parameters of a rock are derived with no need of strain gauges by testing only one sample.

## features of mechanical behaviour of chalks : role of water — rupture under hydrostatic stress

by R. Hazebrouck - B. Duthoit

This paper deals with the experimental study of the mechanical behaviour of some types of chalks, coming from Northern France, in relation to their microstructures. The samples have been defined by studies of micro-porosity and scanning microscope observations.

The concept of swelling stress has been used. The swelling of chalks, as a function of moisture, has been emphasized as well as its influence on the mechanical behaviour.

Laboratory measurements have been carried out, under controlled atmosphere, with or without mechanical solicitations. Microstructural observations have been done at the same time.

Results of compressibility tests show that soft chalks do not comply with Bridgman's principle of infinite hydrostatic compression. Rupture of intergranular links and its incidence on triaxial tests have been studied and explained.

The compressibility test together with the study of swelling of chalks enable one to outline a behaviour model that helps interpretation of other tests results.

# une classification géotechnique des craies du nord utilisée pour l'étude de stabilité des carrières souterraines

par

**J. Bonvallet**

Docteur - Ingénieur\*

L'étude de la stabilité d'un ouvrage souterrain existant se traduit en grande partie par l'appréciation du **coefficient de sécurité statique** défini communément comme le quotient de la charge admissible par le matériau, par les sollicitations régnant dans le massif.

Cependant, la détermination de la grandeur admissible  $R$  pose deux types de problèmes :

— l'hétérogénéité des milieux naturels se traduit par la **dispersion des grandeurs mécaniques** qui obéissent à une loi de distribution affectée d'une valeur moyenne et d'un écart type.

— la notion de grandeur admissible est mal définie mais est aussi relative et varie avec le genre de sollicitations (statique, dynamique) et leur durée (momentanées ou définitives).

Nous n'aborderons ici que le premier problème, dans le cadre des exploitations par chambres et petits piliers abandonnés du Nord de la France, situées dans les craies séno-niennes et turoniennes [2].

## 1 Introduction

Au cours de ces dernières années, peu de matériaux ont suscité autant d'études que la craie. L'importance quantitative de ce faciès dans le Bassin Parisien, dont il est l'un des principaux constituants, explique en partie les préoccupations convergentes de nombreux géotechniciens opérant dans le génie civil ou dans les travaux souterrains [4, 5].

Cependant, l'ambiguïté même du terme craie, qui désigne des faciès déposés pendant près de 25 millions d'années, explique les déboires parfois rencontrés par les praticiens et la grande variabilité des grandeurs physiques et mécaniques qui lui ont été attribués.

Outre cette diversification des faciès, il semble bien que les outils habituellement utilisés en identification géomécanique n'aient qu'une efficacité relative pour caractériser cette roche que l'on a pu qualifier d'évolutive.

L'essai de résistance à la compression simple, essentiel dans tout calcul de stabilité d'ouvrage souterrain, apparaît

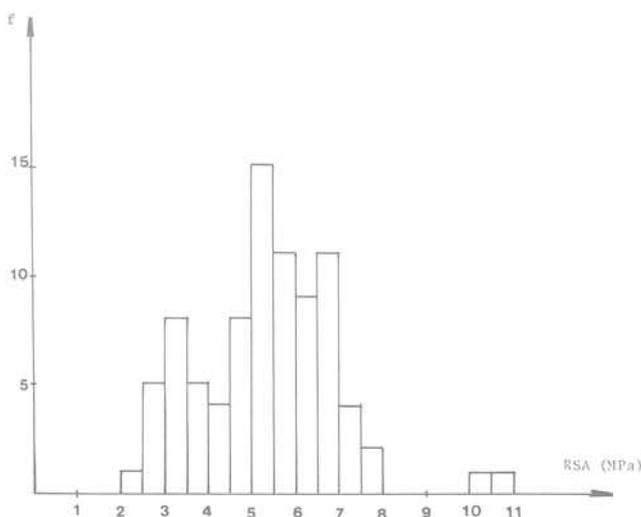
particulièrement dispersé et très sensible aux conditions expérimentales, notamment au degré de saturation [1, 3]. D'une façon générale, l'expérimentateur est conduit à multiplier des essais onéreux afin d'obtenir une valeur moyenne qui de surcroît ne constitue pas nécessairement un bon estimateur (fig. 1).

L'étude des corrélations entre paramètres physiques et mécaniques peut nous en affranchir. Pour ce faire, deux grandes voies sont envisageables :

**La première expérimentée** avec succès sur les craies blanches par Tallon [6] consiste à corréler texture et caractéristiques mécaniques. Cette méthodologie peut se décomposer en 4 parties.

• Observation des échantillons au microscope électronique à balayage (MEB). Cet examen exclusivement morphologique met en évidence la nature des liaisons intergranulaires qui conditionnent la résistance mécanique d'un milieu poreux interconnecté.

Fig. 1 Lezennes. Craie saturée  $\emptyset$  76. Elancement 2. Histogramme de la résistance à la compression



\*Laboratoire de Mécanique des terrains de l'Ecole des Mines de Nancy-Cerchar. Actuellement au B.R.G.M.

- Quantification de la texture par un nombre d'essais indirects minimum : vitesse des ondes longitudinales à l'état sec, porosité mesurée par porométrie au mercure et poids spécifique sec.

- Mise au point d'un essai de résistance mécanique en liaison avec le comportement du matériau en chantier de Génie Civil. Cet essai de référence est l'essai de vibrobroyage de Struillou, légèrement modifié.

- Etude de corrélations multiples entre paramètres de texture et paramètres mécaniques.

A l'issue de cette étude l'auteur prévoit le comportement en terrassement de la craie.

Cette démarche est très séduisante, par ses aspects successivement naturaliste, puis mécaniste et enfin mathématique; cependant, sa validité est conditionnée par la constitution quasi monominérale de la craie blanche où la texture est l'aspect déterminant. Son application éventuelle à nos problèmes suscite deux remarques :

- les faciès rencontrés dans le cadre de nos études varient dans un vaste domaine où les craies dites "atypiques" sont largement représentées (craies glauconieuses, phosphatées, siliceuses, etc...). Dans ce cas, la texture n'est pas nécessairement le paramètre essentiel, ou du moins n'explique pas tout.

- les essais mis en jeu pour quantifier la texture et notamment l'essai de porométrie au mercure, mais aussi l'observation morphologique au MEB, sont du ressort des spécialistes et, par là-même, fort coûteux.

Aussi, proposons-nous une deuxième voie d'accès à la connaissance géotechnique des craies, basée sur une étude statistique multidimensionnelle se référant "a posteriori" aux données naturalistes pour l'interprétation.

## 2 But et définition de l'étude

Cette étude utilise les techniques d'analyse des données usuelles :

- méthode de classification automatique (nuées dynamiques),
- analyse en composantes principales,
- analyse factorielle discriminante.

L'analyse des données présente l'avantage de ne faire aucune hypothèse "a priori" et cherche à décrire, classer et éventuellement réduire les données.

Nous recherchons :

- une classification basée sur des paramètres simples.
- des partitions finales les plus distinctes et les plus stables possibles, quel que soit l'outil utilisé.

La démarche adoptée comporte 4 volets, schématisés comme suit :

Etapes	Outil
1 - Qualification et quantification des populations prélevées par des essais simples, rapides, peu onéreux.	Essais courants d'identification physique
2 - Quantification de la résistance mécanique des populations.	Résistance à la compression simple
3 - Classification, sans "a priori", débouchant sur des partitions stables, utilisant les paramètres physiques.	Analyse des données
4 - Etude des corrélations entre variables physique et variables mécanique, au sein de chaque partition.	Analyse des données statistiques mathématique

## 3. Qualification et quantification des paramètres physiques

Le critère de sélection d'un paramètre est la simplicité de l'essai et son faible coût. Il doit pouvoir être mis en œuvre dans n'importe quel laboratoire.

L'analyse porte sur 22 blocs provenant de 20 sites. En moyenne il a été façonné 20 éprouvettes dans chaque bloc, ces éprouvettes étant par la suite dissociées en 2 lots. La méthodologie adoptée est représentée sur le tableau suivant :

	lot H	lot S	
Mise à saturation	oui	oui	Mesure de VSE VSA PVS
Pesage	oui	oui	
Mesure de VSA (1)	oui	oui	
Séchage	non	oui	
Mesure de VSE (1)	non	oui	
Pesage	non	oui	
Essai de compression	oui	oui	Détermination de RSA-RSE-ESA-ESE (1)

(1) Dans tout l'exposé PVS, W, VSE, VSA désignent respectivement : le poids volumique sec, la teneur en eau à saturation, la vitesse des ondes longitudinales à l'état sec et à l'état saturé. RSE, RSA, ESE, ESA désignent respectivement la résistance à la compression instantanée, à l'état sec ou saturé et les modules de déformation correspondants.

### Qualification : variable pétrographique

Les craies du Nord appartiennent au Turonien et à la base du Sénonien (Coniacien). Nous avons distingué les craies blanches sénoniennes des craies blanches turoniennes riches en silex cornus, "a posteriori", ayant remarqué des différences notables tant du point de vue physique que du point de vue mécanique. En ce qui concerne les craies glauconieuses, 2 pôles ont été individualisés suivant que la glauconie était diffuse ou litée en feuillets visibles à l'œil nu. Cette discrimination globale concerne les bancs entiers, correspondants à des niveaux exploités. Dans le cadre d'une étude de stabilité, il n'est pas utile d'aller plus loin dans la distinction des faciès. Les niveaux phosphatés et indurés, proches de la limite turono-coniacienne ou les niveaux argileux du Turonien n'ont pas une influence notable du point de vue mécanique et ne seront pas étudiés.

**Remarque 1 :** La teneur en eau à saturation W est un indice de porosité. Pour un milieu poreux à structure punctique comme la craie, il est clair que la porosité vraie ne peut être déterminée qu'à l'aide de méthodes sophistiquées.

**Remarque 2 :** L'impulsion génère aussi des ondes de cisaillement ou ondes transversales dont on ne tient pas compte pour trois raisons :

1 — Les ondes transversales ont une célérité VT toujours inférieure à celle VL des ondes longitudinales. Elles ne parasitent donc pas la mesure.

2 — Leur prise en compte nécessite un oscilloscope et un expérimentateur averti, ce qui est contraire aux impératifs fixés.

3 — En ce qui concerne la craie, la corrélation VL - VT est toujours très bonne  $VL = 1,6 VT$  ( $\rho = 0,937$ ). (Tallon, 1976).

## 4 Quantification des caractéristiques mécaniques

Dans l'état actuel de nos connaissances, le paramètre pris en compte lors de l'étude de stabilité découle de la résistance à la compression simple.

Les conditions expérimentales sont les suivantes :

- éprouvettes cylindriques aux dimensions normalisées, sèches ou totalement saturées.
- presse de 20 tonnes à vitesse de chargement de 50  $\mu\text{m}/\text{mn}$ .

Suivant le degré de saturation on mesure donc, la résistance à la compression instantanée, à l'état sec ou saturé, et le module déformation correspondant.

**Remarque :** Des résultats complémentaires, issus de 341 essais de résistance à la compression simple, effectués à partir de 8 sondages dans 5 sites, ont été confrontés aux données précédentes, lors de l'étude des corrélations simples.

## 5 Classification et réduction des données

L'exploitation des données disponibles (fig. 2) peut s'effectuer suivant les 3 modalités (représentées fig. 3).

Dans la mesure où la discrimination doit s'effectuer à partir des paramètres physiques et pétrographiques, seules les

modalités 1 et 3 sont utilisables. La première tient compte de la totalité de la dispersion de chaque variable alors que l'analyse des moyennes des variables au sein d'une population, est particulièrement intéressante lors de l'étude des corrélations.

Dans une première étape, nous nous intéresserons à la totalité des individus secs et rechercherons une partition stable et les paramètres discriminants.

### 5.1. Analyse en composantes sur l'ensemble de l'échantillonnage

Nombre d'observations = 196    Nombre de variables = 7  
Pour clarifier l'exposé, cette analyse sera présentée en détail. Par la suite, les interprétations seront plus rapides mais s'inspireront du même esprit.

Fig. 2 Valeur moyenne des variables étudiées

NOM	N°	VSE m/s	VSA m/s	PVS kN/m <sup>3</sup>	W %	RSE MPa	RSA MPa	ESA MPa	ESE MPa		RSE RSA
RIBECOURT	1	2822	2603	17,1	15,90	13,2	7	2280	4690	2	1,83
HORDAIN 1	2	1466	1168	16,4	18,60	5,2	2,4	480	1000	4	2,16
HORDAIN 2	5	2000	1527	16,8	17,70	9,6	4,5	1400	1890	2	2,13
MILLHOMMES	4	2056	1705	16,5	14,51	9,8	4,9	1240	2680	2	2,33
MARLY	5	2585	2054	17,5	12,27	14	4,7	930	2830	3	2,98
VALENCIENNES	6	2089	1995	16,7	16,97	9,5	4,4	1060	2050	2	2,16
ESTREUX	7	2240	1371	16,8	17,31	8,2	4,6	1070	170	2	1,78
St SAULVE	8	2537	2332	16,4	21,91	8,9	4	1250	2000	3	2,22
LEZENNES A	9	2519	2362	16,2	21,69	6,9	4,3	2410	2500	3	1,60
LEZENNES B	10	2629	2400	16,6	20,23	9,0	4,2	2160	2990	3	2,14
VALENC. HIOLLE	11	1753	1377	17,1	17,66	5,2	2,9	690	780	4	1,79
St SAULVE (Pouille)	12	2657	2550	16,9	21,24	9,3	5,3	2360	3030	3	1,75
PETITE FORÊT	13	2384	2240	16,5	21,56	12,7	3,8	2000	4290	3	3,34
LOOS	14	2542	2384	15,8	21,88	6,4	4	2340	2230	3	1,60
AVESNES-LE-SEC	15	2383	2315	17,4	14,78	14,8	5,4	1670	4990	2	2,74
WATTIGNIES	16	2677	2255	17,4	18,19	15,5	4,9	2270	5230	3	3,16
CAMBRAI GARE	17	2619	2489	16,4	22,15	12,3	6,4	3140	4500	3	2,02
CAMBRAI MARCHE	18	2568	2395	16,4	21,62	15	4,9	2590	5260	3	3,06
LILLE-DOM BOSCO	19	2416	2311	16,9	21,49	5,3	3,4	2280	1885	3	1,56
F. TUMESNIL	20	2397	2346	15,6	22,07	5,5	4,2	1940	2000	3	1,31
F. TUMESNIL Stade	21	2516	2433	16,2	21,85	5,7	3,9	1640	2140	3	1,46

Fig. 3 Les trois modalités de calcul

		variables									Nombre d'observations
		VSE	VSA	PVS	W	RSE	RSA	ESE	ESA	Faciès*	
M O D A L I T É S	1 : Observation = éprouvette sèche	1	1	1	1	1	0	1	0	1	196
	2 : Observation = éprouvette saturée	0	1	0	0	0	1	0	1	1	200
	3 : Observation = population (moyenne)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	21

\* Variable qualitative à 3 modalités, notées PET2, PET3 et PET4 (pétrographie)

Les pourcentages d'inertie ou contribution des premiers axes principaux\* sont élevés (fig. 4) aussi, nous limiterons l'essentiel de l'interprétation aux nuages projetés sur les premiers plans principaux.

Chaque composante principale est en général le reflet d'une combinaison de plusieurs variables initiales.

L'axe 1 est fortement influencé par les variables VSE et VSA ( $-0,83$  et  $-0,90$ ) et oppose les craies blanches à l'ensemble des craies glauconieuses.

L'axe 2 est corrélé négativement avec les variables mécaniques RSE et ESE elles-mêmes bien liées ensemble et les variables physiques relatives au degré de compaction ou de lithification du matériau : teneur en eau et poids volumique.

L'axe 3 (A3) dont le pourcentage d'inertie est faible (12,5 %) est le résultat d'une combinaison de l'ensemble des variables parmi lesquelles PET 2 ( $-0,56$ ) joue le rôle le plus notable.

La matrice des corrélations initiales (fig. 6) fait apparaître un certain nombre de liaisons intéressantes notamment entre VSE et VSA ou RSE et ESE. Toutefois, les coefficients de corrélation sont généralement faibles, ce qui traduit l'hétérogénéité de l'échantillonnage.

Les projections des observations dans les plans principaux A1-A2 et A2-A3 vont faciliter l'interprétation.

**Dans le premier plan principal (A1-A2)**, la projection du nuage est morcelée et disjointe (fig. 7), cette partition prend tout son sens lorsqu'il est fait référence à la nature pétrographique des faciès considérés.

Nous distinguerons 3 groupes principaux, tous orientés parallèlement à RSE, du moins à la projection de son vecteur unitaire dans le premier plan principal.

- la famille des craies glauconieuses corrélée positivement avec A1 et fortement discriminée par les variables constitutives de A2, notamment les variables mécaniques. Plus la teneur en glauconie croît, plus les caractéristiques mécaniques chutent.

- la famille des craies blanches, à l'exception du site de Marly est un nuage compact comportant également 2 pôles à caractéristiques très différentes, Loos et Wattignies, ce qui peut être mis en relation avec des propriétés physiques très dissemblables (PVS notamment).

- une partition mixte, composée d'un faciès de craie glauconieuse (Ribecourt) et de la population des craies blanches manquant à l'ensemble précédent (Marly).

\* Chaque axe principal ou axe d'inertie est associé à un vecteur propre de l'espace des variables.

Fig. 4 Contribution des quatre premières composantes à l'explication de la variation

Axe	% d'inertie	% d'inertie cumulé
1	40.01	40.01
2	31.05	71.06
3	12.52	83.58
4	7.03	91.51

Cette dernière partition est en fait discriminée dans le troisième plan principal (fig. 8) Ribecourt est corrélé négativement avec A3 alors que les craies blanches de Marly le sont positivement et par là-même s'agglomèrent au nuage de la famille des craies blanches lui-même fortement discriminé par l'axe 2.

La famille des craies blanches bien groupée dans le premier plan principal apparaît très étalée dans cette deuxième projection et, particulièrement, discriminée par les variables mécaniques ESE, RSE mais aussi par PVS.

### Conclusion de l'analyse en composantes principales

L'analyse conduit à la discrimination de 2 grandes familles, elles-mêmes relativement morcelées suivant la projection considérée.

**La famille des craies glauconieuses** qui comporte 74 individus provenant de 8 sites. Le nuage constitué par ces observations est bien discriminé par les variables vitesse du son et comporte 2 grands pôles :

- le pôle "Ribecourt-Avesnes" à vitesse du son élevée et fortes caractéristiques mécaniques, où la glauconie peu abondante est disséminée dans la matrice crayeuse sous la forme de petits nodules à peine perceptibles à l'œil nu (craie piquetée).

- le pôle "Ernest Hiolle" où la glauconie est individualisée en feuillets visibles à l'œil nu, caractérisé par une vitesse du son faible et de mauvaises caractéristiques mécaniques.

La zone médiane, composée de 49 individus, est tout-à-fait intermédiaire, tant du point de vue texture que du point de vue mécanique.

**La famille des craies blanches** constitue un nuage plus compact, évoluant plutôt parallèlement à l'axe 2 et corrélé négativement avec A1. Il est cependant probable que des partitions internes peuvent se dessiner, sous l'influence des variables constitutives de l'axe 2 : teneur en eau et poids spécifique. Cette discrimination apparaît d'ores et déjà dans le 1<sup>er</sup> plan principal où se distingue notamment le site de "Marly".

Il apparaît clairement que les variables physiques les plus discriminantes ne sont pas identiques pour ces deux familles, ce qui explique les coefficients de corrélation relativement faibles (entre paramètres mécaniques et paramètres physiques).

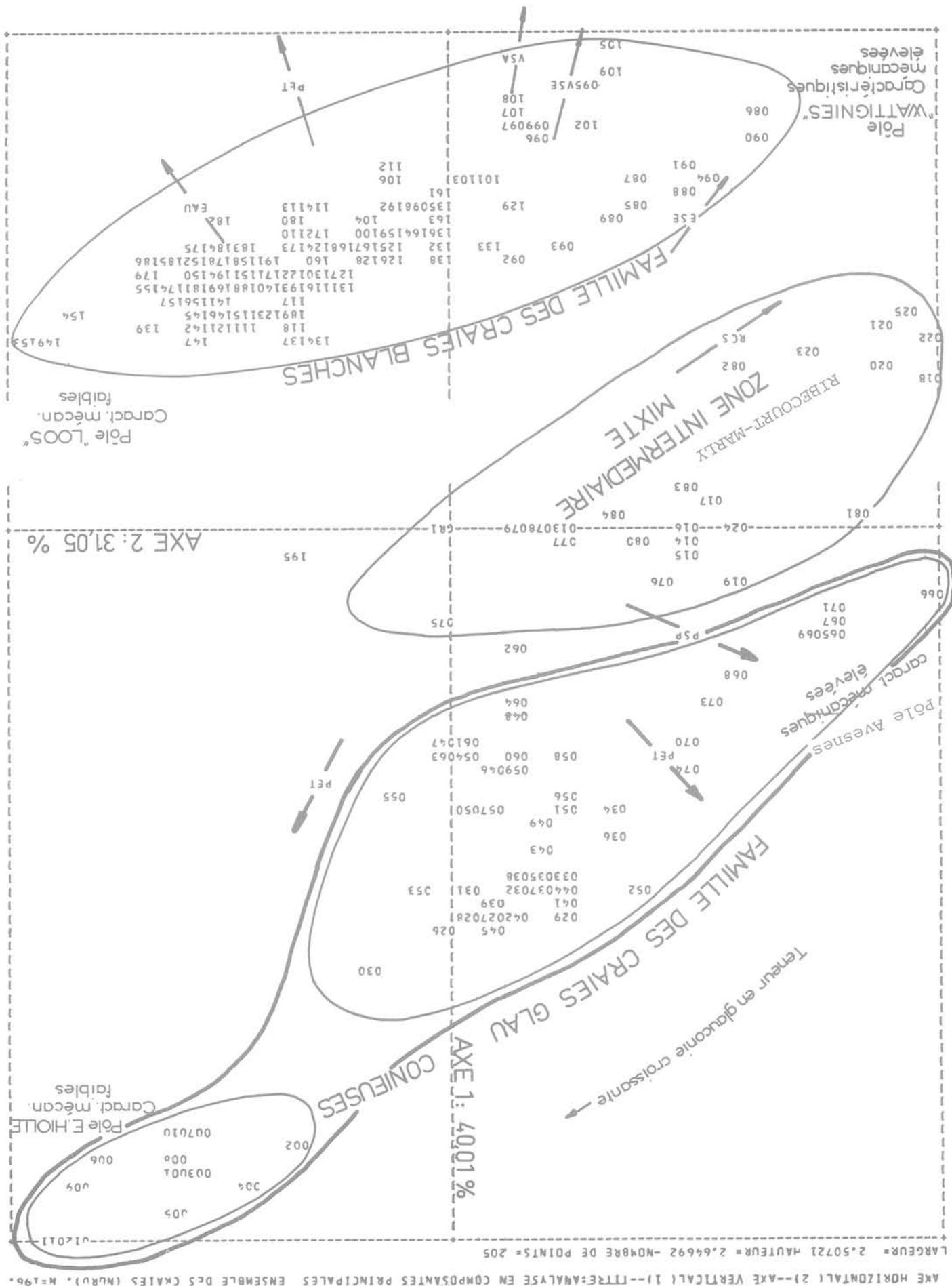
Fig. 5 Caractéristiques générales des craies glauconieuses. Corrélation. Variables : axes d'inertie

AXES	1	2	3	4
1 VSA	-.9006	-.1908	-.1275	.1656
2 VSE	-.8341	-.3365	-.1667	.3116
3 W	-.5627	.6457	.0173	-.3265
4 PSP	.2737	-.7113	.3787	.4347
5 RCS	-.2466	-.8128	.3272	-.3177
6 ESE	-.5216	-.6656	.2832	-.3815
7 PET 2	.5409	-.5891	-.5644	-.1450
8 PET 3	-.8285	.4002	.2382	.1286
9 PET 4	.6249	.3331	.6134	.0225

Fig. 6 Analyse en composantes principales. Ensemble des craies du Nord (N = 196). Matrice des corrélations initiales

	VSA	VSE	W	PVS	RCS	ESE	PET 2	PET 3	PET 4
VSA	1.	.90006	.38649	-.07230	.23820	.52333	-.29165	.58259	-.61125
VSE		1.	.15559	.05331	.31842	.50224	-.19326	.51417	-.66373
W			1.	-.64862	-.30189	-.01659	-.59549	.61725	-.09242
PVS				1.	.48232	.26312	.31607	-.37938	.15547
RCS					1.	.82283	.18804	-.04399	-.27556
ESE						1.	.01204	.16111	-.34865
PET 2							1.	-.87307	-.17484
PET 3								1.	-.32745
PET 4									1.

Fig. 7 Projection des observations dans le premier plan principal. Ensemble de l'échantillonnage



AXE HORIZONTAL 2) -- AXE VERTICALE 1) -- TITRE: ANALYSE EN COMPOSANTES PRINCIPALES ENSEMBLE DES CRAIES (MRU). N=190. LARGEUR= 2,507221 HAUTEUR= 2,66692 -NOMBRE DE POINTS= 205

AXE HORIZONTAL (3) -- AXE VERTICALE (2) -- TITRE: ANALYSE EN COMPOSANTES PRINCIPALES ENSEMBLE DES CRAIES (NORD), N=196.

LARGEUR = 1.63171 HAUTEUR = 2.50721 - NOMBRE DE POINTS = 205

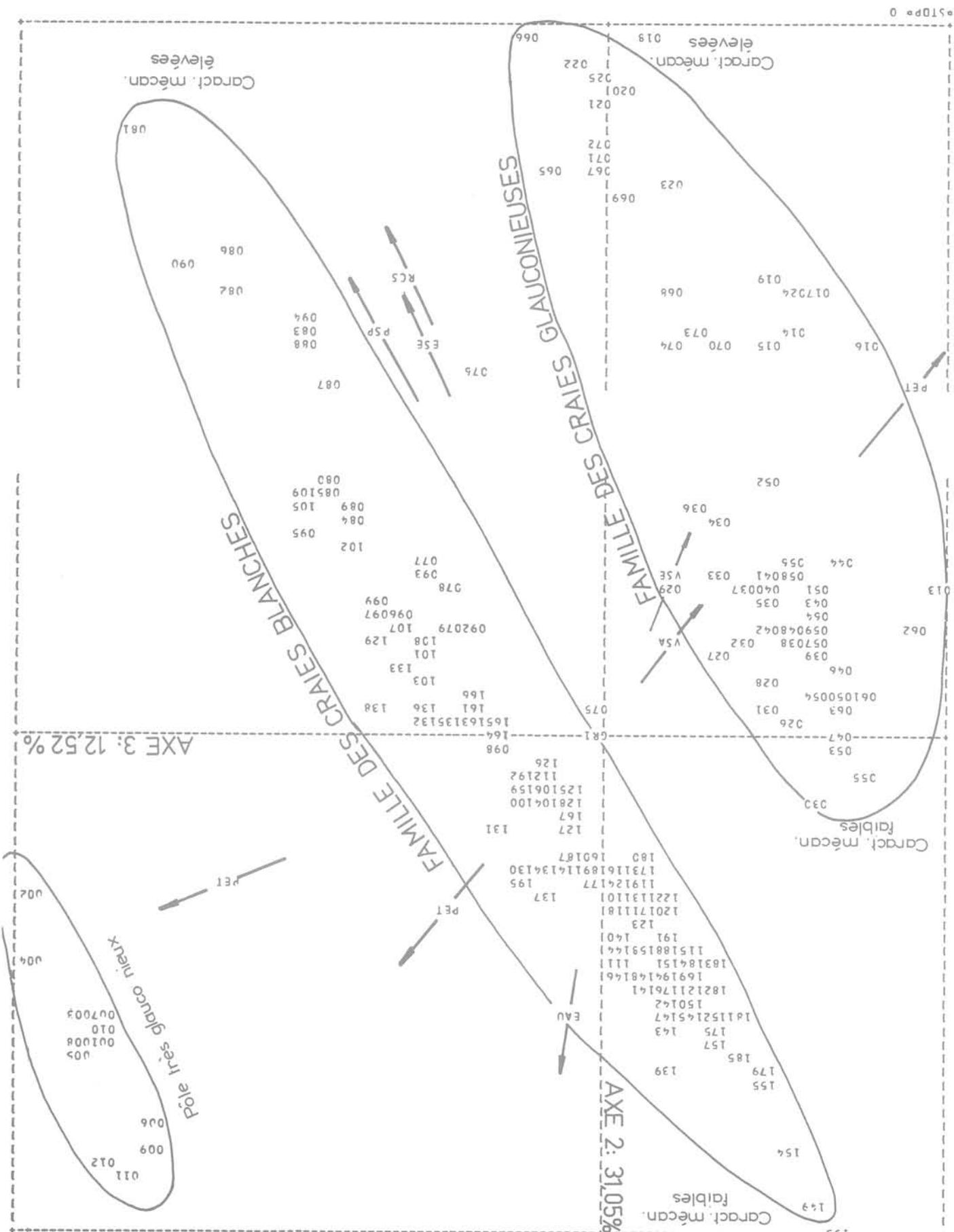


Fig. 8 Projection des observations dans le troisième plan principal. Ensemble de l'échantillonnage

### Stabilité de cette partition

Cette discrimination est particulièrement stable dans la mesure où elle est conforme aux résultats trouvés par la **méthode des nuées dynamiques**, (les noyaux les plus stables étant générés par la variable vitesse du son) et par l'**analyse factorielle discriminante** qui aboutit à la même classification, les variables les plus discriminantes étant, par ordre décroissant : VSA, W, PVS, VSE, RSE, ESE.

Les axes discriminants sont le reflet d'une combinaison où les variables sont affectées de coefficients permettant de juger du "poids" de chaque variable.

L'axe factoriel F1 qui a un pouvoir discriminant de 86 % est essentiellement celui de la vitesse du son alors que l'axe F2 (14 %) représente le poids volumique sec.

### Analyse des moyennes

La discrimination à laquelle nous sommes arrivés repose sur les échantillons testés à l'état sec. L'influence des paramètres mécaniques RSA et ESA va pouvoir être étudiée en **analysant en composantes principales les moyennes des variables** relatives à chaque population (modalité 3). Les pourcentages d'inertie des 2 premiers axes principaux font respectivement 49,46 % et 30,99 %. Aussi, la seule projection dans le 1<sup>er</sup> plan principal (80,45 %) suffit à l'analyse.

Dans l'espace des variables (fig. 9) toutes les variables sont corrélées positivement avec A1, surtout les variables mécaniques et les variables vitesse du son, elles-mêmes bien corrélées entre elles.

Cette première composante est logiquement liée à la **solidité des échantillons**.

L'axe 2 oppose le poids spécifique et l'indice de porosité, c'est un indicateur de compaction, autrement dit **de degré de diagenèse**. On notera que RSE est également corrélé positivement avec cet axe (0,58) ce qui est tout à fait compréhensible.

En conclusion, il apparaît que les paramètres discriminants sont différents suivant les familles étudiées. Aussi la deuxième étape reposera-t-elle sur l'analyse parallèle de ces 2 familles en utilisant des méthodes similaires.

### 5.2 Analyse en composantes principales des craies glauconieuses

Le nombre d'observations est 74, le nombre de variables de 7. Le pourcentage d'inertie de A1 est remarquablement élevé (61,78 %) par rapport aux pourcentages de A2 et A3 qui sont voisins de 15 et 13 % (fig. 10).

L'axe 1 est fortement corrélé avec VSE (plus de 0,92) et les variables mécaniques RSE et ESE (0,85 et 0,91), c'est donc l'axe de la résistance. Au contraire, les axes 2 et 3 ne sont corrélés respectivement qu'avec une seule variable, la teneur en eau et le poids spécifique. Une projection du nuage des observations dans le deuxième plan principal fait apparaître les 3 familles qui jusqu'à présent ne constituaient que des pôles. Cette discrimination s'effectue essentiellement le long de l'axe 1. **Il est donc probable que la seule mesure de la vitesse du son suffit pour caractériser ce type de craie.** Des analyses plus fines portant sur ces partitions ont été effectuées mais elles n'ont pas mis en évidence d'autres facteurs intéressants.

### 5.3 Analyse de la famille des craies blanches

Nombre d'individus = 121    Nombre de variables = 6\*

L'analyse en composantes principales montre que A1 caractérise le bon comportement mécanique et un degré de lithification élevé (PVS est corrélé à 0,84 avec A1), alors que A2 et A3 concernent la texture (VL, W). Par construction, les composantes principales sont indépendantes, aussi VSA mais également VSE ne sont pas du tout corrélées avec les caractéristiques mécaniques. D'ailleurs cette présomption est corroborée par les résultats de l'analyse factorielle dis-

\* La variable pétrographique est supprimée car elle n'a qu'une modalité.

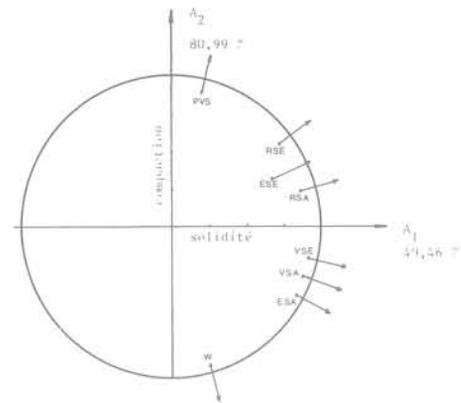


Fig. 9 Analyse en composantes principales ; cercle des corrélations dans le premier plan principal. Totalité de l'échantillon

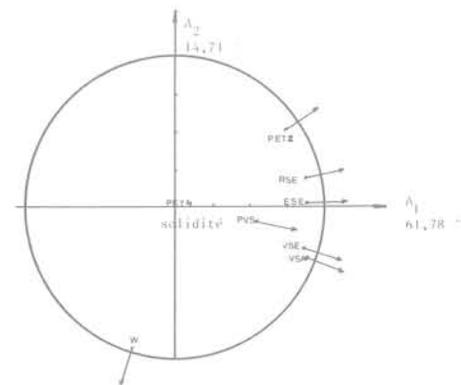


Fig. 10 Analyse en composantes principales ; cercle des corrélations dans le premier plan principal. Craies glauconieuses

criminante qui met en évidence le pouvoir discriminant de chaque paramètre : la seule variable W, classe 97 % des observations (en fonction de leurs appartenances aux 3 groupes décelés précédemment, à savoir : Marly — Wattignies — le reste de craies blanches). Aussi, les corrélations simples entre résistance à la compression à l'état saturé et indice de porosité seront particulièrement étudiées.

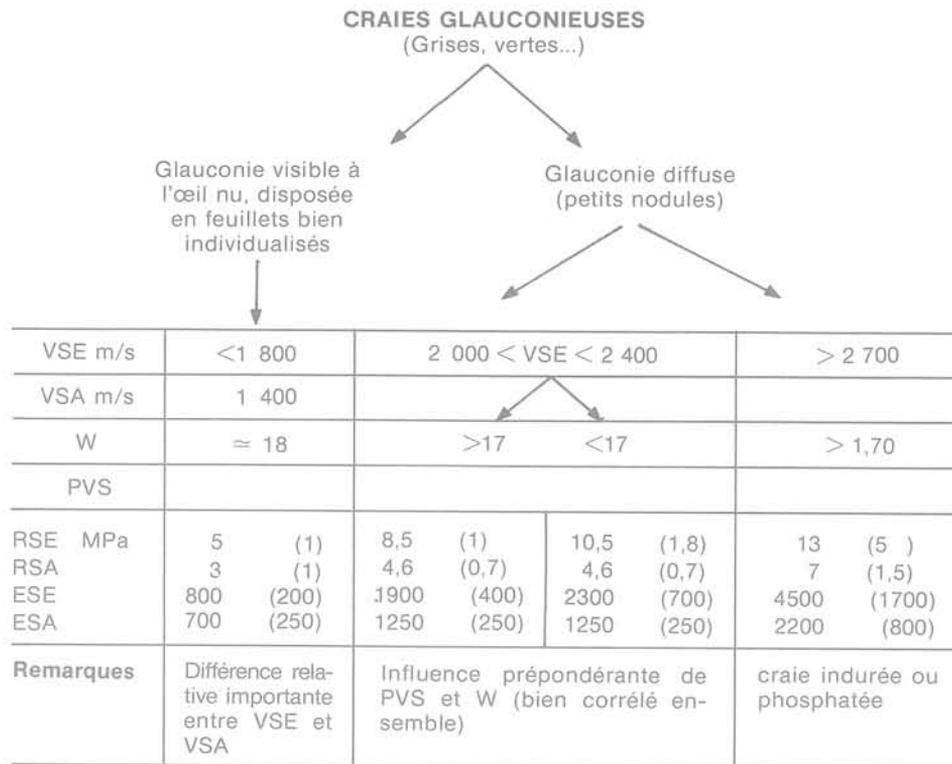


Fig. 11 Caractéristiques générales des craies glauconieuses

## 6 Etude des corrélations entre paramètres physiques discriminés et variables mécaniques

### 6.1 Etude des craies glauconieuses

La classification retenue comporte 3 groupes dont les caractéristiques générales sont présentées dans le tableau de la figure 11. VSE et VSA sont les paramètres physiques qui varient dans l'intervalle le plus grand :

de 1705 à 2808 m/s pour VSE (moyenne)  
de 1300 à 2606 m/s pour VSA (moyenne)

avec un coefficient de variation très faible au sein de chaque famille

$$cv = \frac{\sigma}{m} \approx 0,07$$

L'étude des corrélations simples peut s'effectuer à partir des observations (74) ou des moyennes des populations constituant la famille. Pour s'affranchir de la dispersion due à l'essai nous avons travaillé à partir des moyennes (n=8 ou 9). Les coefficients de corrélation impliquant les paramètres mécaniques et la vitesse du son figurent dans le tableau suivant :

	RSE	RSE	ESE	ESA	
VSE	0,9866 97,34 %	0,8281 68,57 %	0,8060 64,96 %	0,9369 87,78 %	$\rho$ $\rho^2$
VSA	0,9330 87,05 %	0,8876 78,79 %	0,8705 75,76 %	0,8647 74,76 %	$\rho$ $\rho^2$

$\rho$  = coefficient de corrélation  
 $\rho^2$  = pourcentage de la variance expliqué

Fig. 12 Tableau des coefficients de corrélation et pourcentage expliqué

Les meilleures liaisons relatives aux paramètres mécaniques saturés sont représentées sur la figure 13. Il apparaît clairement que la seule connaissance de VSE permet de prévoir le comportement mécanique des craies glauconieuses, notamment à l'état saturé, avec une finesse suffisante. Ces courbes permettent l'évaluation des paramètres mécaniques moyens et de la dispersion relative à chaque famille. Sur les graphes, il a été représenté une estimation de cette dispersion (1 écart type de part et d'autre de la moyenne). A la vitesse VSE = 2200 ( $\rho = 200$  m/s), par exemple, correspond une valeur moyenne de 4,8 MPa avec un écart type de 1,2 MPa.

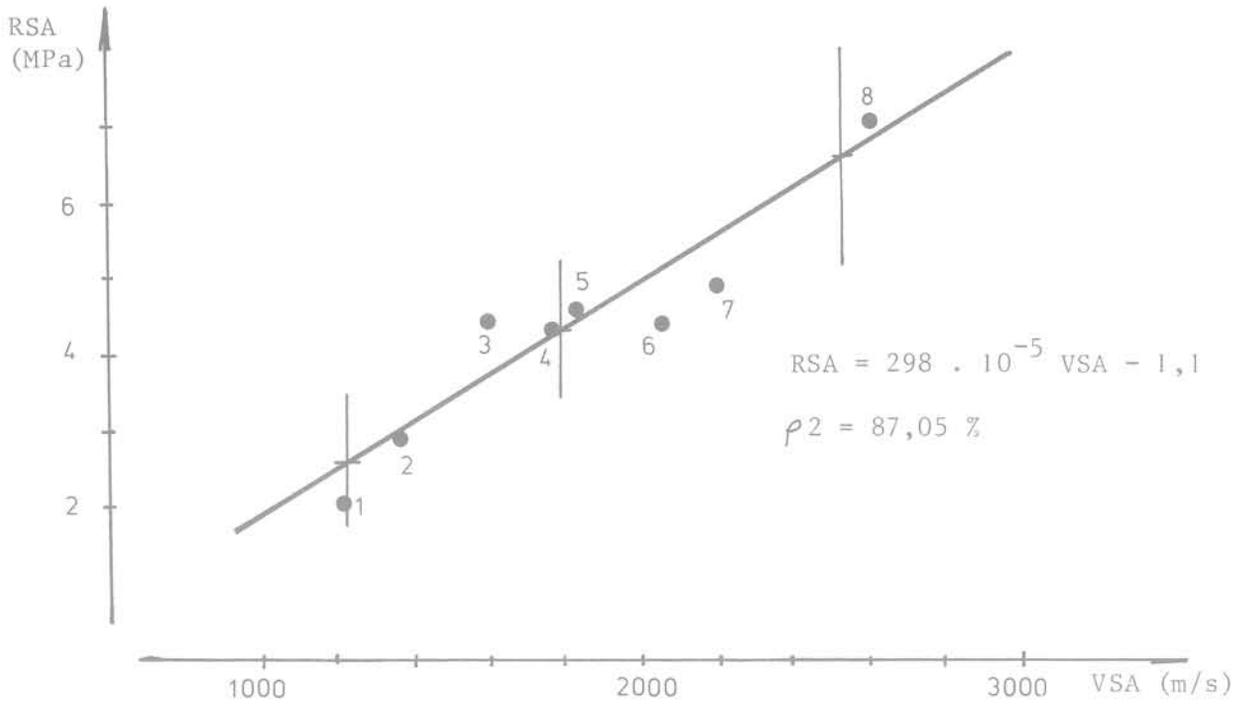
La dispersion proposée correspond à un coefficient de variation  $cv = \frac{\sigma}{m} \approx 0,22$ . Elle a été calculée à partir de populations comprenant plus de 12 individus. Les expériences parallèles que nous avons effectuées sur des craies, comportant une trentaine d'individus, ainsi que les valeurs disponibles dans la littérature nous incitent à penser qu'une valeur de cv comprise entre 0,20 et 0,30 est réaliste, suivant la sensibilité du matériau à l'humidité.

### 6.2 Etude des craies blanches

Les analyses précédemment effectuées sur les craies blanches font apparaître des partitions stables où le poids spécifique et la porosité sont les variables les plus discriminantes. L'étude des liaisons entre ces paramètres et les grandeurs mécaniques mesurées tant à l'état sec qu'à l'état saturé n'a pas mis en évidence de corrélation statistiquement utilisable. Le coefficient de corrélation le plus élevé (0,77) caractérise la liaison PVS - RSE, ce qui explique 59 % de la variance. Mais, le degré de saturation du matériau "in situ" est proche de 100 % aussi le paramètre essentiel est-il RSA. Cette grandeur est d'une remarquable stabilité et varie entre 3,4 et 6,4 MPa, la grande majorité des sites (10 sur 13) se situant entre 3,8 et 4,9 MPa avec des écarts types tels que les différences ne sont pas significatives.

D'une manière générale, les craies à fort poids spécifique (PVS ≈ 1,74) ont des caractéristiques sèches élevées. Les

Liaison RSA - VSA



Liaison RSA - VSE

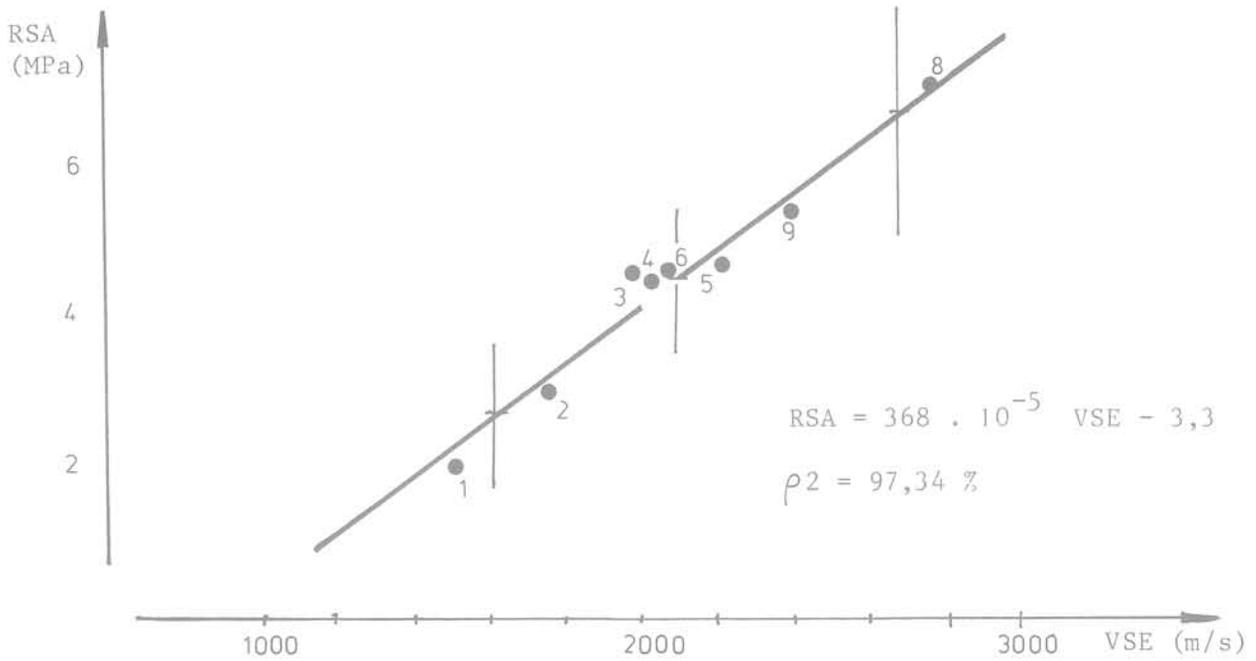


Fig. 13 Liaison résistance-vitesse

craies blanches du Turonien supérieur (Marly) se rattachent à cette famille. Cependant, l'inverse n'est pas vrai et certains faciès du Cambrésis ayant des poids volumiques de 1,64 résistent en moyenne à 12 ou 15 MPa avec de forts modules.

Les craies blanches sénoniennes, notamment dans les régions de Lille et de Valenciennes ont des caractéristiques sèches moins élevées (en général RSE < 10 MPa) mais des caractéristiques saturées très constantes. Pour ce type de faciès, la valeur moyenne de RSA se situe autour de 4,2 MPa avec un écart type de 1 MPa.

## Conclusions

Dans le cadre d'une étude de **stabilité sommaire**, il est possible d'estimer les caractéristiques mécaniques du matériau avec une précision jugée suffisante. En ce qui concerne les craies glauconieuses, les valeurs moyennes de la vitesse des ondes longitudinales, dans le matériau sec, bien corrélées avec la résistance à la compression à l'état sec, sont directement opérationnelles. Au sein des craies blanches du Nord, les paramètres physiques considérés n'autorisent pas de conclusions quantitatives mais ces faciès ont des qualités mécaniques relativement **constantes à l'état saturé**, généralement voisines de 5 MPa.

En revanche, lors d'une étude plus fine ou lorsque le coefficient de sécurité semble proche de 1, il est nécessaire de prendre en compte la dispersion du matériau et l'expérimentateur ne peut pas s'affranchir d'essais en laboratoire, notamment au niveau des zones les plus sollicitées, comme les piliers.

**Remerciements** : Nous remercions les ingénieurs du Cerchar pour leur collaboration et tout particulièrement Monsieur Dejean pour ses nombreux conseils concernant les techniques d'analyse des données.

## Références Bibliographiques

- [1] COMES G. - AKERMANN G. (1976) - *La craie et la réfrigération des centrales électronucléaires situées sur le littoral*. Comité Français de Géologie de l'Ingénieur. Rouen.
- [2] BONVALLET J. (1978) - *Critères de stabilité des exploitations souterraines à faible profondeur. Application au cas des carrières souterraines du Nord*. Thèse Nancy-INPL.
- [3] DARCY J. (1976) - *Exemple d'un tunnel routier dans la craie*. Comité Français Géologie de l'Ingénieur. Rouen.
- [4] DESSENNE J.L. - DUFFAUT P. (1970) - *Les propriétés rhéologiques de la craie et leur influence sur le percement des galeries*. La Houille Blanche. N° 5 p. 477 - 487.
- [5] DESSENNE J.L. (1971) - *Etude rhéologique et géotechnique de la craie*. Thèse Grenoble.
- [6] TALLON J.P. - *Influence de la texture sur certaines propriétés géotechniques des craies franches*. Thèse de Docteur Ingénieur. Paris VI 1976.

# interprétation géotechnique des courbes de réponse de l'excitation harmonique d'un pieu.

par

**A. Davis**

Chef de division CEBTP

et

**P. Guillermain**

Ingénieur CEBTP

## Liste des notations

$A_c$	Section du pieu	$m^2$
$E_c$	Module d'élasticité du béton	$N/m^2$
$E'_d$	Raideur dynamique de la tête du pieu	$N/m$
$E'_{max}$	Raideur dynamique d'un pieu à base rigide	$N/m$
$E'_{min}$	Raideur dynamique d'un pieu sans base	$N/m$
$E'_{\infty}$	Raideur dynamique d'un pieu d'une longueur infinie	$N/m$
$E'_s$	Raideur statique d'un pieu	$N/m$
$F_0$	Force verticale maximale appliquée à la tête du pieu	$N$
$l$	Longueur du pieu	$m$
$M_p$	Masse du pieu	$kg$
$N$	Admittance mécanique d'un pieu libre	$s/kg$
$r$	Rayon du pieu	$m$
$d$	Diamètre du pieu	$m$
$v_c$	Vitesse des ondes longitudinales dans le béton	$m/s$
$v$	Vitesse verticale de la tête d'un pieu	$m/s$
$v_0$	Vitesse verticale maximale de la tête d'un pieu	$m/s$
$v_0/F_0$	Admittance mécanique de la tête du pieu	$s/kg$
$\beta'$	Vitesse de propagation des ondes transversales dans le sol	$m/s$
$\rho'$	Masse volumique du sol	$kg/m^3$
$\rho_c$	Masse volumique du béton	$kg/m^3$
$\sigma$	Paramètre d'amortissement	$m^{-1}$

$\nu$	Coefficient de Poisson du sol
$\Delta f$	Ecart de fréquence entre deux pics de résonance

## 1 Introduction

La méthode d'auscultation des pieux et barrettes par impédance mécanique, mise au point par le C.E.B.T.P., est couramment employée dans le contrôle non-destructif des pieux en béton. Jusqu'à présent, cette méthode fournit des renseignements concernant la qualité du béton employé et les caractéristiques géométriques du pieu.

La méthode et son application au contrôle des pieux en place ont fait l'objet de publications antérieures dans les Annales de l'I.T.B.T.P. [1] et [2].

Or la méthode de l'impédance mécanique se différencie d'autres méthodes de contrôle non-destructif par le fait que l'excitation du pieu engendre une réponse de la tête qui est fonction non seulement de la qualité du pieu, mais aussi de l'interaction du pieu avec le sol d'ancrage et le sol latéral.

Il est donc possible d'interpréter les courbes de réponse qui en résultent pour obtenir des renseignements géotechniques concernant le sol de fondation et l'interaction du pieu sous charge avec ce sol.

## 2 Description de la méthode

Nous rappelons ici la méthode décrite par PAQUET et BRIARD en 1975 [2].

Une force verticale sinusoïdale d'amplitude constante est appliquée sur la tête du pieu. La vitesse de propagation  $v_c$  des ondes dans le pieu dues à cette force est donnée par :

$$v_c = \sqrt{E_c / \rho_c}$$

On fait varier la fréquence d'excitation  $f$  de 20 à 1000 Hz par exemple. L'admittance mécanique du système pieu-sol

pour une fréquence donnée est caractérisée par la valeur  $|v_0/F_0|$ ,  $v_0$  étant la vitesse maximale de déplacement de tête du pieu selon son axe, et pouvant être mesurée par un capteur de vitesse placé sur la tête du pieu. Il est commode de tracer, en fonction de la fréquence  $f$  la courbe de  $|v_0/F_0|$  (figure 1). Aux très basses fréquences on constate que le pieu se comporte comme un ressort dont la souplesse est proportionnelle à la pente de la courbe à l'origine, pente qui, le plus souvent, peut être extrapolée graphiquement. Quand la fréquence augmente, on observe une succession de résonances et d'antirésonances, c'est-à-dire de maximums ou de minimums de vitesse, séparés par des intervalles de fréquence  $\Delta f$ . Le sol latéral joue le rôle d'amortisseur. BRIARD a défini cet amortissement par :

$$e^{-\sigma l}$$

$$\text{avec } \sigma l = \frac{l}{r} \cdot \frac{\rho'}{\rho_c} \cdot \frac{\beta}{v_c} \quad (1)$$

Ce coefficient  $\sigma l$  est important car il conditionne les possibilités d'application de la méthode. Si l'affaiblissement de propagation est trop important, l'énergie réfléchiée sera trop faible pour être décelée et on ne pourra pas ausculter la partie inférieure du pieu.

$\sigma l$  dépend du rapport  $\frac{l}{r}$  qui caractérise l'élançement du pieu et du rapport  $\frac{\rho'}{\rho_c} \cdot \frac{\beta}{v_c}$  qui dépend surtout des propriétés mécaniques du sol latéral.

La courbe dans sa partie résonante oscille autour de la valeur  $1/(\rho_c \cdot v_c \cdot A_c)$ , appelée admittance caractéristique, qui serait d'ailleurs obtenue théoriquement pour un pieu de longueur infinie.

La figure 1 montre une courbe de réponse idéale pour un pieu cylindrique. Sur cette courbe, l'on peut repérer les valeurs de  $|v_0/F_0|$  minimale et maximale, soient Q et P, ainsi que la moyenne géométrique.

$$N = 1/(\rho_c \cdot v_c \cdot A_c) \quad (2)$$

La géométrie de la courbe fournit :

$$P = N \coth(\sigma l) \quad (3)$$

$$\text{et } Q = N \th(\sigma l) \quad (4)$$

$$\text{d'où } N = \sqrt{(PQ)} \quad (5)$$

$$\text{et } \coth(\sigma l) = \sqrt{\frac{P}{Q}}$$

### 3 La raideur dynamique d'un pieu

L'ancrage terminal réel d'un pieu peut varier entre l'ancrage parfait et l'ancrage nul. La figure 2 indique les conséquences d'une variation des caractéristiques de l'ancrage sur la réponse du pieu. Pour un ancrage raide, la souplesse  $S$  à basse fréquence est faible, et pour un ancrage faible et compressible la souplesse devient forte. Ce comportement à basse fréquence peut être représenté par l'inverse de la souplesse, que l'on peut appeler la raideur dynamique,  $E'_D$  du pieu.

$$E'_D = 1/S$$

$E'_D$  correspond à la pente initiale d'une courbe de tassement de la tête d'un pieu en fonction de la charge appliquée sur la tête. Il faut rappeler que cette raideur dynamique concerne non seulement la réaction développée à la base du pieu, mais aussi la résistance offerte par le frottement latéral.

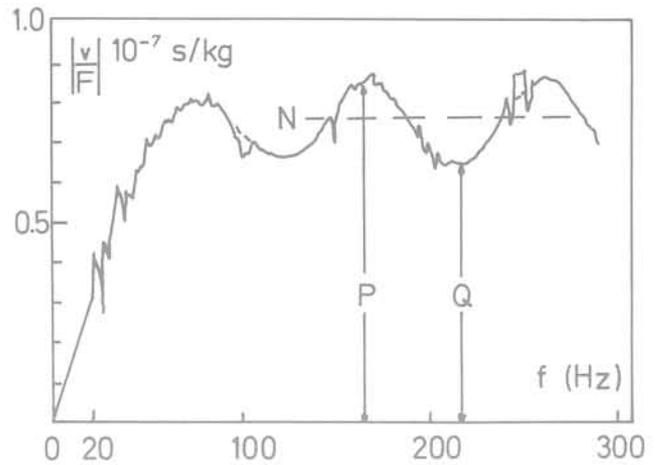


Fig. 1

### 3.1 Paramètres contrôlant la raideur dynamique mesurée à la tête d'un pieu

Afin de comparer les valeurs de  $E'_D$  d'un pieu à un autre, il est nécessaire d'identifier les paramètres qui contrôlent cette raideur.

Il s'agit de :

- la longueur du pieu,
- la section du pieu,  $A_c$
- la forme et l'élançement du pieu,
- la longueur de la partie libre du pieu
- la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans le béton,  $v_c$
- la vitesse de propagation des ondes transversales dans le sol latéral,
- le rapport des modules du sol d'ancrage et du sol latéral (pieu flottant ou pieu travaillant en pointe).

Nous présentons dans le tableau 1 des valeurs de tous ces paramètres pour trois chantiers comparables, deux en France et un en Ecosse. Dans les trois cas, les sols d'ancrage ont sensiblement la même raideur et l'élançement des pieux varie entre 10/1 et 27/1.

A Fos-sur-Mer et à Ambès, les plus gros éléments sont des barrettes de section rectangulaire. La longueur des pieux et des barrettes ne dépasse pas 16 m.

La figure 3 montre la relation entre la raideur dynamique mesurée et la section des pieux pour ces trois chantiers. Les résultats obtenus sont comparables entre eux, chacun des pieux travaillant en pointe.

Depuis l'établissement de cette relation entre  $E'_D$  et  $A_c$ , le CEBTP a eu l'occasion de faire des essais sur plusieurs chantiers situés dans la vallée de la Tamise en Angleterre, aux environs de Londres. Dans tous les cas, les pieux auscultés sont plus longs que ceux de Fos, d'Ambès et de Paisley, avec une longueur variant de 18 à 28 mètres, et un élançement compris entre 20/1 et 50/1. Tous ces pieux traversent des terrains très mous composés de vase, d'argile molle et de tourbe, avant de s'ancrer soit dans des grèves de rivière, soit dans la craie.

La figure 4 montre la relation entre  $E'_D$  et  $A_c$  obtenue dans ce cas, ainsi que le fuseau superposé des trois premiers chantiers. On peut noter une croissance quasi-linéaire. Cependant l'augmentation de la longueur des pieux et une épaisse couche d'un sol latéral médiocre ont réduit la raideur pour un pieu de section donnée.

Tous les pieux ayant permis l'établissement de ces courbes sont sans défaut, et la valeur de  $v_c/2 \Delta f$  mesurée correspond à la longueur annoncée du pieu.

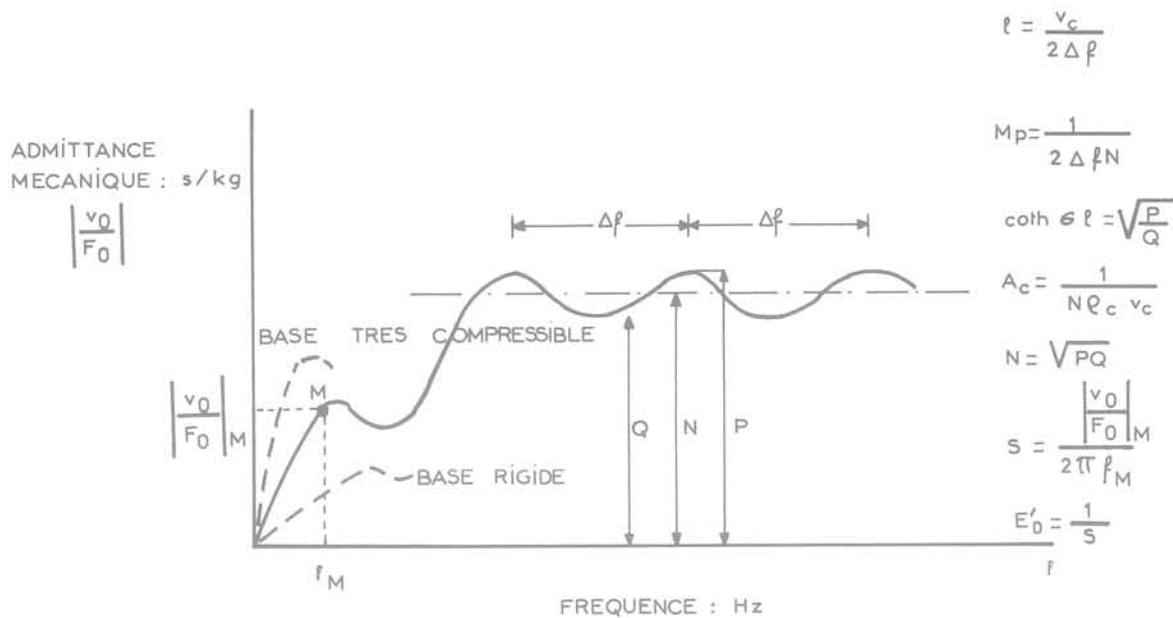


Fig. 2 Courbe de réponse d'un pieu cylindrique

PARAMÈTRE $l_{max}$	AMBES 15 m ± 1 m	FOS-SUR-MER 10 à 14 m	PAISLEY 5,5 à 8 m
$A_c$	0,215-0,898m <sup>2</sup> circulaire 1,08-1,44 m <sup>2</sup> rectangulaire	0,283-0,786m <sup>2</sup> circulaire 1,38-3,2 m <sup>2</sup> rectangulaire	0,18 m <sup>2</sup> circulaire
$l/d$	14/1 à 27/1	10/1 à 23/1	11/1 à 16/1
$v_c$	3400-3700 m/s	3550-3700 m/s	3100-3600 m/s
$v_l$	150 – 350 m/s	500 – 600 m/s	pas mesurée
$\beta'$	~ 150 m/s	~ 200 m/s	~ 200 m/s
Sol d'ancrage	Graves denses	Graves denses	Moraine raide

Tableau 1 Chantier

#### 4 La prévision du tassement des pieux ancrés dans une argile raide et surconsolidée.

L'essai de vibration ne permet pas directement la prévision de la résistance maximale du sol autour d'un pieu. Toutefois, si certaines conditions sont satisfaites, il est possible de prévoir l'ordre de grandeur du tassement d'un pieu sous sa charge de travail à partir de la valeur de sa raideur dynamique  $E'_D$ .

Les références 3 et 4 montrent qu'il existe une bonne correspondance entre  $E'_D$  et la raideur statique  $E'_S$  d'un pieu ; cette dernière déterminée à partir de la pente initiale de la courbe « charge – tassement » lors d'un essai de chargement statique. En général, la raideur dynamique est plus forte que la raideur statique, le rapport de  $E'_D/E'_S$  variant

entre 1,0 et 2,0. De plus, ce même rapport est plus élevé si l'essai dynamique a lieu après l'essai de chargement statique que s'il est effectué auparavant.

Nous avons eu l'occasion d'appliquer la méthode d'impédance à la prévision des tassements des pieux sous un viaduc autoroutier dans la région de Londres. Ces pieux flottants forés, de 1500 mm de diamètre, traversent entre 3 et 8 m d'alluvions et de graves de rivière, avant de pénétrer dans l'argile de Londres, qui est une argile raide et surconsolidée, avec le même âge géologique et les mêmes caractéristiques géotechniques que l'argile des Flandres dans le Nord de la France. Tous les pieux sont ancrés au moins de 20 m dans l'argile, et leurs longueurs varient entre 23 et 37 m. La charge utile demandée pour chaque pieu est de 500 tonnes, à raison de deux pieux par pile de viaduc.

La connaissance de la vitesse des ondes de cisaillement

**5 Détermination de la vitesse des ondes de cisaillement d'un sol par la méthode de l'impédance mécanique.**

$\delta_g/d = 0,133\%$   
 Ces pieux travaillaient donc bien en dessous de la limite élastique sur diamètre du pieu.  
 Afin d'estimer le tassement total, la figure 6, due à BUTLER et MORTON, fournit un tassement  $\delta$  de 2,25 mm pour  $P/P_u = 0,3$ .

Le rapport  $E_v/E_s$  mesuré pour le pieu d'essai fut de 1,5 et le rapport  $P/P_u = 0,6$  ( $P$  étant la charge appliquée et  $P_u$  la charge ultime du pieu).  
 Pour une charge de service de 500 tonnes et une raideur statique de 2,5 MN/mm, le tassement élastique  $\delta_g$  serait de 2,0 mm.  
 La figure 5, due à BUTLER et MORTON, indique une valeur de  $P/P_u = 0,3$  pour une valeur correspondante de

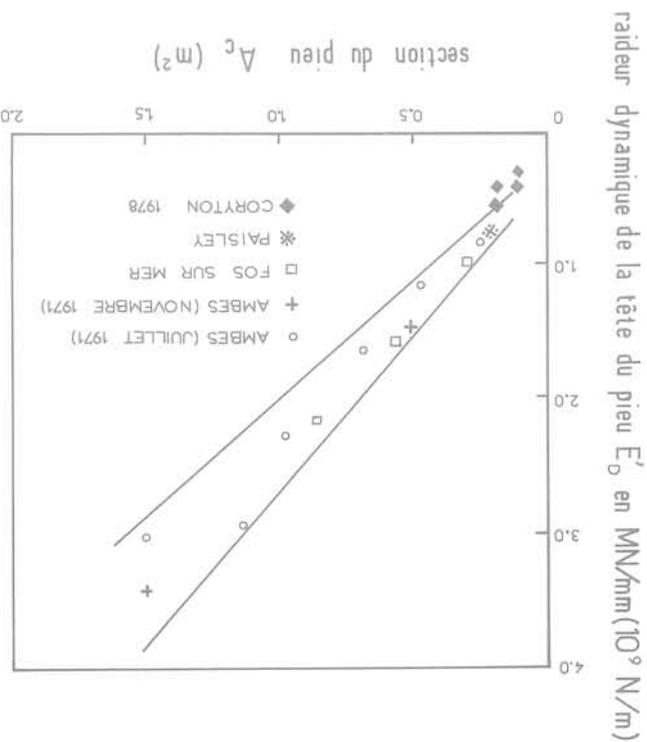
En d'autres termes, une charge de 250 tonnes provoque un tassement élastique de 1 mm pour un pieu de  $\phi$  1500 mm.  
 BUTLER et MORTON (5) ont analysé un nombre important de pieux construits dans l'argile de Londres, et ils montrent que, dans ces cas, la relation charge-tassement d'un pieu est sensiblement linéaire jusqu'à un rapport de charge  $P/P_u = 0,6$  ( $P$  étant la charge appliquée et  $P_u$  la charge ultime du pieu).

Le pieu d'essai a été vibré par le C.E.B.T.P., ainsi que les pieux de 1500 mm. Dans tous les cas, le fond du pieu fut repéré et son intégrité vérifiée.  
 Le rapport  $E_v/E_s$  mesuré pour le pieu d'essai fut de 1,5 et considéré comme valable pour les pieux de 1500 mm. La raideur dynamique moyenne mesurée pour ces derniers (3,78 MN/mm ou 378 tonnes-force/mm) correspond donc à une raideur statique moyenne de  $3,78/1,5 = 2,5$  MN/mm.

Etant donné le nombre de pieux relativement faible et la charge élevée, il n'était pas économique de procéder à un essai de chargement statique pour vérifier les hypothèses du projet. Aussi un pieu d'essai de 600 mm de diamètre a-t-il été construit par le même procédé, et chargé jusqu'à 350 tonnes en tête. La relation charge-tassement obtenue est linéaire jusqu'à 170 tonnes.

Le pieu d'essai a été vibré par le C.E.B.T.P., ainsi que les pieux de 1500 mm. Dans tous les cas, le fond du pieu fut repéré et son intégrité vérifiée.

Fig. 3



$$\sigma = \frac{1}{1 + \arg \coth \sqrt{P/Q}} \quad (8)$$

d'où :

$$\coth(\sigma t) = \sqrt{P/Q}$$

par la formule :  
 L'amortissement est concéssé lors de l'enregistrement de la courbe en  $v_0 / F_0$  par la présence d'un régime de « bosses » qui peuvent être définies avec précision par la lecture des grandeurs  $P$  et  $Q$  (fig. 1). On démontre (formule 6) que le coefficient d'amortissement du phénomène de propagation est lié aux grandeurs  $P$  et  $Q$

SOL LATERAL : 2 paramètres ( $p, \beta'$ )

PIEU : 4 paramètres ( $r, L, p_c, v_c$ )

Le système PIEU-SOL intervenant dans l'amortissement du phénomène vibratoire se réduit au système suivant :

**5.1 Evaluation de l'amortissement.**

La méthode la plus couramment utilisée en Génie Civil est une méthode impulsionnelle (sismique - marteau). Nous proposons, dans ce paragraphe, de montrer comment l'on peut déterminer, à partir de la réponse d'un cylindre noyé dans un sol et excité verticalement de façon harmonique, la vitesse des ondes transversales de ce sol. Lorsque la réponse à la sollicitation sinusoïdale est celle d'un pieu de fondation, comme c'est le cas dans la méthode de l'impédance Mécanique, la vitesse obtenue tient compte de l'interaction Pieu-Sol et peut être utilisée lors de l'étude de fondations soumises à des sollicitations dynamiques.

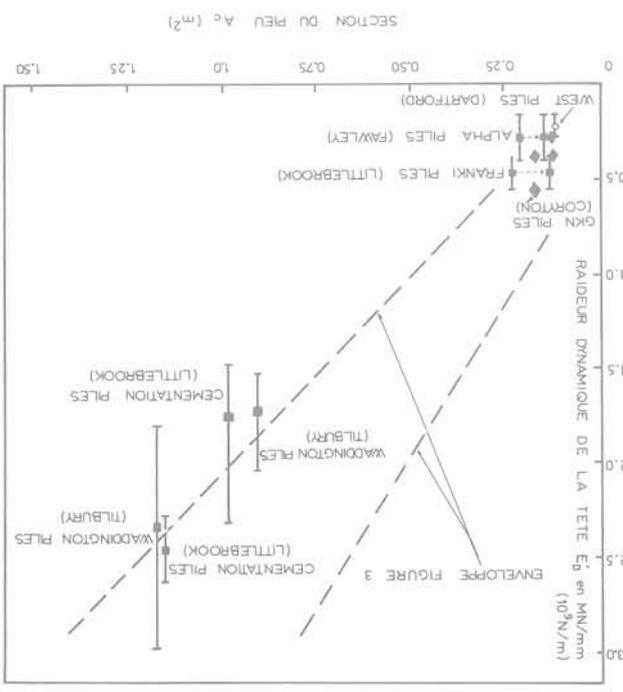
= module d'Young dynamique.

$$E_D = 2(1 + \nu) G_D = 2(1 + \nu) p' \beta'^2 \quad (7)$$

$G_D = p' \beta'^2$  = module de cisaillement dynamique

le caractérisant :  
 ou ondes transversales d'un sol est importante puisqu'elle permet l'évaluation de l'ordre de grandeur des paramètres

Fig. 4



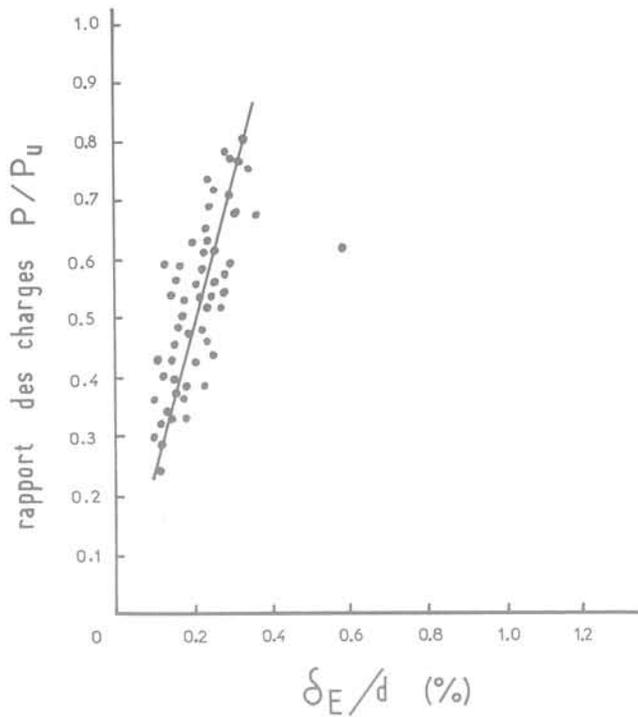


Fig. 5

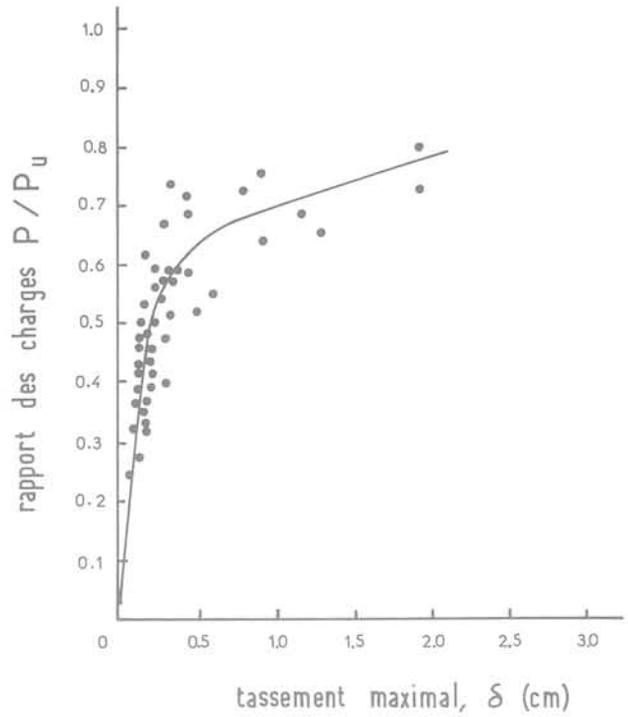


Fig. 6

**5.2. Evaluation de la vitesse des ondes de cisaillement du sol.**

L'amortissement du phénomène est aussi fonction des paramètres ( $\rho'$ ,  $\beta'$ ) du sol latéral.

Si l'on se place dans le domaine des hautes fréquences,  $\sigma$  peut être évalué avec une bonne précision, à partir de la formule suivante :

$$\sigma = \frac{1}{r} \frac{\rho'}{\rho_c} \frac{\beta'}{v_c}$$

d'où :

$$\beta' = \left( \frac{r \rho_c v_c}{\rho'} \right) \sigma$$

ou encore, compte tenu de (8) :

$$\beta' = \left[ \frac{r \rho_c v_c}{\rho' l} \right] \operatorname{argcoth} (\sqrt{P/Q}) \quad (9)$$

et

$$G_D = \rho' \beta'^2$$

**5.3 Cas d'un terrain à deux couches**

Considérons le cas d'un terrain composé de deux sols dont les caractéristiques sont précisées sur la figure 7.

La vitesse  $\beta'_1$  du sol n° 1 de surface est déterminée par la formule (2), lorsque l'on prend soin de l'appliquer aux deux premiers écarts de fréquence. On démontre en effet, qu'aux basses fréquences, le sol n° 2 se comporte comme un ancrage intermédiaire vis-à-vis du sol n° 1, et que les caractéristiques déduites de l'essai s'appliquent à la première couche. Ces résultats ont été confirmés par des essais de simulation sur ordinateur.

Il vient :  $\beta'_1 = \frac{r \rho_c v_c}{\rho'_1 l_1} \operatorname{argcoth} (\sqrt{P_1/Q_1})$

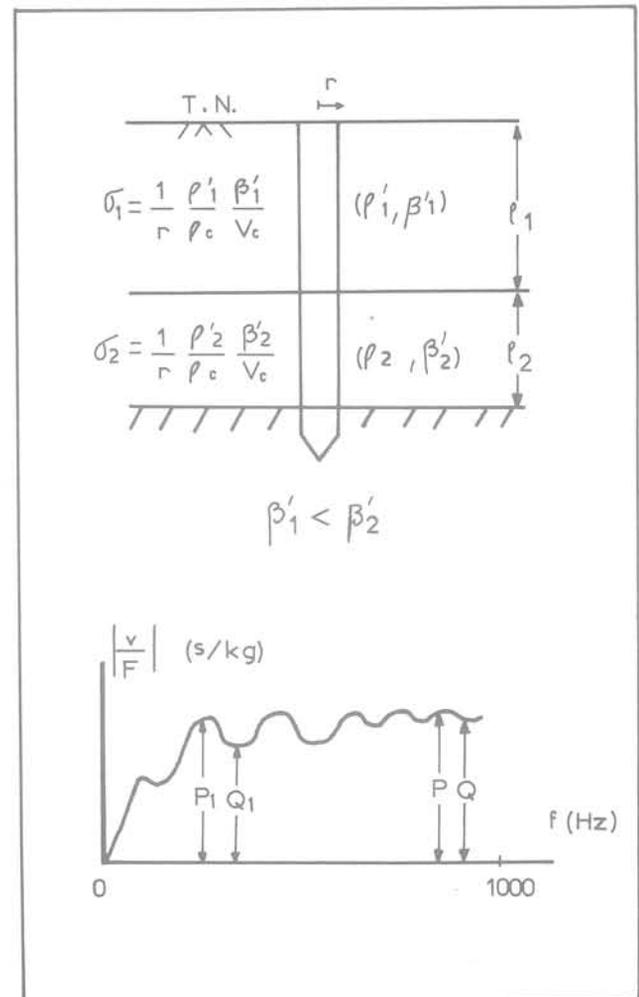


Fig. 7

Aux fréquences relativement élevées ( $f \approx 1000$  Hz), l'amortissement obtenu  $\sigma l$  tient compte des caractéristiques des deux couches. Il est déterminé par :

$$\sigma l = \sigma_1 l_1 + \sigma_2 l_2$$

$$\text{D'autre part : } \sigma l = \operatorname{argcoth} (\sqrt{P/Q})$$

$$\text{d'où : } \sigma_2 l_2 = \sigma l - \sigma_1 l_1 = \frac{l_2 \rho'_2 \beta'_2}{r \rho_c v_c}$$

La vitesse  $\beta'_2$  du sol n° 2 est alors donnée par la formule :

$$\beta'_2 = \frac{r \rho_c v_c}{\rho'_2 l_2} \left[ \operatorname{argcoth} (\sqrt{P/Q}) - \operatorname{argcoth} (\sqrt{P_1/Q_1}) \right]$$

Dans la pratique, pour un bon béton, on pourra utiliser les formules simplifiées suivantes :

$$\rho_c = 2400 \text{ kg/m}^3 \quad v_c = 4000 \text{ m/s}$$

$$\rho' = 1800 \text{ kg/m}^3$$

a) Cas d'un monocouche

$$\beta' = 5,3 \cdot 10^3 \frac{r}{l} \operatorname{argcoth} (\sqrt{P/Q}) \quad (\text{m/s})$$

b) Cas d'un bicouche

$$\beta'_1 = 5,3 \cdot 10^3 \frac{r}{l_1} \operatorname{argcoth} (\sqrt{P_1/Q_1}) \quad (\text{m/s})$$

$$\beta'_2 = 5,3 \cdot 10^3 \frac{r}{l_2} \left[ \operatorname{argcoth} (\sqrt{P/Q}) - \operatorname{argcoth} (\sqrt{P_1/Q_1}) \right] \quad (\text{m/s})$$

#### 5.4 Résultats d'essais

Le tableau 2 regroupe les différentes valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement obtenues à partir de la vibration harmonique de pieux cylindriques en béton pour différents types de sol.

### 6 L'interaction PIEU-SOL déduite de la partie résonnante de la courbe de réponse

Nous avons vu dans le paragraphe 2 que l'amortissement de la courbe de réponse dans la partie résonnante est représenté par le terme  $\sigma l$ , et que  $\coth (\sigma l) = \sqrt{P/Q}$ . BRIARD a montré qu'il est possible de déterminer les raideurs limites du système pieu-sol pour les deux cas extrêmes :

1/ pieu sur base infiniment rigide, avec une raideur maximale,  $E'_{\max}$  donnée par :

$$E'_{\max} = E'_{\infty} \coth (\sigma l) = E'_{\infty} \sqrt{P/Q} \quad (10)$$

2/ pieu infiniment souple, se comportant comme un pieu entièrement coupé à sa base, avec une raideur minimale,

$$E'_{\min} = E'_{\infty} \operatorname{th} (\sigma l) = E'_{\infty} \sqrt{Q/P} \quad (11)$$

$E'_{\infty}$  est la raideur d'un pieu flottant d'une longueur infinie fondé entièrement dans le sol latéral, et peut être exprimée par :

$$E'_{\infty} = A_c \cdot E_c \cdot \sigma \quad (12)$$

Il est intéressant de comparer la raideur mesurée à basse fréquence,  $E'_D$  avec ces valeurs limites. A titre d'exemple,

Nature du Sol	Vitesse (m/s)
Vase - Tourbe	110-150
Argile molle Sable lâche	140-200
Argile normalement consolidée Sable peu compact	200-250
Argile légèrement surconsolidée Sable moyennement compact Calcaire fissuré Craie altérée	250-300

Tableau 2

PIEU		RAIDEUR (MN/mm)			
		$E'_D$	$E'_{\min}$	$E'_{\infty}$	$E'_{\max}$
RESERVOIR N° 1	1	0,417	0,385	0,500	0,625
	2	0,333	0,175	0,294	0,500
	3	0,625	0,333	0,476	0,667
	4	0,278	0,167	0,286	0,500
	5	0,294	0,172	0,303	0,526
	6	0,263	0,182	0,303	0,500
	7	0,294	0,145	0,270	0,500
RESERVOIR N° 2	8	0,167	0,063	0,152	0,370
	9	0,278	0,069	0,159	0,370
	10	0,294	0,067	0,167	0,417
	11	0,192	0,067	0,167	0,417
	12 (cassé)	0,100	0,093	0,250	0,685

Tableau 3

nous présentons ici les résultats obtenus pour un chantier à Fawley, Angleterre. Il s'agit de deux réservoirs pétroliers de 80 m de diamètre chacun, reposant sur des radiers minces en béton armé fondés sur pieux battus moulés, de type Alpha.

Ces pieux à base élargie, de 420 mm de diamètre et d'environ 10 m de long, traversaient une couche de vase et de tourbe pour se fonder dans une couche de graves d'estuaire de qualité et d'épaisseur variables.

Au moment de l'essai de chargement préliminaire du premier réservoir, des désordres au niveau du bord du radier ont été constatés. Lorsque la cuve métallique fut enlevée, on a constaté des ondulations dans le radier avec des tassements différentiels allant jusqu'à 60 cm. L'essai de chargement préliminaire du deuxième réservoir fut arrêté à une charge équivalente à 20 % de la charge de service.

Or il a été démontré, récemment, que cette méthode permet d'ausculter des pieux possédant un élançement allant jusqu'à 50, lorsque le sol latéral est peu raide, et qu'il est possible d'interpréter les courbes de réponse en fonction de la nature du sol et de son interaction avec le pieu. L'existence d'une corrélation entre la raideur dynamique mesurée par cette méthode, et la raideur déduite d'un essai de chargement statique permet un choix rationnel des pieux à vérifier par chargement, et donc une économie importante lors d'une opération de construction.

### Références bibliographiques

- 1 - PAQUET J. « Etude vibratoire des pieux en béton : réponse harmonique et impulsionnelle : application au contrôle » Annales ITBTP — série EM/111 (mai 1968).
- 2 - PAQUET J. et BRIARD M. « Contrôle non destructif des pieux en béton ». Annales ITBTP — série EM/128 (mars 1975).
- 3 - DAVIS A.G. et DUNN C.S. « From theory to field experience with the non-destructive vibration testing of piles ». Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 2 (1974), 57, pp. 571-593.
- 4 - DAVIS A.G. et ROBERTSON S.A. « Vibration Testing of Piles ». Structural Engineer (juin 1976).
- 5 - BUTLER F.G. et MORTON K. « Specification and Performance of test piles in London Clay ». Proc. Symp. I.C.E. on Behaviour of Piles (1970), pp. 17-26.

Le C.E.B.T.P. fut appelé à contrôler l'intégrité de certains de ces pieux, surtout dans les zones d'instabilité. Parmi les 4-3 pieux auscultés, il y avait 11 pieux entiers et sans défaut. Nous avons présenté dans le tableau 3 les résultats de  $E^D$ ,  $E^{min}$ ,  $E^\infty$  et  $E^{max}$  pour ces 11 pieux, ainsi que pour un douzième pieu qui était cassé à 7 m de profondeur dans la vase. Les valeurs de  $E^{min}$  montrent que le sol latéral sous le réservoir n° 1 est nettement plus raide que celui sous le réservoir n° 2. Cette observation est confirmée par les valeurs de  $E^\infty$ . Les valeurs de  $E^D$  mesurées se situent autour de  $E^\infty$  pour le premier réservoir, tandis qu'elle tombe entre  $E^\infty$  et  $E^{max}$  pour le réservoir n° 2. Ces résultats indiquent que ces pieux travaillent bien en pointe, et non au frottement latéral.

### 7 Conclusions

Lorsque le C.E.B.T.P. a développé la méthode d'auscultation par impédance mécanique, il y a dix ans, la limite supérieure de l'élançement d'un pieu, au-delà de laquelle l'amortissement devenait trop important, était considérée comme étant de l'ordre de 10. De plus, on ne considérait, à l'époque, que l'intégrité du pieu, sans prendre en compte les renseignements concernant l'interaction du pieu avec le sol de fondation.



# nouveau dispositif expérimental pour l'étude de la rhéologie des roches

par

**J. Fine, S.M. Tijani, G. Vouille**

Centre de Mécanique des Roches Fontainebleau

## 1 Introduction

Indispensable pour le dimensionnement et l'étude de la stabilité des ouvrages conçus en massifs rocheux, une connaissance précise des lois de comportement des roches nécessite des moyens d'investigation de plus en plus perfectionnés qui permettent l'étude du comportement élastoplastique (courbe intrinsèque) par des « essais triaxiaux » ainsi que l'étude de l'influence du facteur temps (viscoélasticité et élastoviscoplasticité) par des essais d'érouissage, de fluage et de relaxation.

L'essai triaxial, très utilisé pour mesurer la limite d'élasticité présente deux inconvénients non négligeables.

Premièrement, pour obtenir la courbe intrinsèque d'une roche (enveloppe des cercles de Mohr) on doit utiliser de nombreux échantillons (détruits à la fin de l'essai) ; deuxièmement, la détermination d'une limite d'élasticité (contrainte) par un « essai triaxial » nécessite la mesure d'allongements (déformations), pour laquelle on utilise le plus souvent des jauges électriques qui, sous pression, sont peu fiables (dérive importante en fonction du temps) et, avec certaines roches, peuvent se décoller en cours d'essai.

Le Dispositif de Relaxation Biaxiale et Isotherme (DRBI), objet du présent exposé, permet d'obtenir les mêmes résultats qu'une série d'essais triaxiaux et ce, sans présenter les deux inconvénients ci-dessus, en fournissant des renseignements supplémentaires sur la rhéologie des roches.

## 2 Principe de fonctionnement du dispositif

### 2.1 Chargement biaxial

Comme lors d'un essai triaxial, un échantillon cylindrique est placé dans une cellule d'acier où il est soumis à une pression axiale (notation :  $Q$ ) et à une pression latérale (notation :  $P$ ). Pour un tel chargement, l'éprouvette est soumise à un champ de contraintes uniforme dans l'espace et isotrope dans toute section droite (les 2 contraintes principales latérales sont égales).

Cependant, contrairement à l'essai triaxial pour lequel

usuellement la pression axiale est plus forte que la pression latérale (régime de compression), avec le DRBI, les essais sont réalisés aussi bien en régime de traction qu'en régime de compression.

### 2.2 Régulation thermique

La cellule contenant l'éprouvette est placée dans une enceinte calorifugée afin d'éviter les perturbations des mesures causées par les fluctuations de la température ambiante et d'étudier l'influence du paramètre température sur les caractéristiques mécaniques des roches.

### 2.3 Fonctionnement

L'une des deux pressions ( $P, Q$ ) est pilotée manuellement ou automatiquement selon un historique préprogrammé, l'autre est asservie de sorte que la longueur de l'échantillon reste constante durant l'essai (déformation axiale constante : « relaxation »).

Compte tenu de la condition géométrique d'invariance de la longueur de l'éprouvette, l'historique de la pression asservie est fonction de l'historique de la pression pilotée et ce suivant une loi qui dépend de la nature du matériau constituant l'échantillon. Ainsi l'analyse de la relation entre les historiques des deux pressions permet de renseigner sur les lois physiques qui régissent le comportement d'une roche.

## 3 Analyse des essais

### 3.1 Chargement quasistatique : (fig. 1)

On suppose que l'on pilote la pression latérale ( $P$ ) en la faisant croître à vitesse suffisamment faible pour que l'échantillon soit à tout instant dans un état d'équilibre caractérisé par la pression latérale ( $P$ ) et la pression axiale ( $Q$ ).

Si l'on représente cet état d'équilibre par un point d'abscisse  $P$  et d'ordonnée  $Q$  (diagramme ( $P, Q$ )) on s'aperçoit que ce point décrit une certaine courbe ( $Q$ , pression

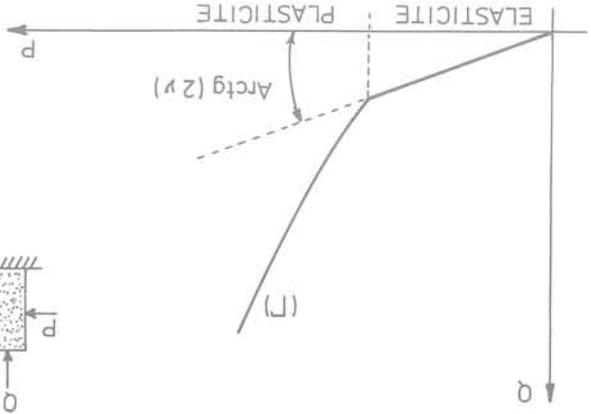
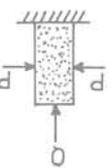


Fig. 1 Diagramme (P, Q)

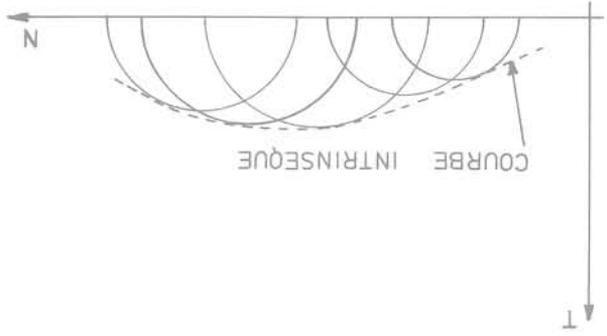


Fig. 2 Diagramme de Mohr

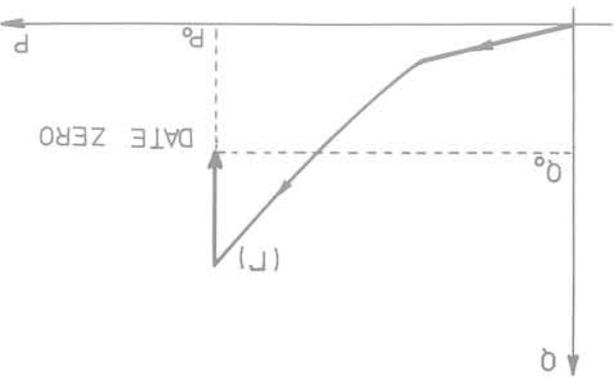


Fig. 3 Mise en charge avant relaxation

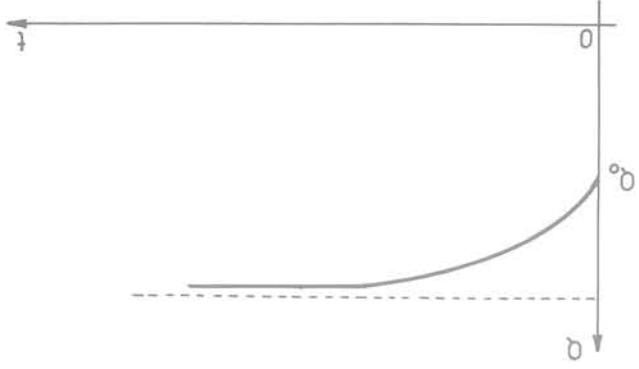


Fig. 4 Relaxation, P = P<sub>0</sub>

asservie, est fonction de P) dont la forme dépend de la nature de la roche.

Roche élastique : coefficient de Poisson (fig. 1)

La plupart des roches ont un comportement élastique tant que la pression latérale n'a pas atteint un certain seuil (caractéristique mécanique de la roche). Si l'on écrit la relation entre la déformation axiale ( $\epsilon$  : variation relative de la longueur de l'échantillon) et les pressions P et Q en désignant par E le module d'Young de la roche et par  $\nu$  son coefficient de Poisson, il vient :

$$\epsilon = \frac{1}{E} (-Q + 2\nu P)$$

Or la longueur de l'échantillon est constante durant l'essai. D'où  $\epsilon = 0$  et par conséquent  $Q = 2\nu P$

On en déduit qu'au début de l'essai (P inférieure à un certain seuil), la relation entre Q et P (Linéaire) est représentée dans le diagramme (P, Q) par une portion de droite dont la pente est le double du coefficient de Poisson de la roche ; d'où une méthode pour déterminer celui-ci sans faire appel à des mesures extensométriques.

Roche élastoplastique : courbe intrinsèque (fig. 1 et 2)

Quand la pression latérale dépasse un certain seuil, le point représentatif dans le diagramme (P, Q) quitte la droite qui caractérise la phase élastique pour décrire une portion de courbe (I) dont chaque point représente un état d'équilibre limite.

Cet état d'équilibre limite est représenté aussi, parfois dans l'espace des contraintes principales (le point représentatif est alors sur une arête de la surface limite élasto-plastique, arête de compression si  $Q \geq P$  et de traction si  $P \geq Q$ ) et le plus souvent dans le diagramme de Mohr par un cercle (diamètre :  $|P-Q|$ ) tangent à la courbe intrinsèque. Ainsi, à chaque point (P, Q) de la courbe (I) correspond un cercle de Mohr et l'enveloppe de cette famille de cercles n'est autre que la courbe intrinsèque de la roche qui se trouve tracée en n'utilisant qu'un seul échantillon alors que par la méthode des « essais triaxiaux » pour chaque cercle de Mohr il faut un échantillon (détruit à la fin de l'essai). Un calcul simple montre que quand la courbe intrinsèque est une droite ( $\Delta$ ) (critère de Coulomb-Tresca ou Drucker-Mises), la courbe (I) est une droite et que la naissance de la valeur à l'origine et de la pente de cette droite (I) permet de calculer la valeur à l'origine (cohésion) et la pente (tg  $\phi$  ;  $\phi$  : angle de frottement) de la droite ( $\Delta$ ).

3.2 Relaxation (fig. 3 et 4)

On part d'un état d'équilibre limite (P, Q) appartenant à la courbe (I) et on supprime l'asservissement pour permettre à la longueur de l'échantillon de varier. On peut alors agir sur les pressions P et Q indépendamment l'une de l'autre.

Si l'on diminue la pression axiale (Q) en maintenant constante la pression latérale (P) (dans la pratique cette opération est effectuée suffisamment rapidement pour ne pas laisser à l'échantillon le temps de subir des déformations différées), cette baisse de la pression axiale perturbe l'équilibre limite et conduit à un état de contrainte hors du domaine élastique. Par conséquent si on maintient ce chargement, sans rétablir l'asservissement, la longueur de l'échantillon qui a déjà subi une variation instantanée (élastique) se met à augmenter (fluage).

Par contre, si l'on rétablit l'asservissement, pour s'opposer à cette augmentation différée de la longueur de l'échantillon, la pression axiale se mettra à augmenter (relaxation). Si l'on représente dans un diagramme en abscisses le temps et en ordonnées la pression axiale on obtient une courbe dont la forme dépend de la nature de la roche et sur laquelle on peut ajuster (par « moindres carrés ») des paramètres viscoplastiques de la roche.

3.3 Conclusion

On vient de voir que des historiques simples de la pression pilotée (évolution à vitesse lente ou pression maintenue constante) permettent d'accéder à de nombreuses caractéristiques mécaniques de la roche étudiée. D'autres caractéristiques peuvent être déterminées en donnant à la pression pilotée des historiques plus complexes (évolution à différentes vitesses, cycle de charge-décharge...) qui permettent d'étudier divers phénomènes tels que l'écrasement et la fatigue de la roche.

4 Description du dispositif

Cinq parties principales composent le Dispositif de Relaxation Biaxiale et Isotherme (fig. 5).

4.1 Cellule de compression biaxiale : (fig. 6)

Géométrie de la cellule

De forme cylindrique, la cellule est prévue pour recevoir un échantillon d'environ 65 mm de diamètre et de 130 mm de longueur. Fabriquée en acier, elle présente comme toute « cellule triaxiale » quatre parties principales : un corps, possédant sur sa surface latérale une arrivée d'huile (pression latérale) et fileté à ses deux extrémités. La jaquette de protection (en silastène), entourant l'échantillon et permettant la transmission de la pression latérale, se trouve à l'intérieur du corps

— un chapéau qui vient se visser sur la partie supérieure du corps. Il est constitué de deux étages séparés par une membrane en caoutchouc, l'étage supérieur étant muni d'une arrivée d'huile (pression axiale)

— un piston inférieur fixe qui est relié au corps par l'intérieur d'une partie fileté et sur lequel repose l'échantillon

— un piston supérieur mobile qui occupe l'espace séparant la membrane et le haut de l'échantillon et qui transmet la pression axiale exercée par l'huile sur la membrane.

Différence avec la cellule classique

La hauteur du piston mobile (donc celle de l'étage inférieur du chapéau) a été agrandie. Deux boulons vissés au piston traversent (en deux points diamétralement opposés) l'étage inférieur du chapéau avec un certain jeu permettant au piston une course de l'ordre de 5 mm. Le mouvement du piston (grâce aux boulons et à un montage adapté de pièces secondaires) est transmis à la pointe d'un comparateur dont le corps est rendu solide au piston inférieur.

4.2 Comparateur

Le comparateur possède deux contacts électriques amovibles qui permettent, toutes les fois que l'aiguille quitte une certaine plage, la fermeture d'un circuit électrique comportant un relais qui commande la pompe délivrant la pression asservie (aussi bien pour la charge que pour la décharge ; électrovanne).

4.3 Pompes et accumulateurs

Deux pompes indépendantes délivrent les pressions axiale et latérale. Pendant que l'une est pilotée manuellement ou automatiquement (programmateur), l'autre est asservie (comparateur). Des accumulateurs à azote sont placés entre les pompes et la cellule pour assurer une régularité dans la mise en charge, nécessaire pour mener à bien les essais.

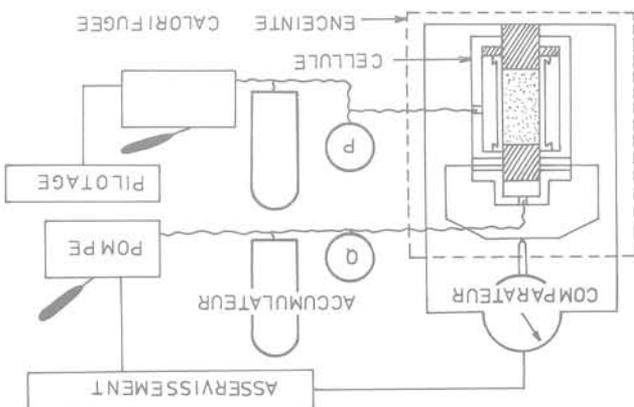


Fig. 5 D.R.B.I. (schéma de principe)

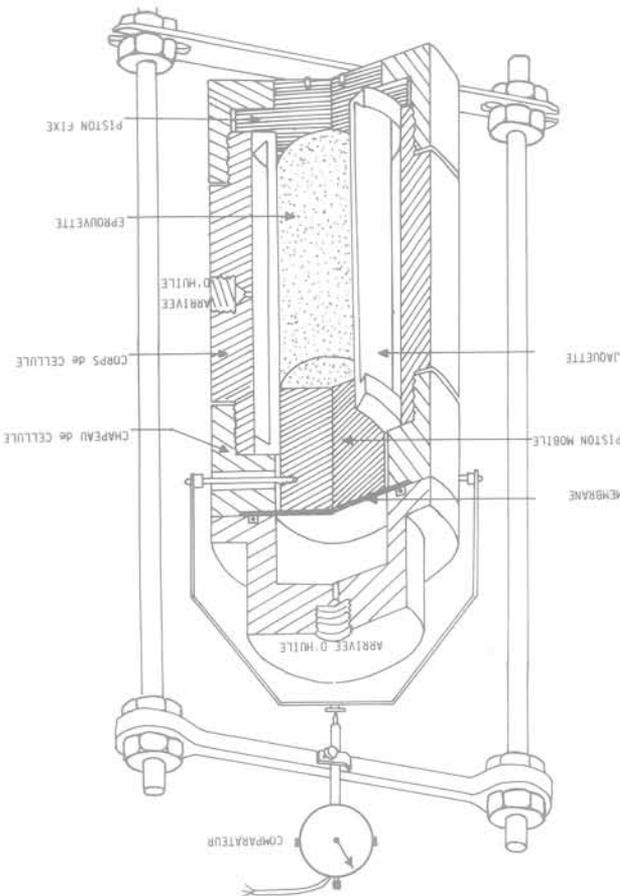


Fig. 6 Cellule de compression biaxiale

4.4 Programmateur

Un montage électronique permet de piloter une des deux pompes qui fournit ainsi une pression pilotée qui varie selon un schéma préprogrammé (variation à vitesse constante, cycles de charge-décharge...)

#### 4.5 Système de régulation de la température

La cellule est placée dans une enceinte calorifugée où une température, uniforme dans l'espace et constante dans le temps, est assurée par une huile spéciale, très fluide, véhiculée par une petite pompe et chauffée dans une autre enceinte à l'aide d'une résistance électrique. Deux thermomètres à seuils, placés dans chacune des enceintes, permettent de fermer deux relais qui commandent l'un la résistance électrique et l'autre la pompe.

Outre ces cinq parties, on envisage de munir le DRBI d'un capteur de déplacement pour la mesure de la déformation latérale permettant ainsi l'accès à d'autres caractéristiques mécaniques de la roche, ainsi que de deux capteurs de pressions, l'ensemble de ces capteurs étant relié à une « acquisition de données » permettant d'enregistrer les mesures (déformations latérales, pressions et temps) sur papier et sur bande perforée, ce qui facilitera les traitements automatiques (tracés de courbes, ajustement de paramètres...)

#### 5 Conclusion

Bien que d'une structure complexe, le DRBI n'en est pas moins un dispositif souple qui, fondé sur un principe de

base simple (condition géométrique d'invariance de la longueur de l'éprouvette durant les essais), permet d'effectuer une série d'essais sur un même échantillon (chargement quasistatique, relaxation, décharge...), essais dont les résultats décrivent en grande partie la loi de comportement d'une roche (coefficient de Poisson, courbe intrinsèque, paramètres viscoplastiques...).

Le Dispositif de Relaxation Biaxiale Isotherme est utilisé actuellement pour l'étude de la rhéologie du sel gemme, des anhydrides et des argiles.

#### Références bibliographiques

FINE J. - TIJANI S.M. - VOUILLE G. - BOUCLY P. — *Détermination expérimentale de quelques paramètres élastoviscoplastiques des Roches. Application aux cavités de stockage du gaz en couches salines profondes.* 4<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Roches 1979. MONTREUX (SUISSE)

TIJANI S.M. — *Rhéologie du Sel gemme.* — (rapport interne du Centre de Mécanique des Roches R 75/15) Influence de la température sur les propriétés mécaniques du sel gemme — (rapport interne du Centre de Mécanique des roches R 76/2)

VOUILLE G. — *Etude de l'influence de la température sur les caractéristiques élastoviscoplastiques du sel de TERSANNE* (rapport interne du Centre de Mécanique des Roches SE 78/7)

# expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches

par

**J.P. Gigan**

Ingénieur civil des Ponts et Chaussées  
Laboratoire régional de l'équipement — Le Bourget — France

## Introduction

A côté des méthodes classiques aux états limites, les méthodes dites « élastoplastiques » sont de plus en plus utilisées pour le calcul des rideaux de palplanches.

L'étude du comportement réel de ces écrans de soutènement a pour objectif de nous renseigner à la fois sur la répartition des efforts dans l'Ouvrage et sur les lois de mobilisation des pressions du sol.

Dans ce but, plusieurs expérimentations ont été réalisées par les laboratoires des Ponts et Chaussées depuis 1974. (Josseaume et Al. 1977 — Gigan 1979). Celle qui est présentée ci-après concerne un rideau ancré par des tirants précontraints inclinés et a permis d'étudier en particulier l'interaction rideau-ancrage.

Après une description du site et de l'équipement des palplanches, nous présenterons l'ensemble des mesures et l'interprétation qui en a été faite, avant de comparer ces résultats expérimentaux à ceux d'un calcul complet de l'ouvrage par une méthode « élastoplastique ».

## 1 Présentation du site et de l'ouvrage

### 1.1 L'ouvrage

La réalisation de la Voie rive gauche de Seine, en aval de Paris a nécessité la construction d'un rideau de palplanches le long des berges du fleuve, sur un longueur de 700 mètres environ entre les communes d'Asnières et de Villeneuve-la-Garenne.

La coupe transversale de l'Ouvrage (fig. 1) au niveau des palplanches expérimentales en fixe les principales caractéristiques :

- Palplanches LARSSSEN VS de 17,2 mètres de longueur totale.
- Tirants d'ancrage IRP 10 T 13 d'une capacité de 93 tonnes, inclinés à  $30^\circ$ , espacés de deux mètres. Ces tirants ont une longueur de 24 mètres dont 10 mètres de scellement.
- Le rideau est surmonté d'un mur de couronnement en béton, portant la hauteur totale du soutènement à près de 10 mètres.

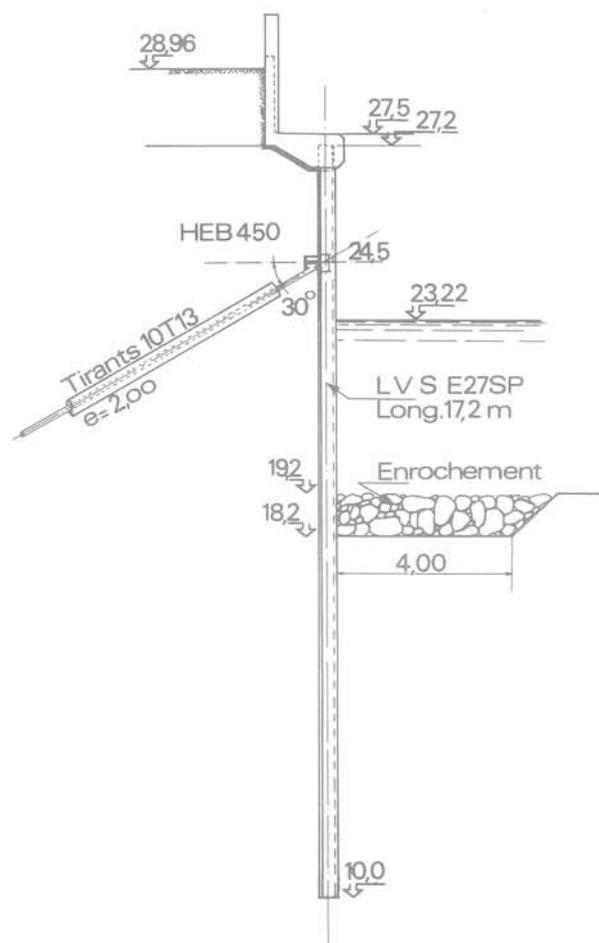


Fig. 1 Coupe transversale du rideau  
Toutes les cotes sont exprimées en m NGF (Nivellement  
Général de la France)

Fig. 3 Profil géotechnique au droit du rideau

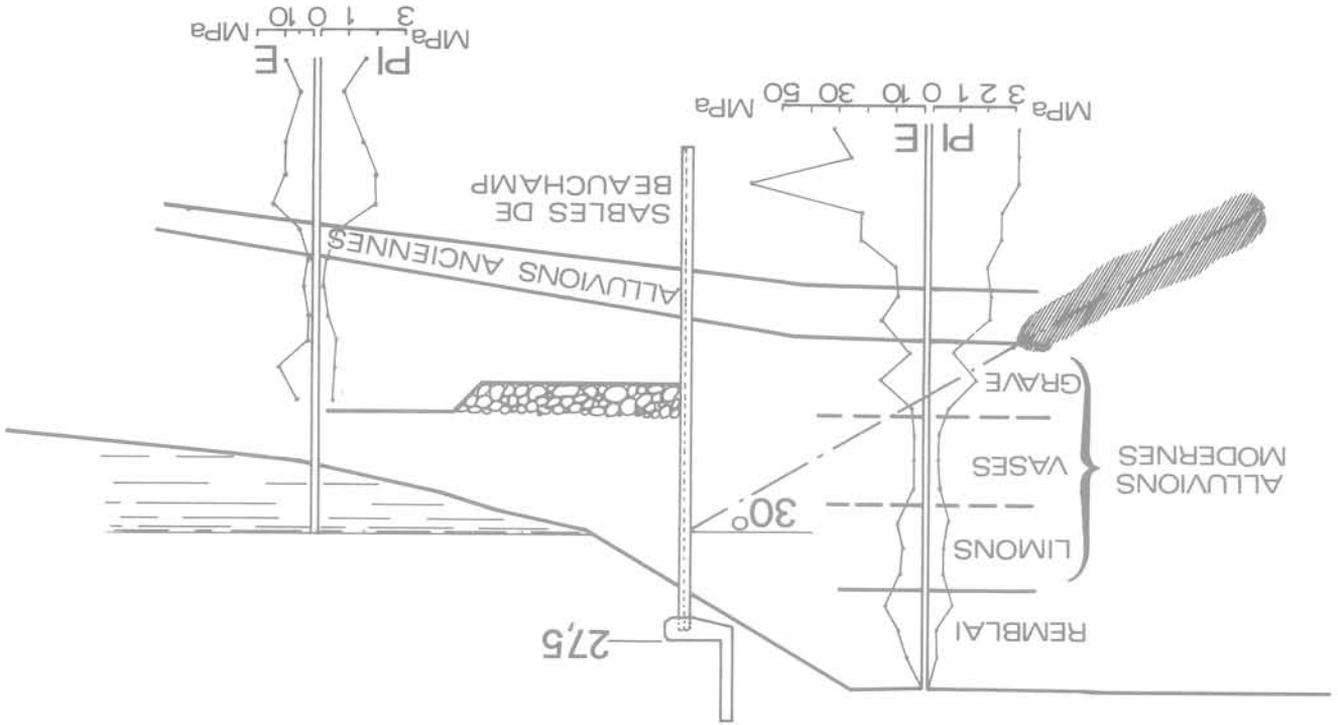


Fig. 2 Principales phases de travaux  
 1 Prédérage – battage  
 2 Remblaiement – mise en tension partielle des tirants  
 3 Suite du remblaiement – mise en tension définitive des tirants  
 4-5 Fin du remblaiement – dragage

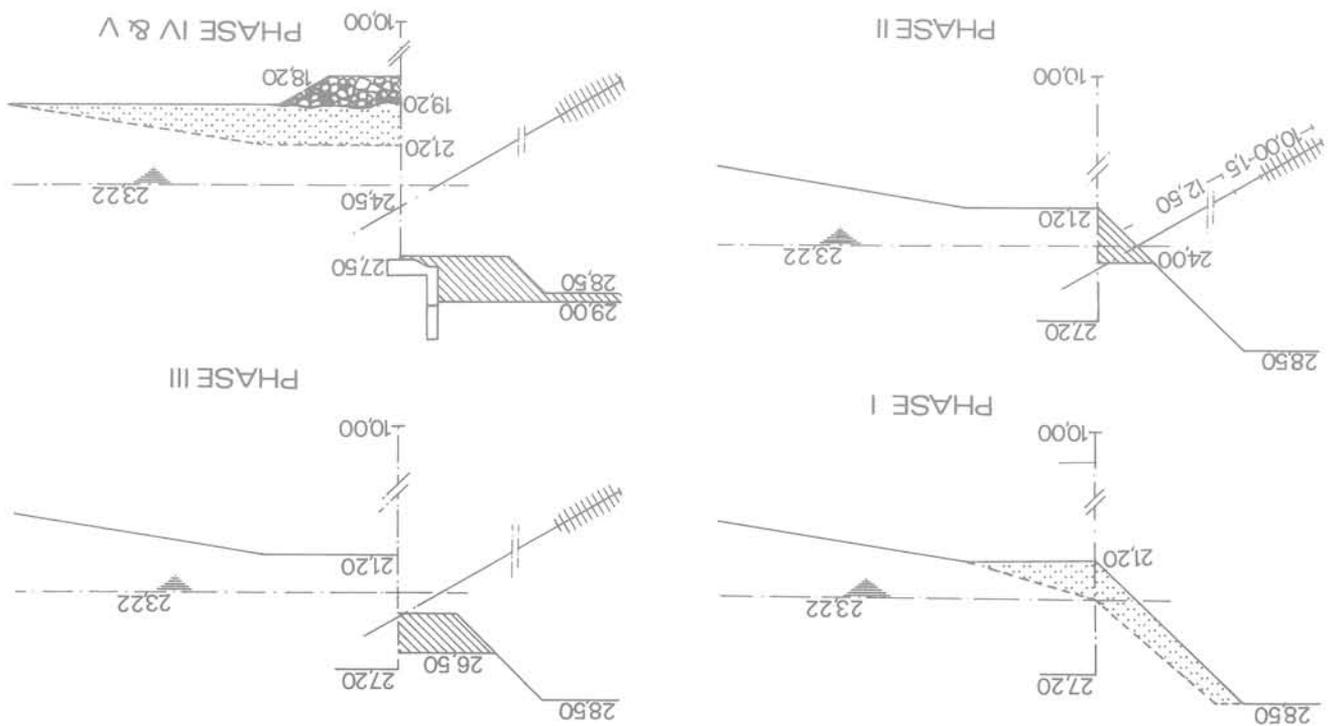
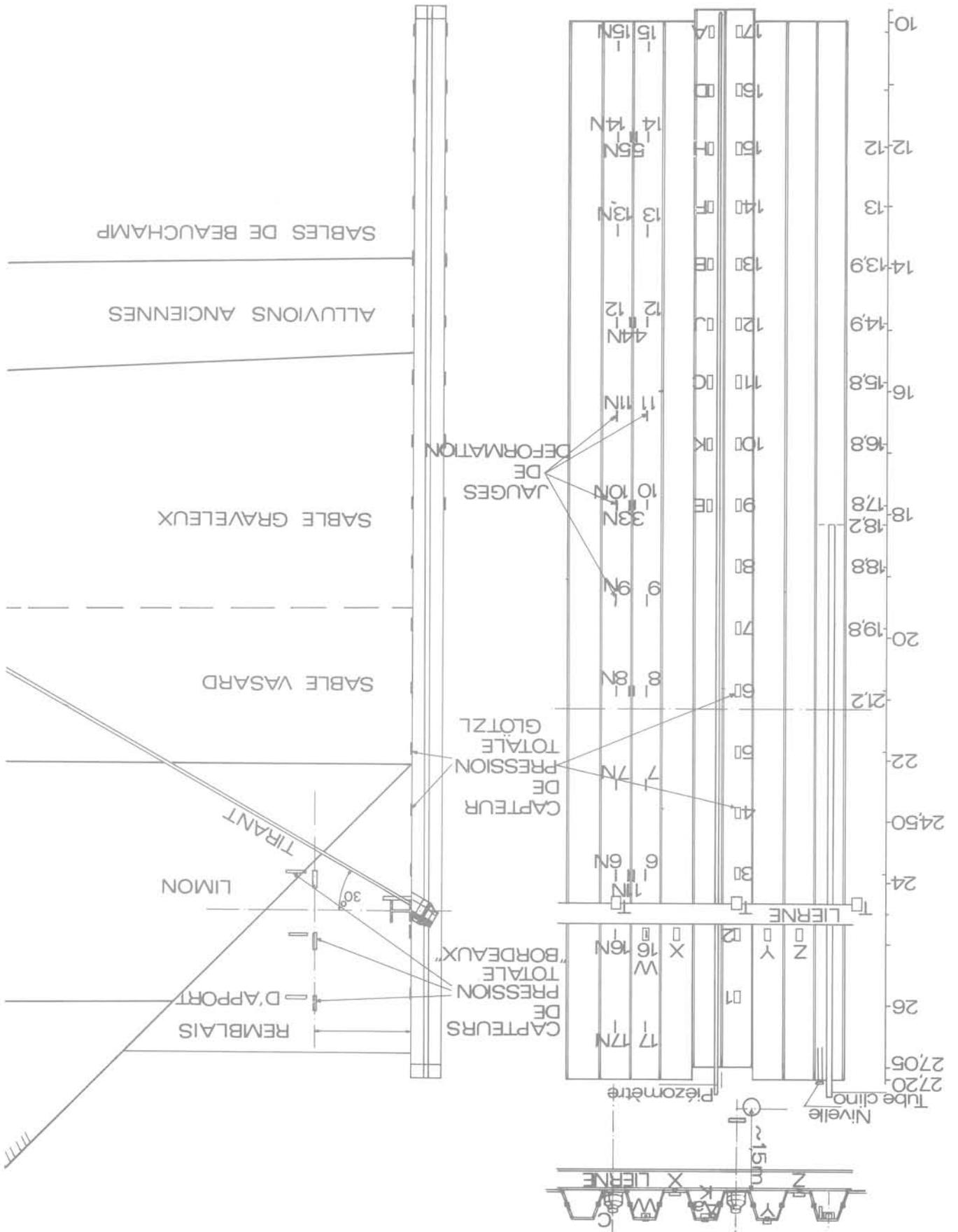


Fig. 4 Equipement de palplanches  
- vues de dessus et élévation  
- coupe transversale



La mise en œuvre des palplanches sur le chantier a été émaillée de divers incidents, liés essentiellement à une fixation insuffisante des capots de protection des appareils. Le plus fâcheux a été la destruction de tubulures en plâ-

## 2.2 Comportement des appareils lors du battage

Deux cales dynamométriques Glötzl ont été placées sur deux tirants consécutifs intéressant la zone équipée. Les techniques de pose des divers appareils, exposées en détail dans un autre document (Gigan — 1979) ont impliqué parfois des travaux fort minutieux. Ainsi, la fixation des capteurs de pression totale a nécessité la percement préalable de 2 trous à travers la palplanche (fig. 6). Tous les fils de mesure ainsi que les jauges étaient protégés par des capots métalliques et noyés dans un produit souple.

### Équipement des tirants

Après la 1<sup>re</sup> phase de remblaiement et la pose de la lierne, 4 capteurs Glötzl ont été posés juste au-dessus de cette lierne dont 2 en « bosse » et 2 en « creux », afin d'étudier la répartition horizontale des pressions au niveau des tirants.

### Étude complémentaire des pressions à l'arrière du rideau

Un tube inclinométrique carré a été fixé sur une palplanche puis protégé par un capot métallique soudé. Sur cette même palplanche, après battage, une console a été fixée en tête, afin de faire des mesures de rotation à l'aide d'une nivelle à bulle.

### 3<sup>e</sup> paire de palplanches : mesure des déformées

— 34 jauges de contraintes « ALLTECH » ont été soudées selon la répartition suivante :

- 5 sections transversales espacées de 3 mètres, équipées de 4 jauges ; 1 sur chaque âme et 2 de part et d'autre de la serrure (fig. 5).
- 7 autres sections équipées seulement de 2 jauges sur les âmes.

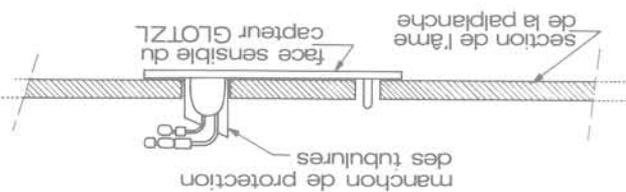
### 2<sup>e</sup> paire de palplanches : mesure des contraintes dans les palplanches

L'équipement comprend :

- 17 capteurs de pression totale Glötzl, espacés de 1 mètre pour mesurer les poussées.
- 9 capteurs, également espacés de 1 mètre pour mesurer les butées.

### 1<sup>re</sup> paire de palplanches : mesure des pressions des terres

Fig. 6 Schéma de pose des capteurs de pression totale



L'équipement complet des palplanches est présenté sur la figure n° 4 et décrit ci-après :

## 2.1 Le programme d'équipement

Cet équipement a été réalisé pour une grande part en atelier, puis complété sur chantier après le battage.

## 2 L'équipement des palplanches

Les caractéristiques de cisaillement indiquées sont des moyennes d'essais à la boîte de Casagrande. On notera en particulier les angles de frottement élevés mesurés dans des alluvions de nature très médiocre. Le matériau de remblaiement à l'arrière de rideau était un tout venant respectant les critères suivants :

- Passant à 80µ < 5 %
- Équivalent de sable E.S. > 35
- Angle de frottement interne  $\phi > 35^\circ$
- Hors nappe, compactage par tranches de 20 à 30 cm, densité supérieure 95 % de l'optimum proctor modifié.

Sables fins argileux très compacts, avec quelques niveaux en dessous de 14 m NGF Sables de Beauchamp :

- en dessous de 14 m NGF Sables de Beauchamp :  $p_1 < 2 \text{ MPa}$   $c' = 50 \text{ kPa}$   $\phi = 30$  à  $35^\circ$  grésifiés
- 15,50 m à 14 m NGF Alluvions anciennes sablo-graveuses ( $\phi = 37^\circ$ )
- Sables grossiers sur 4 mètres  $p_1 = 600$  à  $1000 \text{ kPa}$

Sables fins coquilliers vaseux sur 3 mètres  $p_1 < 400 \text{ kPa}$   $c = 0$   $\phi = 32$  à  $39^\circ$

à 4 m ( $c = 0$  à  $40 \text{ kPa}$  -  $\phi = 30^\circ$ )

- 26 m à 15,50 m NGF Alluvions modernes : Limons sur 3
- 29 m à 26 m NGF Remblais Sablo-limoneux

La coupe des terrains, déterminée par 1 sondage carotté et deux forages pressiométriques, est la suivante (fig. 3).

1.3 Le site — ses caractéristiques géotechniques

— Drageage à la cote + 19,20 m NGF.

à la cote + 29,00 m NGF.

- Construction du mur de couronnement et remblaiement mise en tension définitive à 750 kN.
- Remblaiement par étapes jusqu'à + 26,50 m NGF et phase de remblaiement à + 24 m NGF.
- Mise en tension partielle des tirants après une première talus à 1/1.

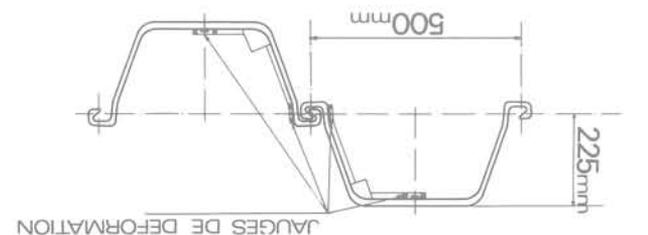
— Battage des palplanches après prédrageage et réglage du (fig. 2).

Les principales phases de travaux sont les suivantes (cf. Le dragage en Seine intervient en dernier lieu.

Atin de limiter les déplacements de l'ouvrage, la construction comporte une alternance de remblaiements à l'arrière du rideau et de mises en tension successives des tirants.

## 1.2 Les phases de travaux

Fig. 5 Section d'une paire de palplanches précisant la position des jauges de déformation



Date	Phase de travaux	Déplacement partiel – = vers la terre + = vers la Seine	Déplacement cumulé
03.75	Remblaiement partiel	non mesuré	+ 0,9 cm*
2.04.75	Mise en tension partielle (150 kN) des tirants n° 150 à 153	- 3,9 cm	- 3,0 cm
du 2.04 au 7.04	remblaiement jusqu'à + 26,50	+ 1,9 cm	- 1,1 cm
7.04	mise en tension à 750 kN des tirants N° 151 et 152	- 1,6 cm	- 2,7 cm
8.04	Mise en tension à 750 kN des tirants N° 153 et suivants	- 1,4 cm	- 4,1 cm
8.75	Dragage entre + 21,20 et 19,20	+ 0,4 cm	

\* valeur estimée à partir des relevés effectués sur d'autres profils.

Tableau 1 Déplacements de la tête du rideau

de ressoudage des capots. Leur remise en état a nécessité l'arrachage d'une palplanche en cours de battage. Le déplacement d'un élément de tube inclinomètre a empêché les mesures angulaires en partie inférieure. Par contre, il faut souligner le bon fonctionnement de toutes les jauges malgré un battage énergique au mouton Delmag D.12.

### 3 Mesure des déformées des palplanches

#### 3.1 Mesure des déplacements de la tête du rideau

Les déplacements de 3 tiges métalliques, soudées en tête de palplanches à l'aplomb des tirants n° 150 – 152 et 153 ont été suivis par nivellement à l'aide d'un niveau N 2. Les déplacements mesurés (moyenne des 3 valeurs) sont indiqués dans le tableau 1

On constate que la 1<sup>re</sup> phase de remblaiement provoque un faible déplacement du rideau vers la Seine, mais que pour toutes les phases ultérieures de travaux, le rideau « rentre » dans le remblai.

#### 3.2 Déformées des palplanches

Les déformées successives des palplanches sont déduites des relevés inclinométriques. Les mesures angulaires, permettant de lire le 1/100<sup>e</sup> de degré ont été confirmées par les valeurs de rotations en tête données par la nivelle à bulle d'une précision bien plus grande (quelques secondes d'arc).

En l'absence de référence par rapport au pied du rideau par suite de la détérioration de la base du tube inclinométrique, ces déformées ont été « calées » à partir des mesures de déplacement en tête.

Les déformées du rideau sont tracées (entre + 27 et + 18 m NGF), sur la figure 7.

### 4 Les mesures des contraintes dans les palplanches – détermination des moments fléchissants

#### 4.1 Diagrammes de contraintes

Les mesures d'allongement fournies par les jauges ont été converties en valeurs de contraintes.

$$\sigma = E \frac{\Delta l}{l} \text{ avec } E = 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$$

Les diagrammes (cf fig. 8) montrent que :

– Des contraintes de signe opposé, sont obtenues de part et d'autre des serrures. Le rideau ne doit donc pas être considéré comme une poutre monolithique, au contraire, les deux palplanches d'une paire semblent se comporter de manière indépendante, par suite d'un glissement relatif dans les serrures, ce résultat étant surtout net pour les sections situées à + 21 m et + 18 m NGF. Il faut rappeler que les palplanches étaient mises en fiche individuellement, qu'elles n'étaient ni pincées, ni soudées.

– A la base du rideau (sections situées à + 15 m et + 12 m NGF), on mesure des contraintes de traction dans la palplanche extérieure (côté Seine) et des contraintes de compression dans la palplanche intérieure (côté terre).

#### 4.2 Détermination des moments fléchissants

La détermination des moments fléchissants et des efforts normaux à partir des mesures de contraintes est relativement aisée dans les deux cas extrêmes : (cf fig. 9)

- a) – Rideau monolithique
- b) – Palplanches indépendantes

En fait, il est probable que le comportement du rideau est intermédiaire entre ces deux cas (glissement partiellement empêché dans les serrures), mais le calcul devient alors beaucoup plus difficile.

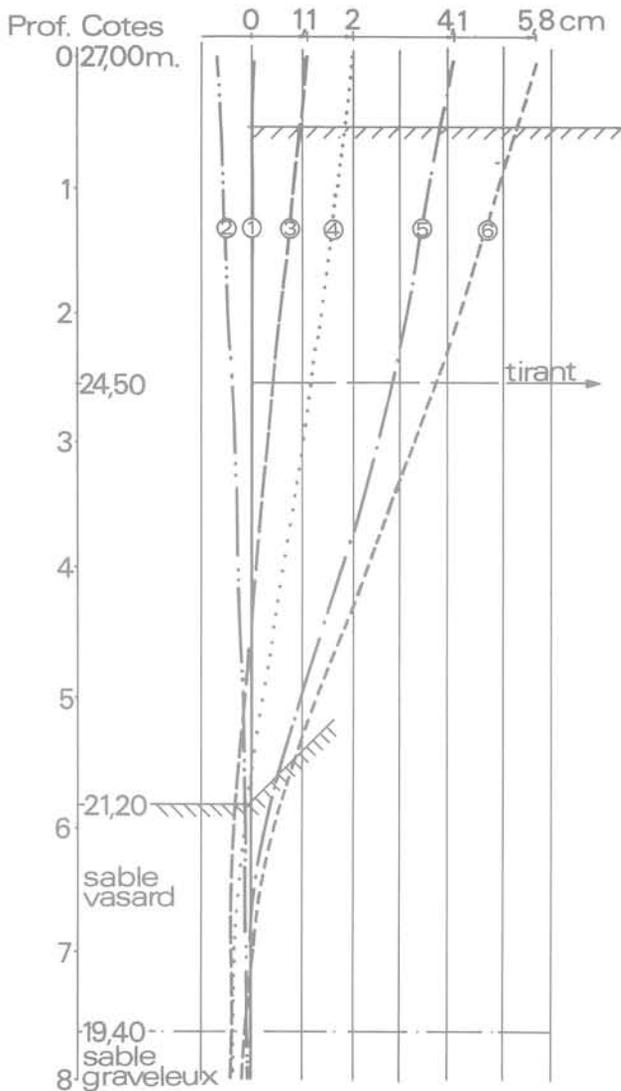


Fig. 7 Déformées de la palplanche déduites des mesures inclinométriques

- mesure n° 1 28/02/75 Battage
- mesure n° 2 06/03/75 Remblai à + 24 NGF (mesure de référence pour l'inclinomètre)
- mesure n° 3 04/04/75 Après mise en tension partielle à 150 kN et remblaiement à + 26,50
- mesure n° 4 07/04/75 Après blocage à 750 kN des tirants 151 et 152
- mesure n° 5 08/04/75 Après blocage à 750 kN de la ligne de tirants
- mesure n° 6 23/04/75 17 jours après la mise en tension

Au vu des diagrammes de contraintes, l'hypothèse des palplanches indépendantes s'avère ici beaucoup plus représentative du comportement réel du rideau et a été retenue dans les calculs qui consistent alors, en admettant un état de flexion composée, à calculer un effort normal et un moment de flexion pour chaque palplanche d'une paire. (figures 10 et 11)

#### 4.2.1 Commentaires sur les diagrammes d'effort normaux (fig. 10)

##### Palplanche côté terre (avec tirant)

Sous le tirant, les efforts normaux de compression augmentent jusque vers + 18 m NGF et sont supérieurs à la composante verticale de l'effort d'ancrage. Il faudrait donc

admettre une obliquité vers le bas des efforts de poussées. Par contre, l'effort normal décroît rapidement en dessous de + 15 m NGF pour s'annuler en pied de palplanche.

##### Palplanche côté Seine (sans tirant)

Dans cette palplanche, les efforts mesurés sont des tractions, qui augmentent au fur et à mesure des phases de travaux. L'effort reste à peu près constant entre + 24 m et + 15 m NGF et décroît en dessous.

Nous n'avons pas trouvé d'explication réellement satisfaisante de ce phénomène.

##### Diagramme résultant

Avant la mise en pré-tension du tirant, on observe un effort résultant de traction. Par la suite, le rideau est comprimé, l'effort étant maximal vers + 18 m NGF. Toutefois à + 21 m NGF l'effort de compression est inférieur à la composante verticale de l'effort d'ancrage.

#### 4.2.2 Commentaires sur les diagrammes de moments fléchissants (fig. 11)

Les moments ne diffèrent pas de plus de 10 à 15 % entre les deux palplanches, qui ont donc un comportement sensiblement identique.

Après la mise en tension des tirants, on trouve un moment négatif à + 21 m et + 18 m NGF, et positif à + 15 m et + 12 m NGF, ce qui caractérise bien un comportement du type rideau encastré.

Le point de moment nul devrait se situer entre + 15 m et + 16 m NGF.

Le moment fléchissant maximal, atteint vers + 20 m NGF vaut environ 260 mkN/ml après la mise en tension, on peut constater que cette valeur est très voisine de celle obtenue en construisant la courbe des moments à partir de mesures de pressions totales. (cf fig. 15)

Par contre les moments obtenus pour la partie en fiche restent faibles.

## 5 Les mesures de pression des terres

### 5.1 Diagrammes de pressions mesurées pour les principales phases de travaux — détermination des coefficients de poussée et de butée

Nous avons retenu 3 des diagrammes les plus significatifs (cf fig 12).

le 28.02.75 : 3 jours après battage du rideau

le 07.04.75 : Après mise en tension partielle des tirants (150 kN) et remblaiement à + 26,5 m NGF.

Le 22.05.75 : 40 jours après mise en tension définitive des tirants (750 kN) — même cote de remblaiement.

Un piézomètre situé à l'arrière du rideau a confirmé que le niveau de la nappe y était identique à celui de la Seine. Ceci nous a permis d'exprimer les résultats en pressions effectives.

#### Pressions des terres après battage — diagramme du 28.02.75

Après le battage, les poussées restent très faibles dans les alluvions. Si, compte tenu du profil de la berge, il est difficile de définir un coefficient de poussée initial, on remarque que les pressions effectives sont pratiquement nulles entre + 18 m et + 16 m NGF, à la base des alluvions modernes, pourtant sableuses.

Le matériau semble avoir un comportement cohérent, la cohésion ou « pseudo-cohésion » ayant pu d'ailleurs être provoquée par les vibrations des palplanches lors du battage.

Dans les Sables de Beauchamp, on constate une bonne symétrie des diagrammes de pression, les pics pouvant correspondre à des niveaux plus résistants ou grésifiés. Les pressions effectives horizontales sont généralement supérieures aux pressions verticales calculées (le rapport

$\frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  varie entre 0,6 et 3,5).

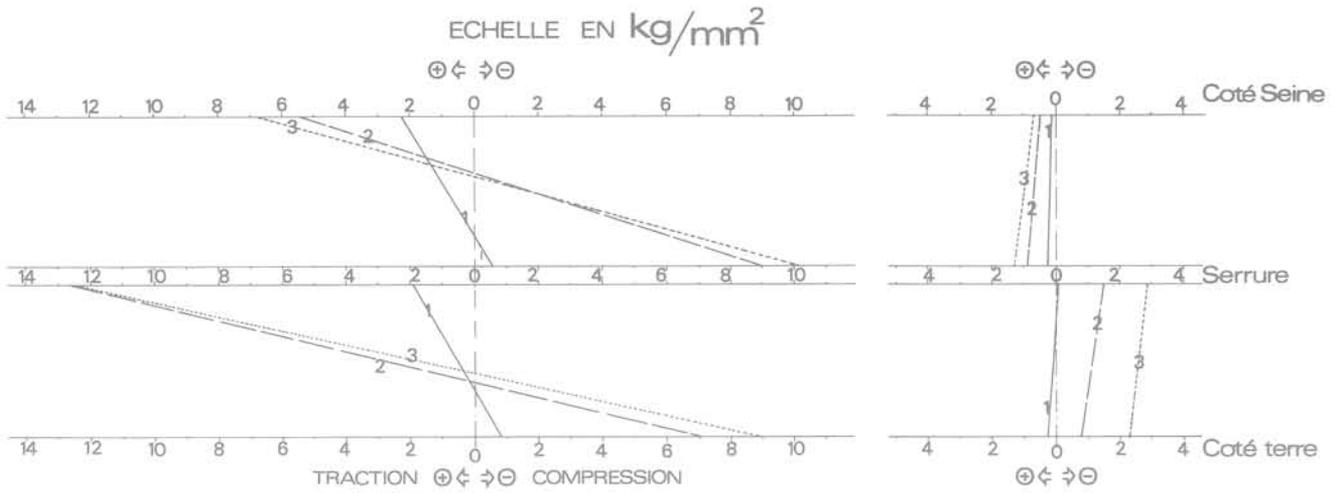


Fig. 8 Diagrammes de contraintes dans les palplanches  
 1 28/03/75 1 mois après battage – remblaiement à + 24 NGF  
 2 07/04/75 Remblaiement à + 26,5 NGF – avant mise en tension  
 3 07/04/75 Remblaiement à + 26,5 NGF – après mise en tension

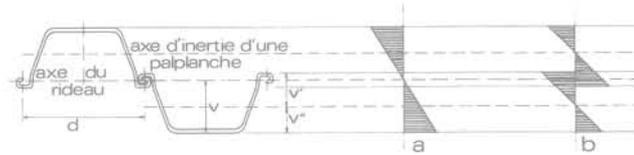


Fig. 9 Schéma indiquant les contraintes de flexion dans le rideau  
 a rideau monolithique  
 b palplanches indépendantes (glissement dans les serrures)

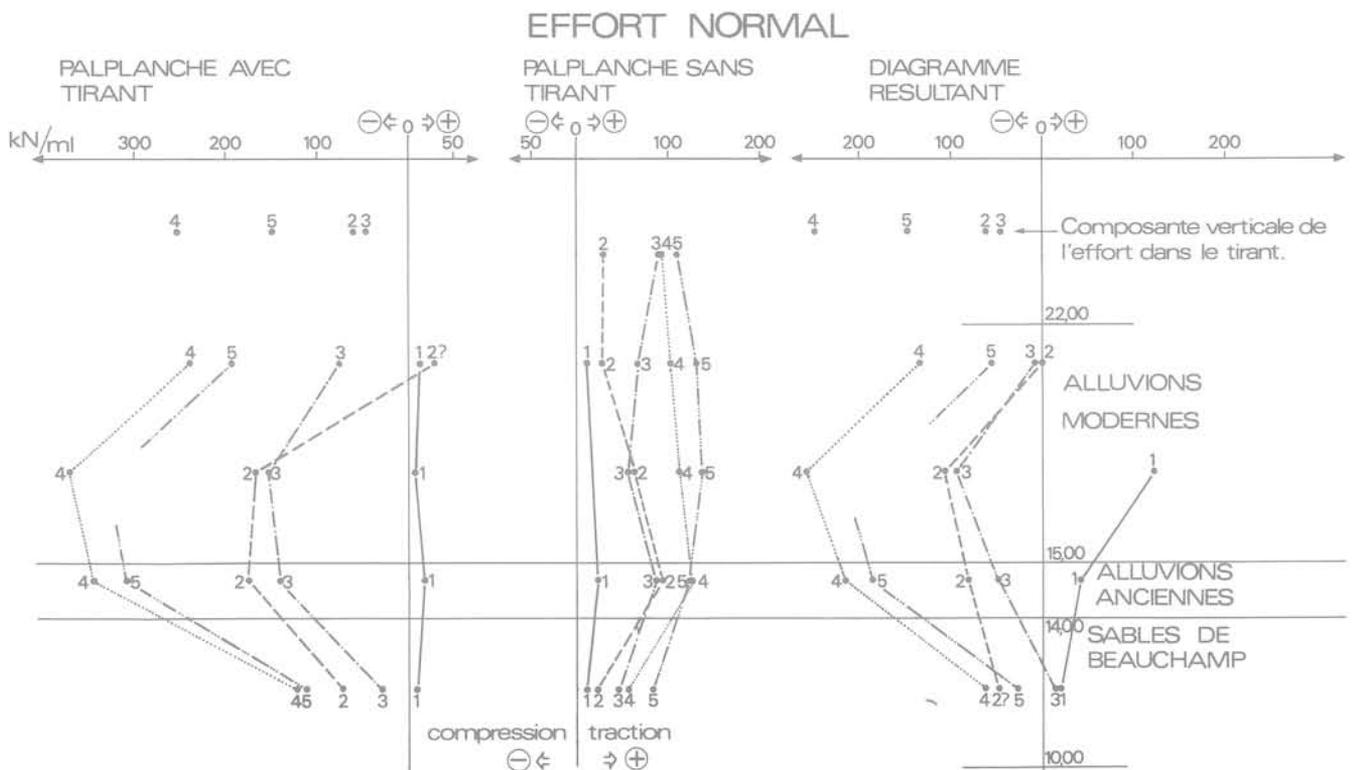


Fig. 10 Diagrammes des efforts normaux dans les palplanches

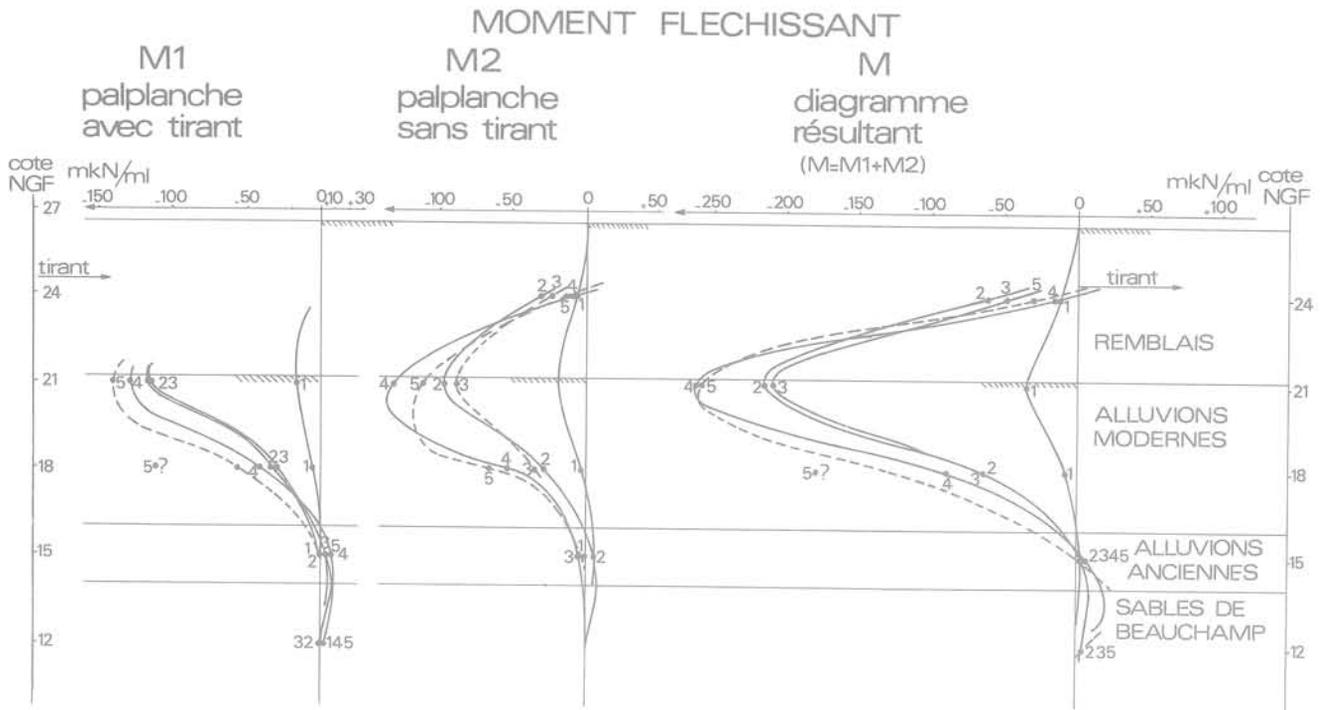


Fig. 11 Diagrammes des moments fléchissants déduits des mesures par jauges (interprétation en palplanches indépendantes)

- |   |          |                             |   |          |                                   |
|---|----------|-----------------------------|---|----------|-----------------------------------|
| 1 | 28/03/75 | Remblaiement à + 24 NGF     | 4 | 07/04/75 | Après mise en tension à 750 kN    |
| 2 | 02/04/75 | Mise en prétension à 150 kN | 5 | 22/05/75 | 40 jours après la mise en tension |
| 3 | 07/04/75 | Avant mise en tension       |   |          |                                   |

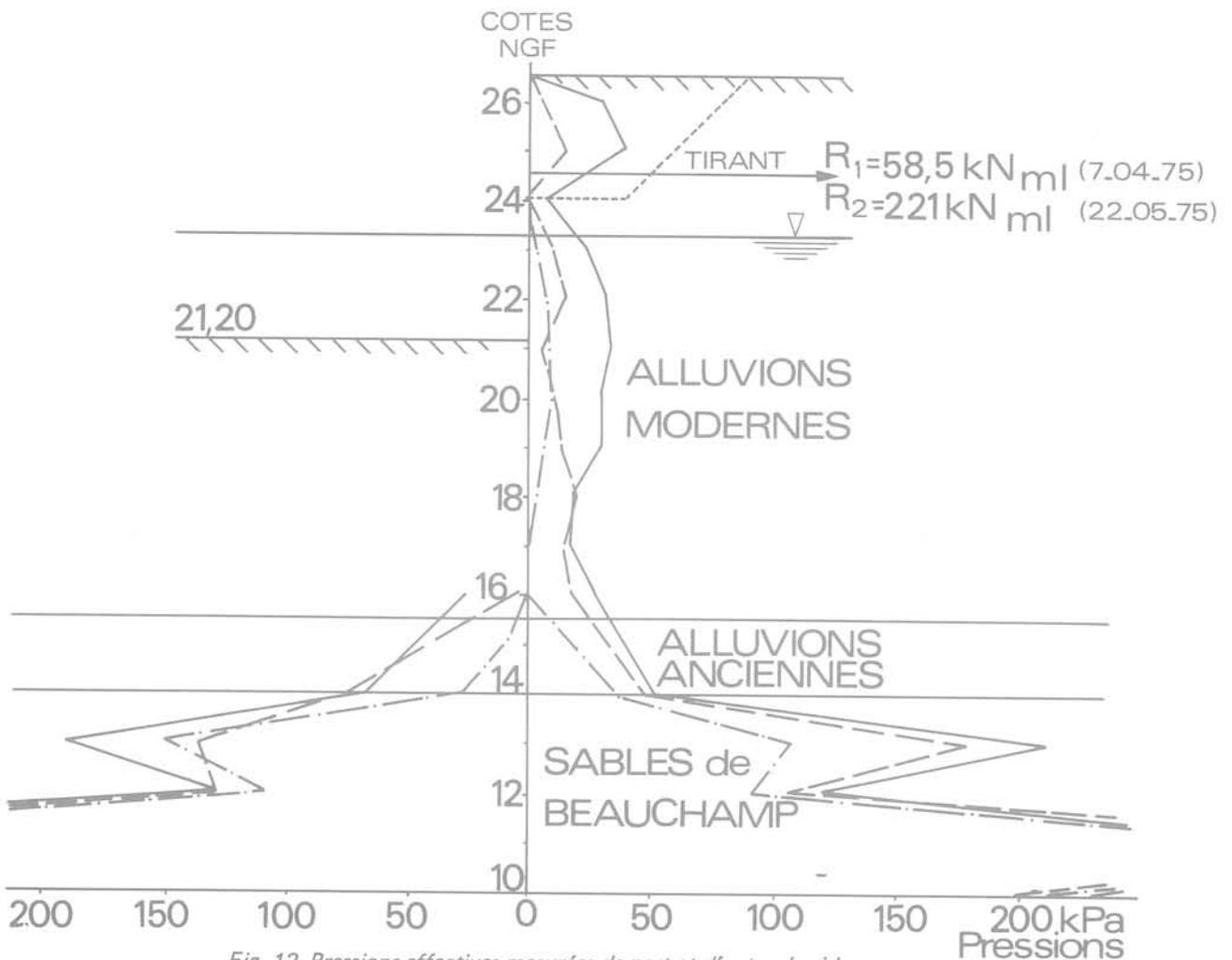


Fig. 12 Pressions effectives mesurées de part et d'autre du rideau  
 - 28/02/75 3 jours après battage  
 - 07/04/75 Après mise en tension partielle et remblaiement à + 26,5 NGF  
 - 22/05/75 40 jours après la mise en tension

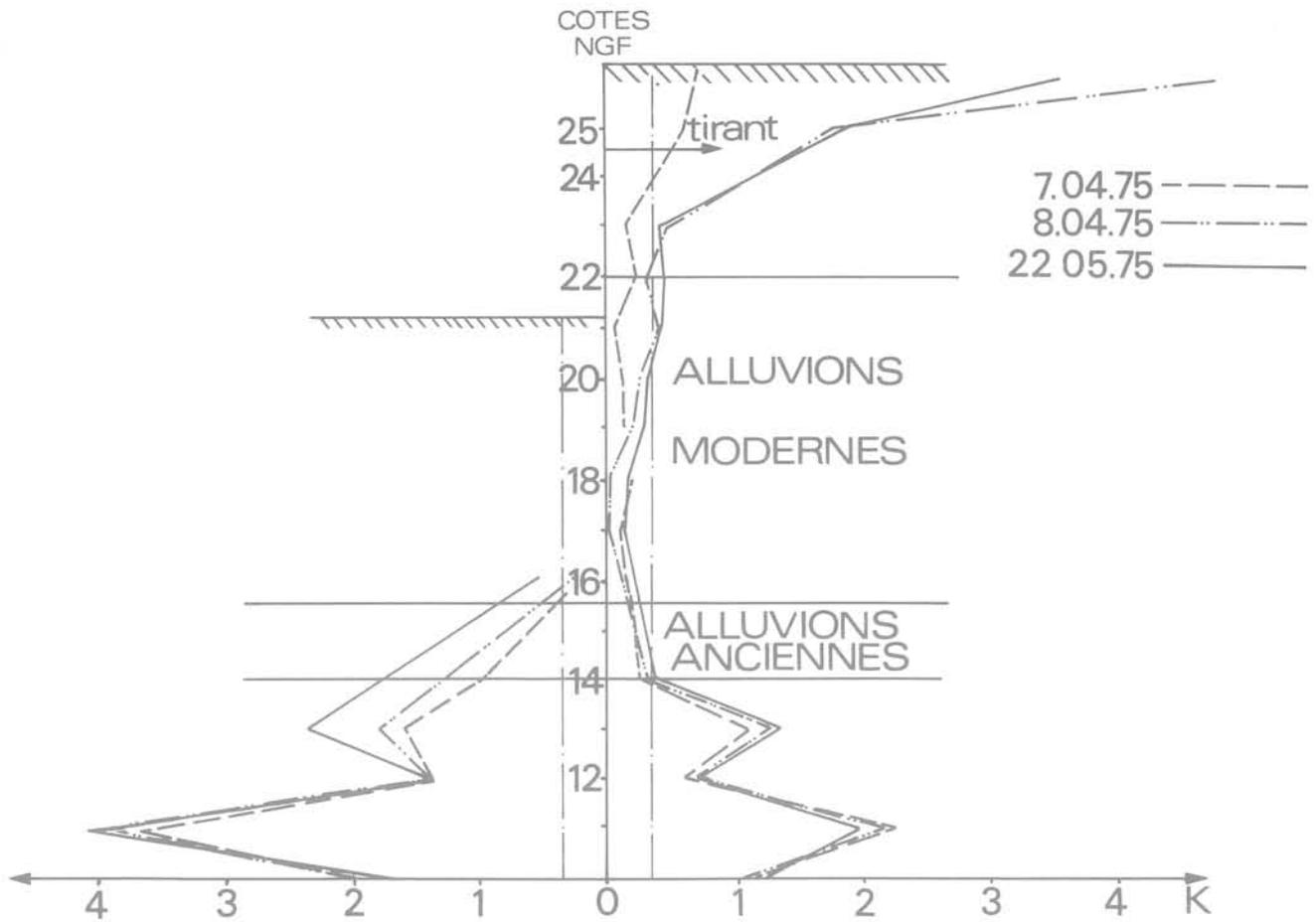


Fig. 13 Variations du coefficient  $K = \frac{\text{pression horizontale effective mesurée}}{\text{pression verticale effective calculée}}$

- 1 07/04/75 Avant mise en tension
- 2 08/04/75 Après mise en tension;
- 3 22/05/75 Six semaines après la mise en tension;

Pression des terres après la prétension des tirants et le remblaiement à + 26,50 — mesure du 07.04.75

Le rapport

$$K = \frac{\sigma'_h \text{ pression effective horizontale mesurée}}{\sigma'_v \text{ pression effective verticale calculée}}$$

prend les valeurs suivantes : (fig. 13).

$K = 0,6$  à  $0,7$  dans les remblais compactés par tranches au dessus du tirant

$K = 0,1$  à  $0,2$  dans les remblais noyés et les alluvions modernes côté terre

$K = 0,3$  à  $3,5$  dans les sables de Beauchamp.

On note surtout les faibles coefficients de poussée obtenus dans les alluvions et une légère augmentation des pressions, aussi bien côté terre que côté Seine dans les Sables de Beauchamp après le remblaiement.

Effet de la mise en tension des tirants — comparaison des résultats du 7.04.75 et du 22.05.75

La mise en tension du tirant provoque une nette augmen-

tation des pressions non seulement au dessus de celui-ci, mais aussi en dessous jusqu'à + 19 m NGF. Ce résultat est tout à fait conforme aux mesures des déformées, indiquant un enfoncement vers le massif de toute la partie hors fiche du rideau.

Par contre, on note une légère diminution des poussées à + 18 m et + 19 m NGF.

Dans les Sables de Beauchamp, on constate encore un accroissement simultané des pressions côté Seine et côté terre.

Les coefficients de poussée deviennent :

$K = 4$  et

$K = 1,6$  dans les remblais au dessus du tirant

$K = 0,3$  à  $0,5$  dans les remblais et alluvions jusqu'à + 19 m NGF

$K = 0,15$  à  $0,22$  entre + 18 m et + 16 m NGF

$K = 0,7$  à  $4$  dans les Sables de Beauchamp.

Après la mise en tension, les valeurs des pressions ont continué d'évoluer pendant plusieurs mois. Ainsi sur la figure 13 sont indiquées les valeurs du coefficient  $K$  six semaines après le blocage des tirants.

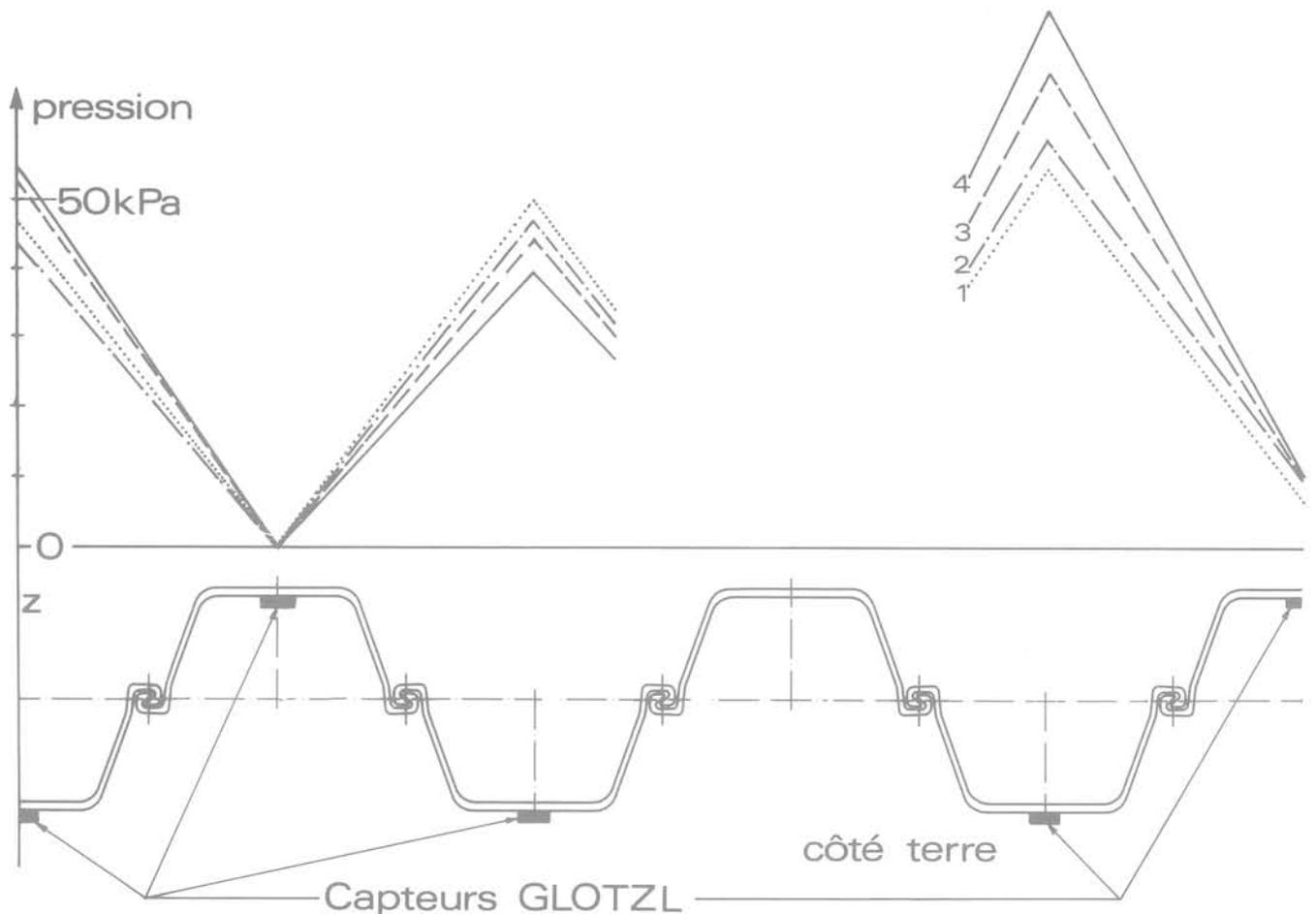


Fig. 14 Répartition des pressions entre les « creux » et les « bosses » des palplanches  
 1 07/04/75  
 2 15/04/75  
 3 22/05/75  
 4 18/07/75

Distribution des pressions des terres entre les creux et les bosses des palplanches (fig. 14)

Sur un axe horizontal, situé juste au dessus de la lierne et au niveau des tirants, des capteurs avaient été placés alternativement sur les « bosses » et dans les creux des palplanches.

Dans les creux des palplanches, les valeurs des pressions mesurées restent très faibles (inférieures à 10 kPa) pour toutes les phases de travaux. Un effet de voûte semble se créer dans le remblai, favorisé certainement par un défaut de compactage dans le creux des palplanches.

On peut donc se demander dans quelle mesure des pressions mesurées sur les « bosses » nous fournissent un profil des pressions moyennes appliquées au rideau. A ce titre, la mesure des pressions au sein du terrain, sur une verticale distante de 0,5 à 1 m du rideau aurait été préférable.

### 5.3 Equations d'équilibre du rideau

Compte tenu des mauvais fonctionnements de certains capteurs, de modifications des valeurs de l'inertie de quelques cellules constatées après le battage et des écarts

de pression observés entre creux et bosses, vouloir vérifier les équations d'équilibre du rideau était un objectif bien ambitieux.

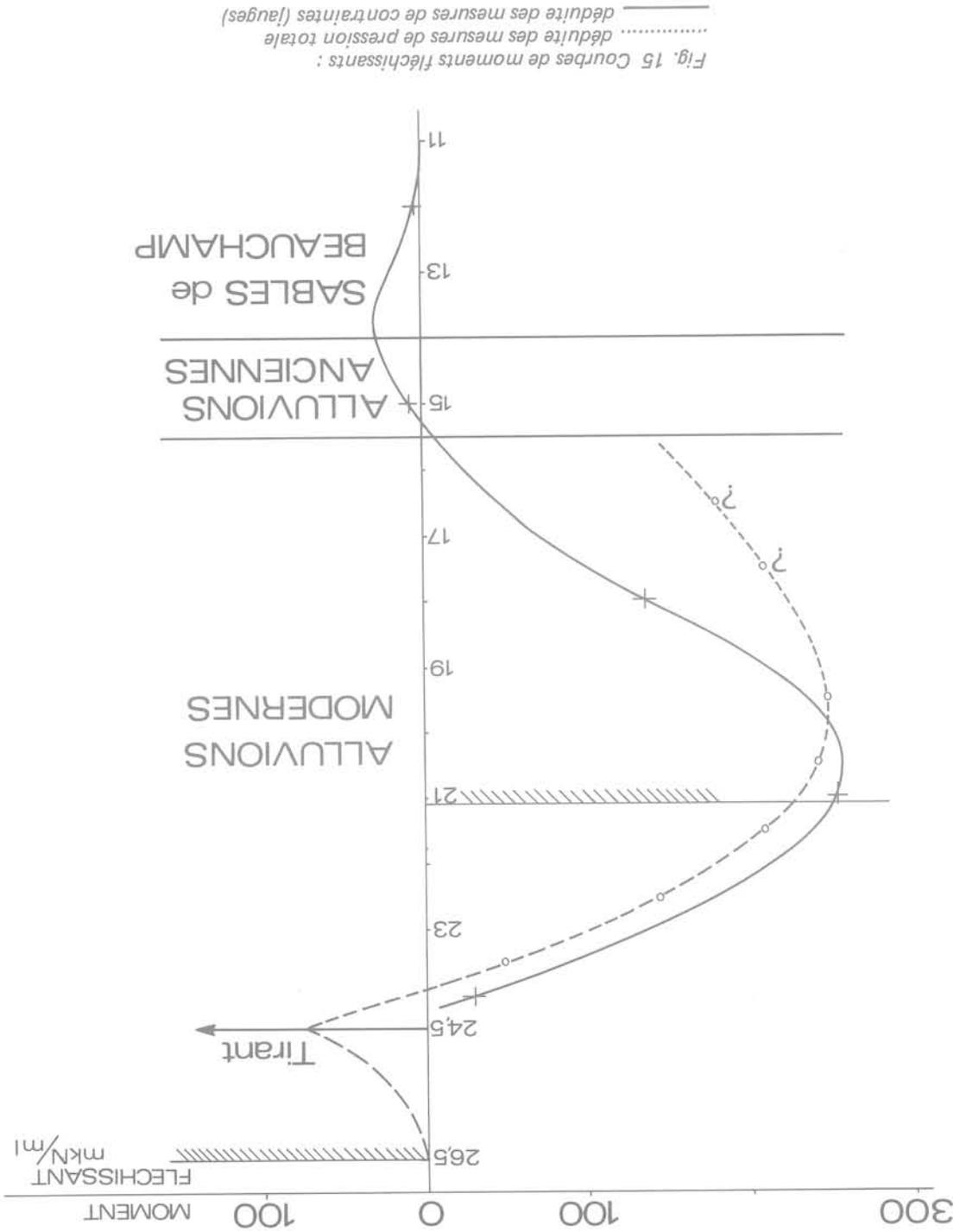
Pourtant les calculs effectués indiquent une assez bonne concordance des résultats en ce qui concerne l'équilibre des forces.

Ainsi en considérant les mesures du 22.05.75 après la mise en tension, on trouve :

Pression totale arrière	1 250 kN/ml
Pression totale avant (valeurs interpolées entre + 21 m et + 16 m)	1 018 kN/ml
différence	232 kN/ml
Composante horizontale de l'effort dans le tirant	221 kN/ml

En fait, les mesures de variations de pression sont plus fiables que leurs valeurs absolues et à ce titre trois résultats ont été mis en évidence :

— Les diagrammes de pression restent symétriques à la base du rideau dans les sables de Beauchamp compacts, la mise en tension des tirants y a peu d'influence.



5.4 Comparaison des moments fléchissants déduits respectivement des mesures de pression des terres et des contraintes dans la palplanche

Pour la partie supérieure du rideau, la courbe des moments fléchissants calculés à partir des mesures de pression est tracée sur la figure 15. Au dessus de + 19 m NGF, on obtient une concordance satisfaisante avec la courbe déduite des mesures de déformation. Par contre, la concordance n'est plus bonne en-dessous, où les pressions sont moins bien connues.

— L'effort d'ancrage est à peu près compensé par l'accroissement des pressions à l'arrière du rideau dans la partie hors fiche :  
 Variation des pressions totales à l'arrière du rideau entre + 19 m et + 27 m NGF, due à la mise en tension  
 Variation de la composante horizontale de l'effort dans le tirant  
 170 kN/m  
 163 kN/m

— Ces réactions ont leur centre de gravité situé en dessous du point d'ancrage (22,80 m NGF contre 24,50 m NGF). Ainsi le couple formé par l'effort d'ancrage et les réactions de butée partielles du sol a pour effet d'augmenter le moment fléchissant sous le tirant.

6 Evolution de la tension des tirants précontraints

Les deux tirants équipés de cales dynamométriques ont été mis en tension simultanément. Lors du blocage, les valeurs indiquées par les cales étaient de 780 kN et 710 kN (valeur théorique de 750 kN).  
Par la suite, la mise en tension des tirants adjacents ayant provoqué un enfouissement de la lierne et de l'ensemble du rideau, on a constaté une chute brutale des tensions des deux premiers tirants (respectivement à 640 et 560 kN) qui se sont stabilisées par la suite (fig. 16).  
Il faut noter que ces fortes chutes de tension, liées au processus particulier de mise en tension adopté au niveau des palplanches expérimentales, n'ont pas été observées sur les autres tirants de l'ouvrage.

7 Calcul du rideau par des méthodes élastoplastiques — comparaison des résultats du calcul avec les valeurs expérimentales — Ajustement des paramètres

7.1 But du calcul

Détermination des principaux paramètres

Le dépouillement et l'interprétation des mesures effectuées tout au long de la construction du rideau ont fourni :  
— les déformées du rideau  
— les diagrammes de moment fléchissant  
— les diagrammes de pression des terres  
— les efforts d'ancrage dans les tirants  
Nous avons vu que ces résultats sont connus avec une précision variable et notamment que les moments fléchissants ont été calculés en tenant compte d'un glissement dans les serrures, mis en évidence par les jauges de déformation.  
Le dimensionnement initial du rideau avait été réalisé par une méthode élastoplastique, tenant compte des phases intermédiaires de travaux.

Ces méthodes se sont largement développées ces dernières années pour le calcul des parois moulées et rideaux ancrés par tirants actifs, elles présentent l'avantage de permettre une simulation aisée des mises en tension de tirants, ce qui n'est pas le cas avec les méthodes classiques aux états limites.  
Nous avons réutilisé ces méthodes pour le calcul « a posteriori » de l'ouvrage, dans un esprit un peu différent. En effet nous avons voulu mettre à profit la possibilité d'étudier facilement l'influence de la variation des paramètres du calcul, afin d'obtenir un bon « calage » sur les résultats expérimentaux.  
Ces paramètres définissant les caractéristiques de l'ouvrage et du sol sont :

La rigidité du rideau donnée par le produit  $E \times I$   
E : module d'élasticité de l'acier  $E = 2,1 \cdot 10^8$  kN/m<sup>2</sup>  
I : moment d'inertie pour lequel nous pouvons faire 2 hypothèses :  
— palplanches indépendantes (fonctionnement indiqué par les jauges) soit  $I = 2 \times 11\,030 \text{ cm}^4 \times E \times I = 46\,300 \text{ kN} \times \text{m}^2$   
— palplanches encastées au niveau des serrures (hypothèse de calcul habituelle) soit  $I = 72\,000 \text{ cm}^4$   
 $E \times I = 151\,200 \text{ kN} \times \text{m}^2$

Diagrammes limites de poussée et butée

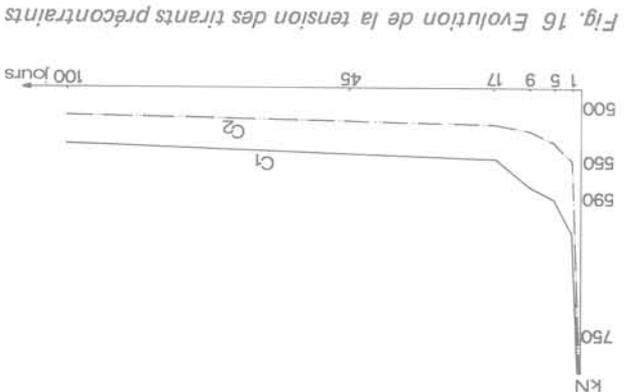
Ces caractéristiques de cisaillement utilisées figurent dans le tableau II.

Les diagrammes limites ont été calculés avec les coefficients de poussées et butées données par les tables de Caquot pour une obliquité :

$$\delta = 0 \text{ pour les poussées}$$

$$\delta = \frac{3}{2} \phi \text{ pour les butées}$$

Fig. 16 Evolution de la tension des tirants précontraints



La détermination de l'état initial  
On a fait l'hypothèse qu'avant battage, le terrain se trouve dans un état d'équilibre, le rideau ne doit alors être soumis à aucun effort juste après le battage.  
Le diagramme de poussée côté berge est calculé en tenant compte de la présence du talus et on suppose qu'un diagramme symétrique l'équilibre côté Seine. On vérifie que ce diagramme avant est intermédiaire entre l'état de poussée minimale  $K_a$  et de butée  $K_p$ .  
Les modules de réaction

Ce paramètre joue un rôle important dans le calcul, mais c'est certainement celui dont la détermination est la plus difficile et la plus controversée.  
Nous avons utilisé deux approches :

— Calcul des modules de réaction à partir des modules pressiométriques. La formule de calcul est celle définie par L. MENARD, mais ici nous avons calculé un module par couche de sol, en supposant à chaque fois que tout le milieu était constitué de cette couche (cette méthode, utilisée par de nombreux Bureaux d'Etudes, n'est pas du tout rigoureuse sur un plan théorique).  
Cette méthode avait été appliquée pour le dimensionnement initial du rideau, les valeurs des modules étant par ailleurs définies plus arbitrairement pour les remblais d'apport (en l'absence d'essai, on avait tenu compte de la nature, du mode de compactage et de la largeur du « coin » en matériau remblayé).

— Détermination expérimentale des modules de réaction : Les modules de réaction ont également été déduits des mesures simultanées de pression et de déplacement. Mais cette méthode ne pouvait convenir que dans les zones où les déplacements étaient suffisamment élevés (< 1 cm), c'est-à-dire dans les remblais et avec moins de précision dans les alluvions modernes.  
Les modules obtenus selon ces deux méthodes sont donnés sur le tableau n° III.

La prise en compte des tirants

Les deux tirants équipés de cales ont été bloqués à des tensions de 750 kN. Toutefois après mise en tension des tirants adjacents, les cales ont indiqué des valeurs moyennes de tension de 510 kN.  
Ce sont ces valeurs (effort horizontal de 221 kN/ml, correspondant à un état d'équilibre, et compatibles avec le calcul bidimensionnel qui ont été prises en compte.  
La rigidité du tirant, (tirant 10 T 13 inclinés à 30°, espaces de 2 m, de longueur libre 12 m), pour les phases de calcul où il est considéré comme appui élastique, vaut :  $K = 6930 \text{ kN/ml/m}$

Nature	Cotes NGF m	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$c'$ kPa	$\phi'$ °
Remblais d'apport (tout venant)	+ 29 à + 21,20	17	9,5	0	35
Alluvions modernes sablo-vaseuses	+ 21,20 à + 19,20	17	9,5	0	30
Alluvions modernes sablo-graveleuses	+ 19,20 à + 15,50	17	9,5	0	37
Alluvions anciennes Sable et Gravier	+ 15,50 à + 14,00	18	10	0	37
Sables de Beauchamp	+ 14,00 à + 10	21	11	10	35

Tableau 2 Caractéristiques utilisées pour les calculs des poussées et butées

	Cotes NGF	Détermination du calcul initial		Détermination expérimentale $k = \frac{p}{\gamma}$ (kN/m <sup>3</sup> )
		module pressiomé- trique (MPa)	K module de réaction (kN/m <sup>3</sup> )	
Remblais hors nappe	+ 29 à + 26 + 26 à + 23,50	? ?	7 000 5 000	entre 1000
Remblais noyés	+ 23,50 à + 21,20	?	3 500	et 2000
Alluvions modernes (sables vaseux)	+ 21,20 à + 19,20	2	1 000	entre 1000 et 1500
Alluvions modernes (sables graveleux)	+ 19,20 à + 15,50	6	7 500	
Alluvions anciennes	+ 15,50 à + 14,00	10	15 000	
Sables de Beauchamp	+ 14,00 à + 10,00	15	15 000	

Tableau 3 Détermination des modules de réaction

## 7.2 Ajustement des paramètres du calcul

Avant de réaliser un dimensionnement complet de l'ouvrage par phases successives de travaux avec le programme RIDEAU\*, nous avons réalisé une série de calcul dits de « dégrossissage » à l'aide d'un programme plus simple\*\*, afin de tester l'influence des principaux paramètres.

\* Le Programme RIDEAU a été mis à notre disposition par le B.E.T. DODIN, que nous tenons à remercier ici.

\*\* Il s'agit du Programme SCPOU mis au point par le Bureau d'Etude de la Direction Départementale de l'Équipement de Seine Saint-Denis. Ce programme élastoplastique ne permet pas d'enchaîner des phases successives de travaux.

Mais avant tout calcul, l'examen des résultats expérimentaux permet une simplification des données. En effet, les déformées successives du rideau montrent que :

— Dès la 1<sup>re</sup> mise en tension du tirant du tirant et jusqu'au dragage les déplacements de la partie hors fiche du rideau se font vers le massif.

— Les déplacements de la partie fichée n'excèdent pas quelques millimètres, valeurs très insuffisantes pour mobiliser la butée limite du sol.

Ainsi, sur presque toute sa longueur, le sol se trouve dans un état d'équilibre élastique. Le module de réaction sera un paramètre essentiel du calcul, alors que les diagrammes limites de poussée et de butée n'interviendront pratiquement pas.

Ne retenons que les principaux renseignements apportés par cette étude paramétrique :

1 — Les variations du module de réaction, influent directement sur les déformées (en première approximation, le déplacement en tête est inversement proportionnel à  $k$ ), mais ont également une incidence importante sur les valeurs des moments fléchissants (cf tableau n° IV donnant deux exemples de calculs).

2 — L'augmentation de l'effort d'ancrage a pour effet d'augmenter le moment fléchissant en travée (cf tableau n° V).

Cela tient au fait, déjà constaté expérimentalement (cf. § 5-3) que le surcroît des réactions du sol est alors mobilisé essentiellement au dessous des tirants.

3 — Les valeurs des modules de réaction déduites des essais pressiométriques dans les différentes couches des terrains en place sont des ordres de grandeur raisonnables.

4 — Le module de réaction des remblais d'apports (matériau graveleux compacté, d'angle de frottement interne supérieur à 35 degrés) est bien inférieur aux estimations effectuées. Il est du même ordre de grandeur que celui des alluvions les plus médiocres  $K = 1000$  à  $2000 \text{ kN/m}^3$ .

5 — Le calcul ne fournit des valeurs de déformées, de pressions et de moments compatibles avec les données expérimentales que si l'on prend en compte l'inertie du rideau monolithique.

Ce résultat est assez déroutant car il est en contradiction avec la constatation de glissements dans les serrures mis en évidence par les jauges.

### 7.3 Calcul complet du rideau, tenant compte des phases de travaux (Programme RIDEAU)

#### Phases de travaux — caractéristiques de calcul

Le calcul considère les phases de travaux suivantes

Phase n° 1	Remblaiement à l'arrière du rideau à + 24 m NGF
Phase n° 2	Première mise en tension à 150 kN (effort appliqué $T = 69 \text{ kN/ml}$ )
Phase n° 3	Remblaiement à + 26,50 m NGF (Le tirant est considéré comme appui élastique de rigidité $K = 6930 \text{ kN/ml}$ , avec tension initiale de $69 \text{ kN/ml}$ ).
Phase n° 4	Mise en tension définitive, application d'un effort de $221 \text{ kN/ml}$ .
Phases n° 4 bis et n° 4 ter	Simulation du cycle de tension (L'effort d'ancrage est porté à $314 \text{ kN/ml}$ (phase 4 bis puis ramené à $221 \text{ kN/ml}$ (phase 4 ter)).
Phase n° 5	Remblaiement à + 29 m NGF et dragage en Seine de + 21,20 m à + 19,20 m NGF.
Phase n° 6	Application d'une surcharge en tête $10 \text{ kPa}$ et dénivellée de nappe de $1 \text{ m}$ (cas de la décrue).

#### Caractéristiques de calcul

La rigidité est celle du rideau monolithique

$$E \times I = 151\,200 \text{ kN} \times \text{m}^2$$

Les modules de réaction valent :

$K = 1500 \text{ kN/m}^3$  dans le Remblai  
 $K = 1000 \text{ kN/m}^3$  dans les Alluvions sablo-vaseuses (+ 21,20 à + 19,20)

	1 <sup>er</sup> Cas	2 <sup>e</sup> Cas
— Module de réaction en $\text{kN/m}^3$		
+ 26,50 à 21,20 (R)	2 000	7 500
+ 21,20 à 15,50	1 000	5 000
+ 15,50 à + 14 (Aa)	5 000	15 000
+ 14 à 10 (SB)	10 000	15 000
— Déformée en tête	6 cm	2,5 cm
— Déformée au niveau du tirant	3,6 cm	1,4 cm
— Moment fléchissant maximum	273 mkN à + 20 m NGF	150 mkN à 21,20 m NGF

Tableau 4 Influence des variations des modules de réaction sur les déformées et les moments fléchissants  
 Caractéristiques communes aux calculs :  
 Remblaiement à + 26,50 m NGF  
 Effort d'ancrage  $324 \text{ kN/ml}$  ( $750 \text{ kN}$  par tirant)  
 $E \times I = 151200 \text{ kN.m}^2$

	1 <sup>er</sup> Cas $T = 221 \text{ kN/ml}$	2 <sup>e</sup> Cas $T = 324 \text{ kN/ml}$
Effort dans le tirant	510 kN	750 kN
Déformée en tête	3,4 cm	6 cm
Déformée au niveau du tirant	2 cm	3,6 cm
Moment fléchissant maxi	189 mkN	270 mkN
Moment fléchissant au niveau du tirant	68 mkN	81 mkN

Tableau 5 Influence de la valeur de la tension d'ancrage (données communes : Remblaiement à + 26,5 m NGF,  $E \times I = 151200 \text{ kN.m}^2$ )  
 Modules de réaction :  
 $K = 2000 \text{ kN/m}^3$  dans R et Am  
 $K = 10000 \text{ kN/m}^3$  dans Aa  
 $K = 100000 \text{ kN/m}^3$  dans SB

$K = 5000 \text{ kN/m}^3$  dans les Alluvions sablo-graveleuses (+ 19,20 à + 15,50)

$K = 10000 \text{ kN/m}^3$  dans les Alluvions anciennes

$K = 50000 \text{ kN/m}^3$  dans les Sables de Beauchamp.

	Phase n° 4	Phase n° 4 bis	Phase n° 4 ter
Effort dans le tirant	221 kN/ml	324 kN/ml	221 kN/ml
Déplacement en tête	4,3 cm	6,7 cm	5,1 cm (+ 17 %)
Déplacement au niveau du tirant	2,7 cm	4,2 cm	3,1 cm
Moment fléchissant au niveau du tirant	-55,5 kN	-74 kN	-33 kN
Moment fléchissant maximal	191 mkN/ml à + 21,20 m NGF	265 mkN/ml	220 mkN/ml (+ 15 %)

Tableau 6 Simulation d'un cycle de mise en tension. Evolution des déplacements et des moments fléchissants

*Prise en compte de l'hystérésis du sol  
Simulation du cycle de mise en tension*

Le programme utilisé tient compte d'une hystérésis du sol, c'est-à-dire la non réversibilité des déplacements dans le domaine plastique.

La simulation approximative par le calcul d'un cycle de mise en tension (phases 4 – 4 bis et 4 ter) permet d'analyser le comportement du sol suivant un cycle d'hystérésis. (tableau VI et fig. n° 17)

On constate que les déformées ainsi que le moment fléchissant maximal se trouvent majorés d'environ 15 % à l'issue de cycle de tension.

L'augmentation de la tension de 221 kN (phase 4) à 324 kN (Phase 4 bis) provoque une plastification des sols en partie supérieure. Lorsque l'on revient à l'état initial, (phase 4 ter) la pression exercée par le sol est plus faible pour une déformée accrue (fig. n° 17a) le cycle de tension a entraîné une sorte de « détente » du sol en partie supérieure.

Sous le tirant par contre, le sol reste en équilibre élastique, en fin de cycle (fig. 17b), les déformées et pressions ont augmenté.

Le centre de gravité des réactions du sol s'est déplacé vers le bas ce qui a pour effet d'augmenter le moment fléchissant en travée.

*Comparaison des résultats du calcul global et du calcul par phase*

Nous avons comparé les résultats du calcul par phases successives 1, 2, 3 et 4 avec les résultats d'un calcul global (fig. 18 tableau VII).

Les diagrammes des pressions diffèrent sensiblement entre les deux calculs.

Comme dans la simulation du cycle de mise en tension, on constate que la prise en compte de phases intermédiaires des travaux (avec alternance des directions d'efforts) se traduit par une majoration relativement importante des déformée (+ 30 %) et des moments fléchissants (+ 22 %).

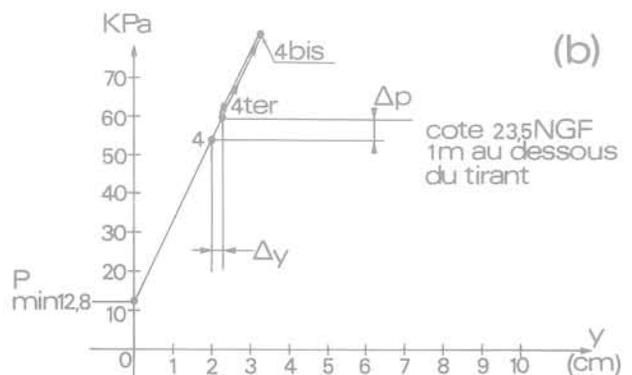
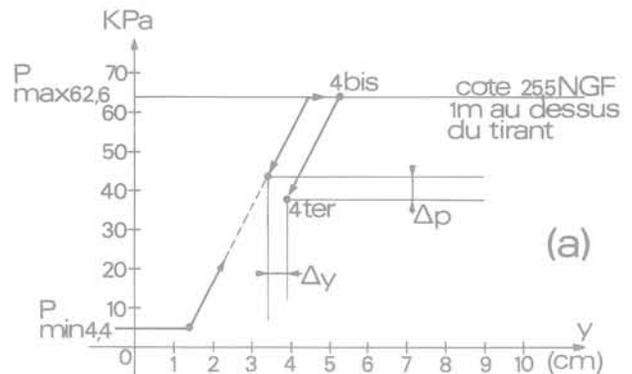


Fig. 17 Schéma expliquant l'évolution des pressions sur le cycle d'hystérésis

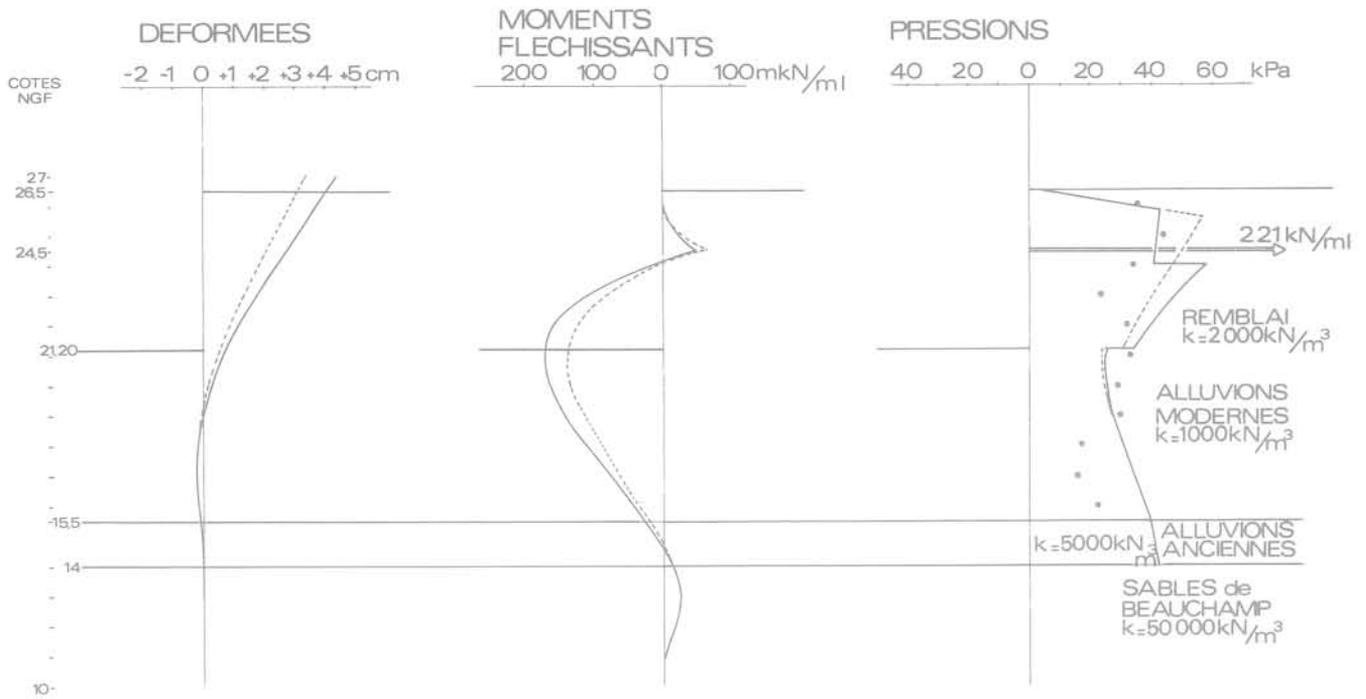


Fig. 18 Comparaison des résultats du calcul par phases successives et du calcul global  
 ..... Calcul global  
 ——— Calcul en 4 phases successives

	Calcul par phases successives phase n° 4	Calcul global 1+2+3+4
Déplacement en tête	4,3 cm	3,3 cm
Déplacement au niveau du tirant	2,7 cm	2,1 cm
Moment fléchissant maximal	190 kN/ml	155 kN/ml

Tableau 7

#### Résultats du calcul par phases

Les résultats du calcul, ainsi que les valeurs expérimentales correspondantes sont fournis sur le tableau VIII et la figure n° 19 et suggèrent quelques commentaires.

#### a — Modules de réaction

Dans les remblais, le module de réaction permettant la meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux vaut  $k = 1500 \text{ kN/m}^3$ . Cette valeur paraît faible pour un matériau graveleux compacté.

En fait, il ne faut pas oublier que le compactage est pratiquement inexistant dans les creux des palplanches. La faiblesse du module de réaction révèle en fait la présence d'une tranche de terrain au contact du rideau certainement moins bien compactée que le reste du massif, (effet de « peau »).

#### b — Les déformées

Pour les premières phases de travaux (remblaiement à + 24 m puis à + 26,50 m après la 1<sup>re</sup> mise en tension) les déplacements en tête du rideau sont inférieurs aux valeurs calculées. Ce résultat, confirmé d'ailleurs par des suivis effectués sur d'autres profils, pourrait être dû à une faible cohésion à court terme du matériau de remblai.

Par contre juste après la mise en tension à 750 kN les déformées calculées et mesurées concordent bien. Cependant, ces déformées mesurées continuent à évoluer pendant plusieurs semaines, ce que nous attribuons à un phénomène de relaxation du sol mis en compression à l'arrière du rideau lors de la mise en tension.

#### c — Les moments fléchissants

En ce qui concerne le moment fléchissant maximal en travée, dont les jauges situées à + 21 m NGF permettent une détermination expérimentale approchée, on constate une bonne concordance entre le calcul et les mesures pour les diverses phases de travaux.

Toutefois, il faut rappeler que le calcul suppose un comportement monolithique du rideau, alors que les valeurs expérimentales admettent un glissement dans les serrures (en supposant un comportement monolithique, et en n'exploitant que les jauges situées sur les âmes, on aurait trouvé des valeurs des moments environ 20 % plus élevées).

#### d — Les efforts dans le tirant

Pour les phases de calcul correspondant à un remblaiement ou au dragage, le tirant étant alors considéré comme un appui élastique, les variations de tension calculées sont très supérieures aux valeurs effectivement mesurées. La rigidité réelle du tirant est certainement beaucoup plus faible que la valeur théorique adoptée. Cette « souplesse » du dispositif d'ancrage provient peut-être de déplacements du sol au niveau du scellement.

	Déformées en tête du rideau (cm) (+ 27 NGF)		Déformées au niveau des tirants (+ 24,50 NGF) (cm)		Moment fléchissant maximal * (mkN/ml)		Réaction d'ancrage (kN)		Pression des terres au niveau du tirant	
	Calcul	Exp	Calcul	Exp	Calcul	Exp, à + 21 NGF	Calcul	Exp	Calcul (kPa)	Exp (kPa)
Phase n° 1 Remblaiement à 24 m NGF	- 1,4	- 0,6	- 1,0	- 0,3	41 kN (à + 18)		—	—	—	—
Phase n° 2 Mise en tension partielle à 150 kN	+ 3,1	?	+ 1,9	—	13 kN (à + 21,20)		150	150	—	—
Phase n° 3 Remblaiement à + 26,50 NGF	+ 2,5	1,1	+ 1,3	+ 0,5	171 à (+ 21,20)	212	245	170	9,2	15
Phase n° 4 Mise en tension définitive à 510 kN	+ 4,9	4,1* 5,7*	+ 2,95	+ 2,7* 3,7*	240	255	510	510	34	33
Phase n° 5 Remblaiement à + 29 Dragage à + 19,20 m	+ 4,0 (5,5 cm) à + 29)	4,8	+ 2,6		+ 322 (à + 20,30) NGF	290	650	510	35	
Phase n° 6	+ 3,5	—	+ 1,55		+ 360 (à + 20,40) NGF	—	730	—	28	

\*1<sup>re</sup> valeur — au moment de la mise en tension  
2<sup>e</sup> valeur — six semaines plus tard

Tableau 8

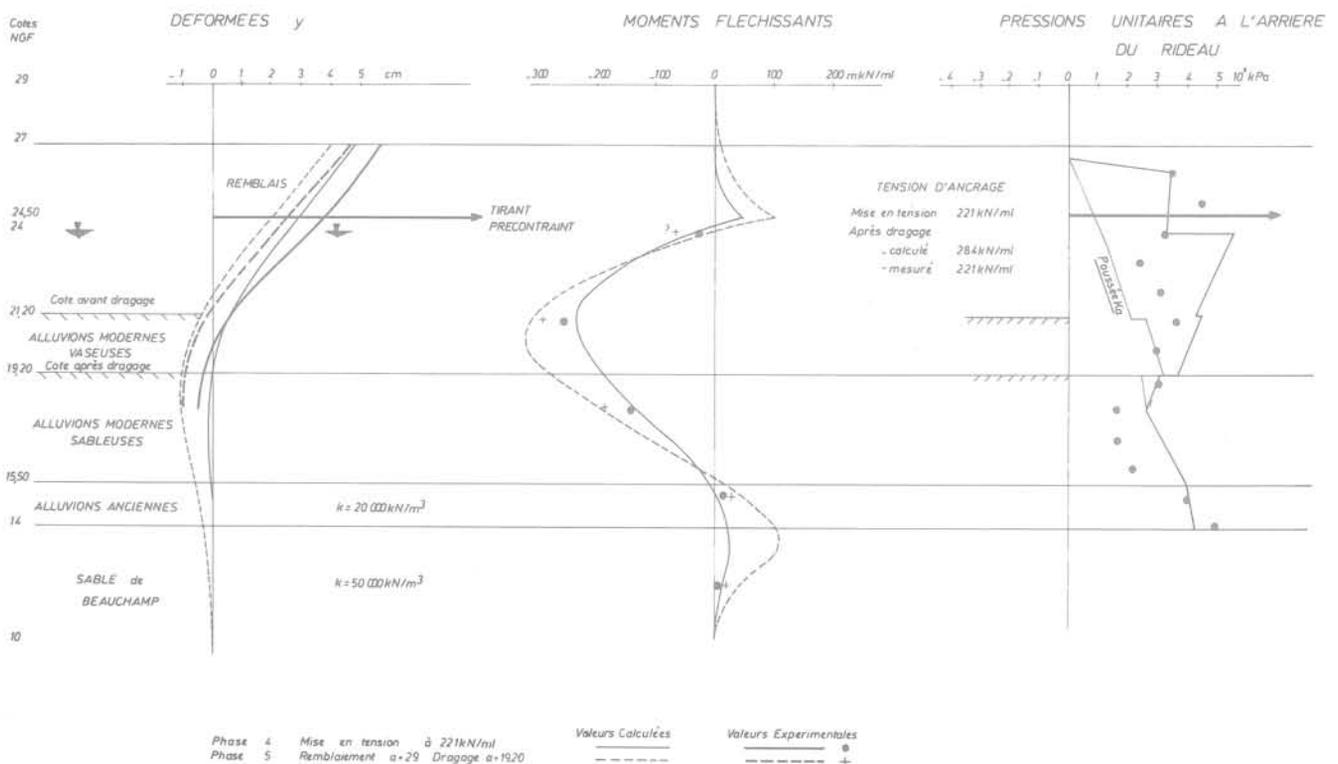


Fig. 19 Comparaison des résultats expérimentaux et des valeurs calculées pour 2 phases de travaux

## Conclusion

Grâce aux enseignements de quelques tentatives antérieures, cette expérimentation d'un rideau de palplanches a pu se dérouler de manière satisfaisante et a permis de mesurer tout au long de la construction à la fois les déformées de l'ouvrage, les contraintes dans l'acier et les pressions des terres.

Le premier intérêt de cette étude en vraie grandeur est de mettre en évidence le fonctionnement réel des palplanches, qui s'avère assez différent des schémas de calcul, assimilant le rideau à un écran plan continu ; ainsi, les pressions des terres mesurées dans le creux des palplanches (dans des remblais rapportés) sont beaucoup plus faibles que celles trouvées en fosse.

— par ailleurs, les mesures de contraintes obtenues à partir de jauges situées à la fois sur les âmes et près des serrures révèlent un fonctionnement quasi indépendant des deux palplanches d'une paire, par suite d'un glissement relatif au niveau de la serrure. Concrètement, les observations faites militent en faveur d'une liaison des palplanches entre elles par pincage ou soudage.

Naturellement, ces éléments viennent sérieusement compléter l'interprétation des mesures, tant pour la vérification des équations d'équilibre du rideau que pour la détermination des moments fléchissants.

Le calcul « élastoplastique » à postériori de l'ouvrage mené sous forme d'une étude paramétrique, avait avant tout pour but d'appréhender les valeurs du module de réaction horizontal du sol, paramètre mal connu. Il est apparu qu'ici les règles de calcul indiquées par L. MENARD en fournissent un ordre de grandeur satisfaisant, ce résultat ne pouvant cependant pas être généralisé compte tenu de l'hétérogénéité du site.

## Références bibliographiques

- Une opinion fort répandue est qu'une forte erreur d'appréciation du module de réaction a une incidence importante sur les prévisions des déformées, mais faible sur celle des efforts dans le rideau. Le calcul a confirmé les résultats expérimentaux montrant que ce raisonnement n'était pas généralisable au dimensionnement des rideaux ancrés par tirants actifs et faisant appel à un module de réaction dans la partie hors fiche. En effet la répartition des réactions de sols mobilisées lors des mises en tension dépend largement de ce module et peut avoir une répercussion importante sur les moments fléchissants.
- En définitive, si cette expérimentation a apporté d'utiles renseignements sur le fonctionnement d'un rideau ancré, elle a peut-être soulevé davantage de problèmes qu'elle n'en a résolu, c'est bien la preuve que dans ce domaine du dimensionnement des rideaux de soutènement, nous avons encore beaucoup à apprendre.
- JOSSEAUME — GIGAN — FERRAND — HOUY (1977) — *Mesures et observations sur rideaux de palplanches — Colloque Maître d'ouvrages — Producteurs de palplanches métalliques* Paris avril 1977
- DR LOHMEYER (1937) — *A propos du module de résistance des palplanches métalliques en U* — Bautechnik — décembre 1937.
- GIGAN J.P. — *Expérimentation d'un rideau de palplanches — Voie rive gauche de Seine à Asnières* — LPC — Rapport de Recherche à paraître.

# particularités du comportement mécanique des craies : rôle de l'eau — rupture sous contrainte hydrostatique

par

**R. Hazebrouck, B. Duthoit**

Docteurs 3<sup>e</sup> cycle, Assistants à l'I.U.T. BÉTHUNE

## Liste des notations

$c$	: cohésion
$\varphi$	: frottement interne
$E$	: module d'Young
$P$	: pression de confinement
$S_r$	: degré de saturation (volume d'eau contenu sur le volume total des vides)
$U$	: pression interstitielle
$\sigma_{rc}$	: résistance à la rupture en compression simple
$\sigma_{ij}$	: contraintes totales
$\bar{\sigma}_{ij}$	: contraintes effectives
$\sigma_g$	: contrainte de gonflement
$\delta_{ij}$	: symbole de Kronecker ( $\delta_{ij} = 1$ si $i = j$ ; $\delta_{ij} = 0$ si $i \neq j$ )
$\psi$	: humidité relative, rapport de la pression de vapeur existante à la pression de vapeur saturante à même température

## 1 Introduction

La craie blanche est réputée être un matériau évolutif sous l'effet conjugué des contraintes et de l'eau. Elle se comporte soit comme une roche soit comme un sol. Il ressort des études relatives au matériau crayeux que la compréhension mécanique de la craie (Arquié, 1973, p. 8) repose sur celle de sa cohésion texturale et de ses modifications sous l'effet des contraintes et de l'eau. Par ailleurs, la dispersion des résultats des différents types d'essais sur craie est souvent importante. Il y a problème quant aux limites d'utilisations des différents essais sur les craies.

A la suite de résultats acquis dans le bassin de Paris (Bull. Liaison L.P.C., 1973), nous avons fait l'analyse, sur différentes craies du Nord de la France,

— du rôle de l'eau sur des échantillons non sollicités mécaniquement puis sur échantillons sollicités sous contraintes uniaxiales ;

— du comportement de craies sous contraintes isotropes, ce qui a permis d'élaborer un modèle de rupture permettant, entre autre, de déterminer le rôle du confinement dans des essais triaxiaux.

La synthèse de ces résultats nous a permis d'aborder l'étude du comportement en présence d'eau de craies sous sollicitations triaxiales.

L'évolution du matériau craie et donc les modifications texturales correspondantes étant souvent interprétées comme le résultat de variations de la pression interstitielle locale, nous avons réalisé des mesures, in situ, au cœur des échantillons testés, de la pression interstitielle locale.

## 2 Présentation du matériau

Cette étude sera limitée à la craie blanche senonienne qui peut être considérée comme la craie tendre typique du Nord de la France, des comportements identiques ont été observés sur d'autres types de craies turoniennes et caenniciennes (Duthoit, Hazebrouck, 1976). L'observation microstructurale a été abordée, sur des surfaces de fractures métallisées, en microscopie électronique à balayage, le spectre de porosité a été défini par injection de mercure. La craie blanche (fig. 1) est formée de grains élémentaires de calcite de 0,2 à 2  $\mu\text{m}$  associés en amas « compacts » subsphériques de l'ordre de 3 à 15  $\mu\text{m}$  de diamètre. Ces amas laissent entre eux des gros pores de taille variant de

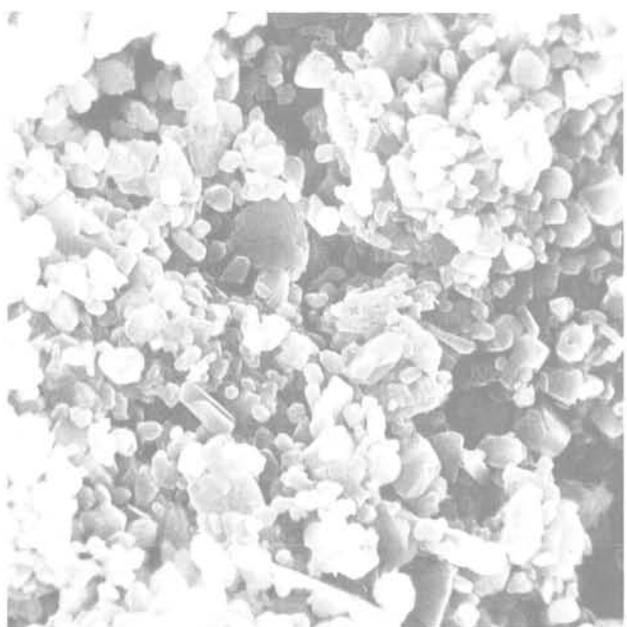


Fig. 1 Craie blanche (3,3 mm = 1 μ)

2 à 8 μm. Les vides entre particules élémentaires sont représentés par les classes de pores de rayons moyens équivalents inférieurs à 1 μm avec une classe dominante entre 0,2 et 0,4 μm. Le Roux (1973) a montré sur des micrographies de craies le caractère restreint des liaisons entre particules élémentaires. Sans mettre en cause ce résultat que nous avons observé, nous pensons devoir pour la compréhension des déformations de la craie dissocier d'une part les liaisons entre les amas subsphériques de particules et les liaisons entre particules elles-mêmes. On peut, en première approximation, considérer la craie comme un empilement de sphères, l'empilement étant naturellement imparfait et laissant apparaître de très gros pores correspondant aux fautes d'empilement.

### 3 Rôle de l'eau

Il est actuellement établi (Comès, 1973) que les craies montent une nette diminution de la résistance à la rupture en compression simple  $\sigma_{rc}$  et du module d'Young  $E$  avec la teneur en eau. On n'a néanmoins pas, jusqu'à la présente étude, étudié systématiquement l'influence de l'humidité de l'air ou de l'eau de saturation d'un échantillon sur ces paramètres mécaniques. Avant d'aborder l'influence de l'eau sur les propriétés mécaniques de la craie, nous examinerons le gonflement d'échantillons non soumis à un effort.

### 3.1 Le gonflement des craies

Nous avons donc effectué les essais d'une part en chambre d'ambiance thermorégulée où l'humidité relative  $\psi$  de l'air pouvait être définie et réglée et d'autre part après saturation sous vide par immersion totale des échantillons dans l'eau. Les déformations ont été mesurées en continu par capteurs inductifs (Duroit, Hazebrouck, 1976). Ce type de manipulation devrait rendre compte des différents états hygrométriques de la craie.

$$\frac{1}{\Delta l} = f(\psi)$$

Gonflement en fonction de l'humidité relative de l'air

Les résultats (fig. 2) indiquent que le gonflement devient important pour une atmosphère à 45 % d'humidité relative. La déformation longitudinale maximum de gonflement pour une atmosphère à 100 % d'humidité à 25 °C

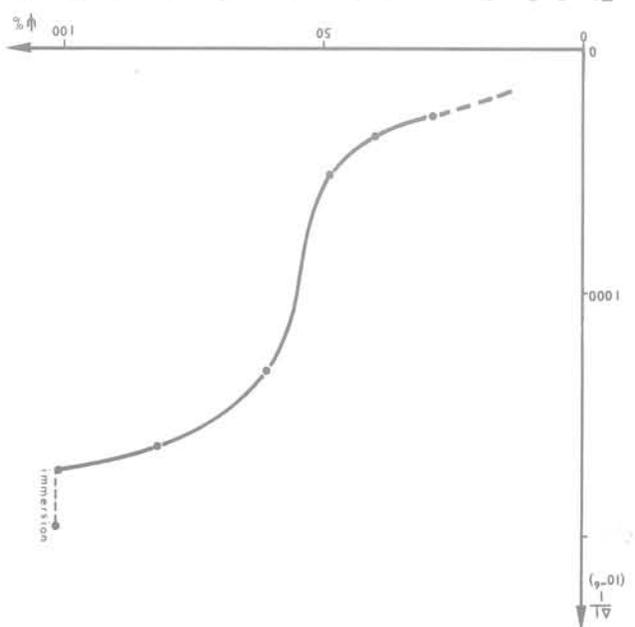


Fig. 2 Gonflement de la craie en fonction de l'humidité atmosphérique

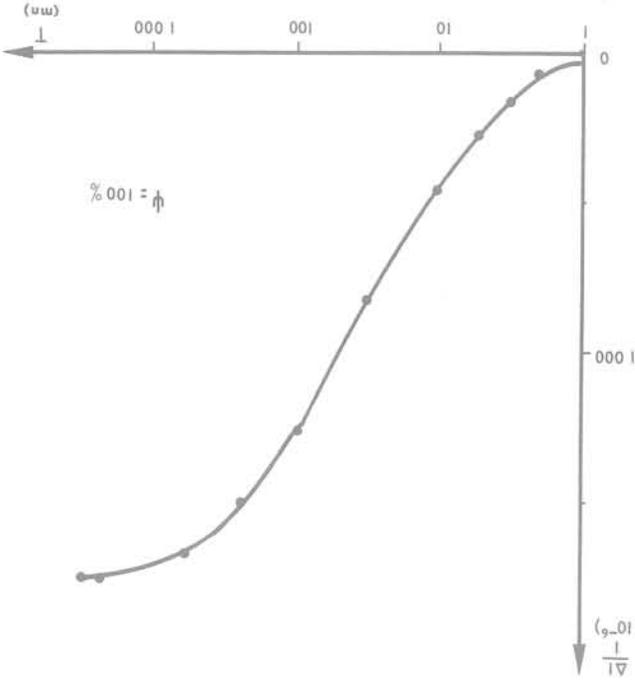


Fig. 3 Gonflement de la craie en fonction du temps à humidité atmosphérique constante (ψ = 100 %)

(soit un degré de saturation de l'échantillon de l'ordre de 0,05), correspondait en valeur absolue à celle obtenue en compression simple pour une contrainte moitié de celle de la résistance à la rupture. Si l'on suppose l'isotropie du gonflement, cette craie tendre subit en atmosphère à 100 % d'humidité et a fortiori à l'état saturé une déformation volumique  $\frac{\Delta V}{V}$  de l'ordre de  $5 \cdot 10^{-3}$ .

Cependant, le gonflement obtenu par immersion dans l'éthanol (faible tension superficielle) est environ deux fois plus faible que celui obtenu dans l'eau.

Gonflement à humidité et température constantes en fonction du temps  $\frac{1}{\Delta l} = f(t)$

Le gonflement maximum semble acquis en 2 jours pour cette craie blanche (fig. 3), ce qui correspond environ à une vitesse de déformation  $\dot{\epsilon} \approx 2 \cdot 10^{-8} s^{-1}$ .

Au-delà d'un seuil de confinement, la craie montre un comportement de type plastique accompagné d'un tassement de sa texture (de Ragueneil, 1973, p. 166). Le comportement de la craie sèche dépendra donc essentiellement de la valeur de la pression latérale. Selon Comès (1973, p. 153), au-delà de 10 MPa de confinement, la craie deviendrait ductile et pourrait accuser des « déformations considérables ». De telles valeurs de confinement, relativement basses, se conçoivent en tête de pieux et en ouvrages souterrains.

La microstructure particulière de la craie détermine ce type de comportement qui sera précisé en étudiant :

- le rôle de la pression isotrope de confinement sur les craies
- le comportement des craies sous composante déviatorique.

4 Rupture sous contrainte hydrostatique

Il ressort de cette étude que les conditions expérimentales d'un essai aussi simple que la compression simple doivent être strictes afin que les valeurs  $\sigma_{rc}$  restent significatives (Bagueil, 1973, p. 115).

Au niveau microstructural, on peut supposer une adsorption restreinte d'eau au niveau des liaisons intergranulaires entraînant une pression locale d'écartèlement des particules (disjoining pressure) diminuant d'autant leur énergie de liaisons.

Au niveau microstructural, on peut supposer une adsorption restreinte d'eau au niveau des liaisons intergranulaires entraînant une pression locale d'écartèlement des particules (disjoining pressure) diminuant d'autant leur énergie de liaisons.

L'abaisssement de la résistance, puisque l'on ne serait plus en état de contrainte uniaxiale.

appliqué une contrainte isotrope de traction égale à la contrainte de gonflement  $\sigma_g$  (fig. 5), ce qui explique rait sur un échantillon de roche sèche auquel on aurait s'il est saturé en eau est équivalente à celle qui s'exerce-échantillon de craie en atmosphère humide ou, a fortiori, peut considérer qu'une compression uniaxiale sur un sphère de 45 % d'humidité. Phénoménologiquement, on sus et qui se développe également à partir d'une atmosphère de gonflement également à partir d'une atmosphère de la résistance à la compression est directement module d'Young est observée.

Parallèlement à cette chute de résistance une baisse du  $(S_r = 0,05)$  et de 50 % pour une saturation complète. 45 % environ pour une atmosphère à 100 % d'humidité eau (voisin de 0,02). La résistance à la rupture chute de d'humidité, soit pour un très faible degré de saturation en apparaît clairement pour une atmosphère dépassant 45 % lution de  $\sigma_{rc}$  en fonction du milieu. La chute de résistance d'environnement de l'expérience. La figure 4 montre l'évo-

3.2 Variations de la résistance à la rupture en compression simple  $\sigma_{rc}$  et du module d'Young en fonction de l'humidité

Une cellule d'ambiance a permis de réaliser les essais en compression simple en atmosphère contrôlée ainsi qu'à l'état saturé (Duthoit, Hazebroek 1976). Afin d'assurer l'homogénéité du milieu environnant, chaque échantillon de craie a été maintenu plusieurs jours dans les conditions d'environnement de l'expérience. La figure 4 montre l'évolution de  $\sigma_{rc}$  en fonction du milieu. La chute de résistance apparaît clairement pour une atmosphère dépassant 45 % d'humidité, soit pour un très faible degré de saturation en eau (voisin de 0,02). La résistance à la rupture chute de 45 % environ pour une atmosphère à 100 % d'humidité (S<sub>r</sub> = 0,05) et de 50 % pour une saturation complète. Parallèlement à cette chute de résistance une baisse du module d'Young est observée.

La première conclusion à tirer de ce gonflement des craies est que le gonflement des craies est important dès que l'atmosphère atteint 45 % d'humidité après un temps relativement court de 2 jours.

Au niveau microstructural plusieurs causes peuvent expliquer ce phénomène (Powers 1968, Duthoit-Hazebroek, 1976).

Au niveau macroscopique, on peut considérer que l'échantillon en présence d'air humide et d'eau est soumis à une contrainte isotrope de traction dite contrainte de gonflement  $\sigma_g$  (Colback et Willid 1965, Mortier 1970).

Des craies à pores plus petits et à porosité plus faible présentent des vitesses et des amplitudes de gonflement moins importants (Duthoit, Hazebroek, 1976).

Interprétation

Des craies à pores plus petits et à porosité plus faible présentent des vitesses et des amplitudes de gonflement moins importants (Duthoit, Hazebroek, 1976).

Fig. 5 Application du concept de gonflement à l'essai de compression simple

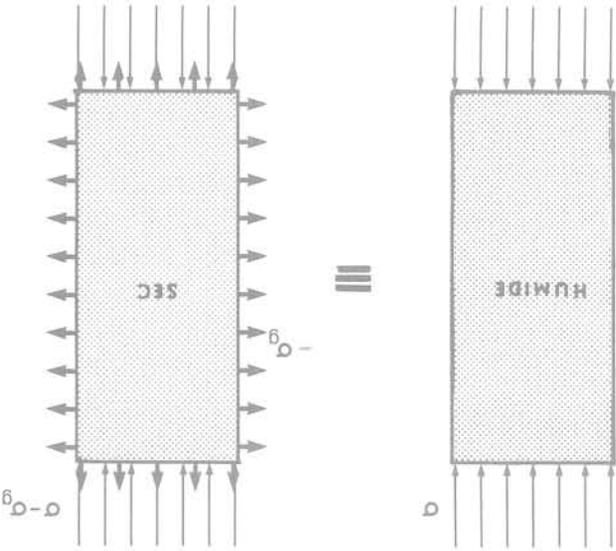
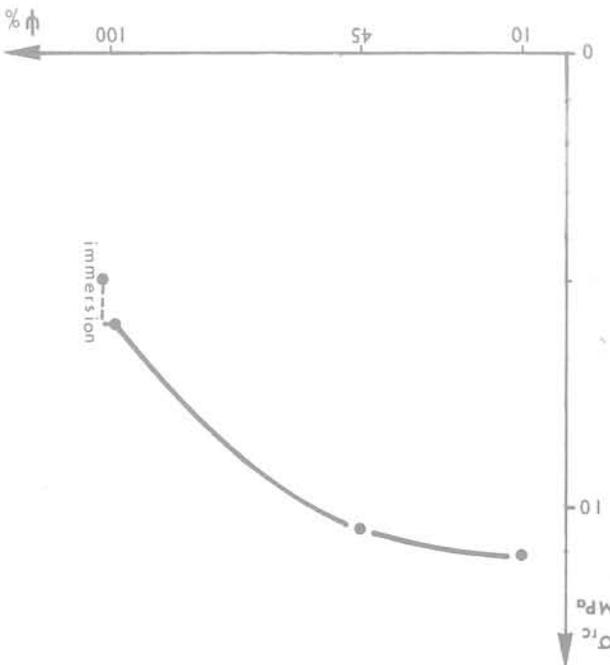


Fig. 4 Evolution de la résistance en compression simple de la craie en fonction de l'humidité atmosphérique



4.1 Essais de compressibilité sur craies sèches

Lorsqu'un échantillon de roche classique (non craieux) est soumis à une contrainte isotrope, on observe un premier stade de déformation limitée et souvent orientée qui correspond à la fermeture de fissures aplaties du matériau (Mortier, 1970). A la suite de ce stade, on relève une absence de déformation plastique, l'échantillon présentant théoriquement, selon le principe de Bridgman, une résistance infinie sous sollicitations hydrostatiques. Les craies n'obéissent pas à ce principe et évoluent en compression isotrope. L'étude a d'abord été menée sur échantillons secs et a permis de suivre l'évolution du squelette des craies.

Aucune anisotropie fissurale n'a été mise en évidence à la différence des roches classiques. Les déformations suivant trois directions normales ont été mesurées par jauges extensométriques collées sur les trois faces de cubes de craies : il y a linéarité des courbes contraintes-déformations dès le début de la mise en pression (fig. 6). Cette méthode doit néanmoins être abandonnée quand des déformations importantes apparaissent. Un porosimètre à mercure est alors utilisé comme cellule de confinement

jusqu'à 80 MPa. Les courbes  $P = P \left( \frac{\Delta V}{V} \right)$  (fig. 7) ont été

établies pour des pressions de 0 à 80 MPa, on note une première phase linéaire dès l'origine (phase A) de 0 à 15 MPa, une seconde phase de grandes déformations

$\left( \frac{\Delta V}{V} \approx 10\% \right)$  s'observe de 15 à 30 MPa (phase B), au-delà

de 30 MPa, un durcissement apparaît (phase C). Après déchargement à partir de 80 MPa, l'échantillon a subi une « contraction » de l'ordre de 15 % en volume.

L'évolution de la microstructure en fonction de la pression de confinement a été suivie par porosimétrie à mercure et par examen de la microstructure en microscopie électronique à balayage, ceci pour chaque stade de la déformation.

Les courbes de porosité (fig. 8 a :  $P = 0$ , b :  $P = 14$  MPa, c :  $P = 25$  MPa, d :  $P = 60$  MPa, e :  $P = 80$  MPa) montrent que lors du début de la phase B, les gros pores ( $R > 1,25 \mu\text{m}$ ) disparaissent, la porosité globale varie peu (45 à 44 %). Il semble donc que la perte de linéarité de la courbe  $P = P \left( \frac{\Delta V}{V} \right)$  soit liée à la disparition de ces gros

pores (vides inter amas).

Au cours de la phase B jusqu'à 60 MPa environ, la porosité diminue progressivement de 45 à 35 % avec dérive des courbes par augmentation relative des petits pores. Durant la phase C on observe une faible variation de volume et de porosité (35 à 34 %).

Les observations microscopiques associées à ces résultats conduisent aux conclusions suivantes :

*début de la phase A* (fig. 9)

La structure en amas précédemment décrite est bien visible, les gros pores ( $R > 1,25 \mu\text{m}$ ) correspondent aux vides inter amas.

*début de la phase B* (fig. 10)

La structure en amas est encore visible, mais les vides inter amas ont pratiquement disparu, ceci vérifie les résultats de porosité. Il y a donc eu rupture des liaisons inter amas et réarrangement de ceux qui combler les gros pores. En effet, l'état de contrainte au niveau de ces liaisons n'est pas hydrostatique.

*phase C au-delà de 60 MPa* (fig. 11)

La structure en amas n'est plus visible, il y a une forte densification, les liaisons intergranulaires sont pratiquement inexistantes. On se trouve donc en présence d'une poudre compactée issue de ruptures successives inter amas puis intra amas.

Par ailleurs, une décohésion plus ou moins poussée de la structure est mise en évidence dès le début de la phase B. En effet, lors d'un essai de porosité sur un échantillon prélevé à ce stade de pression, on obtient une poudre par la simple désorption du mercure.

#### 4.2 Essais triaxiaux (fig. 12)

Les résultats obtenus sont concordants avec ceux de Desenne (1971).

Pour des pressions de confinement inférieures à 10 MPa environ, nous constatons que le déviateur de rupture croît avec la valeur de la pression de confinement. Dans la représentation de Mohr, les cercles représentatifs de la rupture admettent une droite tangente commune. Si l'on interprète cette droite en terme de frottement interne ( $\phi$ )

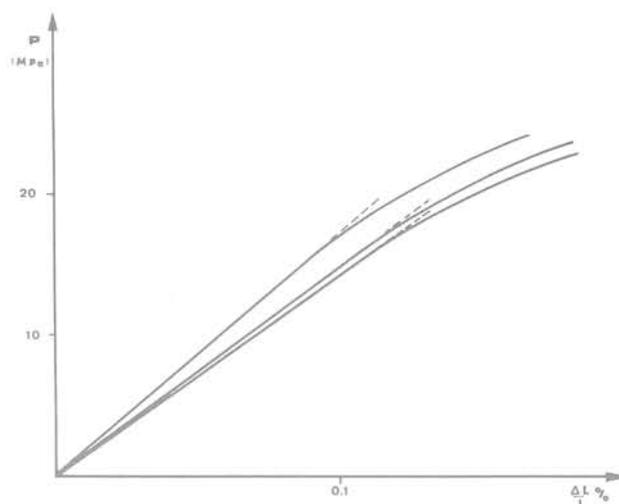


Fig. 6 Déformations longitudinales de la craie selon trois directions orthogonales

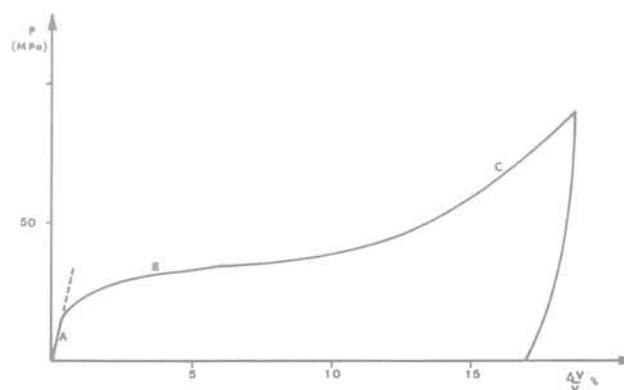


Fig. 7 Déformation volumique de la craie en essai de compressibilité

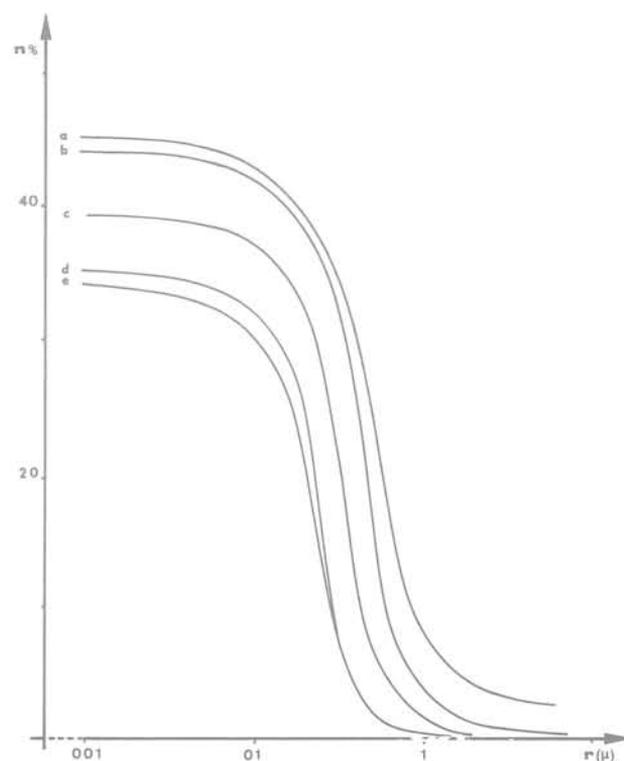


Fig. 8 Courbes cumulatives de porosité pour des échantillons prélevés à différentes pressions de confinement

mais sur une poudre compactée. Au-delà de la contrainte ultime de confinement ( $\sigma_0 \approx 15$  MPa), nous ne réalisons plus d'essais sur une craie roche accompagnée de déformation en tonneau. On observe cette fois des ruptures du type généralisé voquer.

nant la rupture qu'un faible déviateur suffit alors à provoquer. inter amas, un état de contraintes proche de celui entrainé par la rupture engendre, au niveau des liaisons contraintes hydrostatique ultime. La sommes proches de la contrainte hydrostatique ultime. Le comportement de la roche n'est plus le même, nous deviateur de rupture décroît avec la pression latérale. Le Au-delà d'une pression de confinement de 10 MPa, le cisaillement bien individualisés.

Les échantillons, après rupture, montrent des plans de et de cohésion ( $c$ ), nous obtenons  $\phi = 28^\circ$  et  $c = 4$  MPa.

Fig. 11 Craie ayant subi une pression isotrope de 80 MPa (3,3 mm = 1  $\mu$ )



Fig. 9 Craie non déformée (3,3 mm = 1  $\mu$ )



lors des essais. mis de vérifier que la pression interstitielle demeurait nulle certains échantillons (Dutroît-Hazebrouck, 1976) ont per- effet, des micro-capteurs de pression placés au cœur de imputée à une mise sous pression de l'eau interstitielle. En Cette augmentation de résistance ne peut pas être généralisée et densification du matériau.

ron de la contrainte à partir de laquelle il y a microrupture biable au cas précédent avec relèvement à 25 MPa envi-

bilité conduit à une courbe  $P = P_0 \left( \frac{\Delta V}{V} \right)^n$  (fig. 13) assez sem-

5.1 Compression isotrope sur crâes humides

5 Synthèse et applications

Fig. 12 Essais triaxiaux sur craie sèche

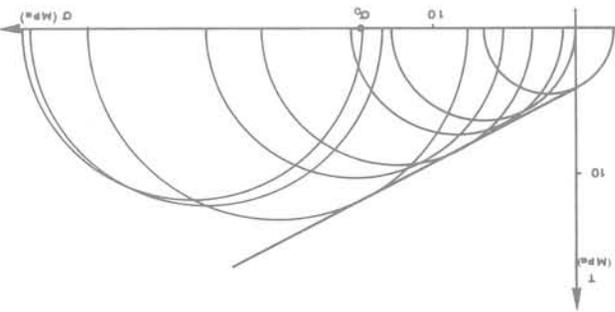


Fig. 10 Craie ayant subi une pression isotrope de 25 MPa (3,3 mm = 1  $\mu$ )

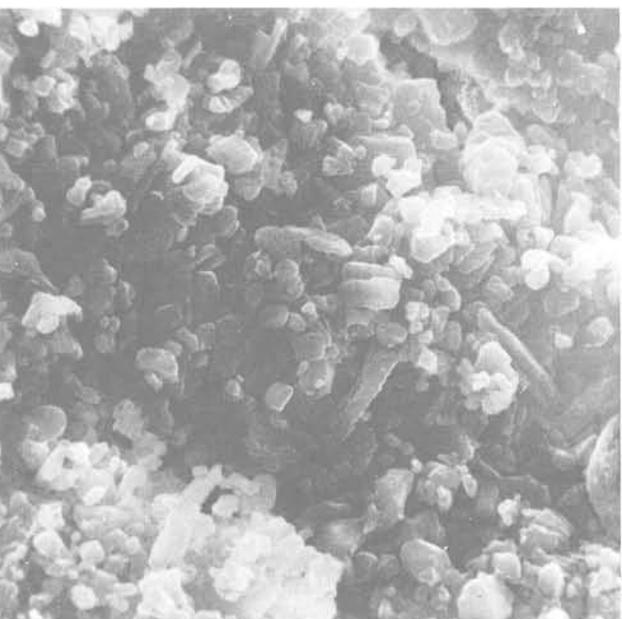
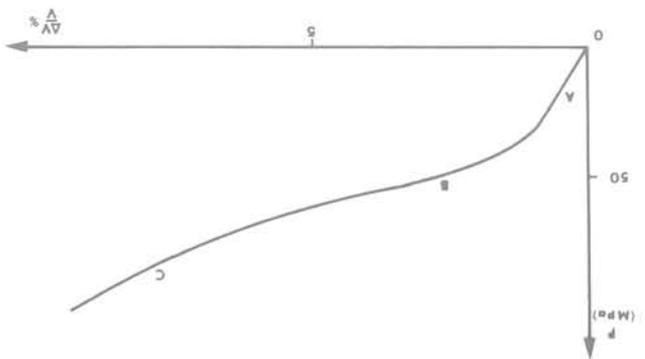


Fig. 13 Essai de compressibilité sur craie partiellement saturée (Sr = 70%)



Phénoménologiquement, ce comportement peut être interprété à partir du concept de contrainte de gonflement. Un tenseur de traction isotrope ( $\sigma_g$ ) viendrait diminuer l'effet du tenseur de compression appliqué.

5.2 Essais triaxiaux sur craie blanche saturée non drainée

Les études conjuguées de la loi de variation de pression interstitielle ( $u$ ) en fonction des contraintes extérieures appliquées ( $\sigma_{ij}$ ) et du comportement sous essais triaxiaux d'échantillons « non gainés », nous ont permis de formuler pour les craies étudiées, la loi de contrainte effective ( $\sigma'_{ij}$ ) qui comme pour un matériau pulvérulent est du type  $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} u$  ( $\delta_{ij}$  symbole de Kronecker).

Ces matériaux présentent théoriquement, pour ce type d'essai, une droite intrinsèque de rupture horizontale dans la configuration de Mohr. La représentation des essais (fig. 14) se rapproche géométriquement de celle obtenue par Dessenne (1971). Elle montre apparemment deux comportements. Nous interprétons le premier comportement comme le résultat d'un faible défaut de saturation des échantillons, une déformation de l'éprouvette est nécessaire pour mettre l'eau interstitielle en pression. Le second comportement suit la théorie.

5.3 Essais triaxiaux sur craie blanche saturée drainée

Les cercles obtenus (fig. 15) conduisent à une droite enveloppe  $\phi = 27^\circ$  et  $c = 1,5$  à 2 MPa. Si l'on compare dans un même repère d'axes les droites enveloppes des cercles de Mohr des essais triaxiaux sur craie sèche et sur craie saturée drainée, on constate qu'elles sont à peu près parallèles et qu'elles sont superposables à une translation  $\sigma_g$  près. Le confinement serait du type  $\sigma_3 - \sigma_g$ , en retenant le rôle gonflant de l'eau qui induit, rappêlons-le, une contrainte isotrope de traction  $\sigma_g$ .

6 Conclusion

La microstructure des craies est responsable de leur comportement mécanique original. Leur extrême sensibilité à l'eau, même en très faible quantité, impose des conditions strictes d'essai en laboratoire. Le concept de contrainte de gonflement s'applique bien à la modélisation de leur comportement. Sous contraintes isotopes, les craies ne vérifient pas, au niveau macroscopique, le principe de compression hydrostatique infini. Des ruptures au niveau des liaisons interamas granulaires sont mises en évidence pour des pressions relativement faibles. L'interprétation de résultats d'essais mécaniques sur craie devra donc se faire en tenant compte de ces deux éléments particuliers.

Références bibliographiques

1 - ARQUIÉ G. (1973) - Bull. Liaison L P C spécial V p. 5-8  
 2 - BAGUELIN F. (1973) - Fondations dans la craie - Bull. Liaison L P C spécial V p. 113-120  
 3 - COLBACK P.S.B., WILD B.L. (1965) - The influence of moisture content on the compressive strength of rock. Symp. Rock Mech. 3rd Toronto, p. 65-83  
 4 - COMES G. (1973) - La craie dans les ouvrages de production d'électricité, p. 149-158  
 5 - DE RAGUENEL A. (1973) - Bull. Liaison L P C spécial V p. 165-169  
 6 - DESSENNE J.L. (1971) - Etude rhéologique et géotechnique de la craie - Thèse de docteur ingénieur - Université de Grenoble  
 7 - DUTHOIT B., HAZEBROUCK R. (1976) - Propriétés mécaniques de craies, relations avec leur microstructure, rôle de l'environnement. Thèses de 3<sup>e</sup> cycle - Université de Lille I.  
 8 - DUTHOIT B., HAZEBROUCK R., PAQUET J. (1976) - Influence de l'eau sur les propriétés mécaniques de craies. Ann SGN XCVI, 1 13-20  
 9 - DUTHOIT B., HAZEBROUCK R., PAQUET J. (1977) - Comportement de craies sous contraintes isotopes (0 à 800 bars). Ann. SGN XCVII, 2, 143-151  
 10 - LE ROUX A. (1973) - Texture et comportement des craies - Bull. Liaison spécial V - p. 49-53  
 11 - MORLIER P. (1970) - Comportement des roches sous contraintes en fonction de leur teneur en eau. La Houille Blanche n° 5 p. 471-475  
 12 - MORLIER P. (1970) - Plasticité et écrouissage d'un métal fritté - Mémoires scientifiques, Revue métallurgique, LXVII, n° 6  
 13 - POWERS T.C. (1968) - The thermodynamics of volume change and creep. Matériaux et construction, 1, 6, p. 487-508.

Fig. 15 Essais triaxiaux, craie saturée drainée, comparaison avec la droite intrinsèque en condition sèche

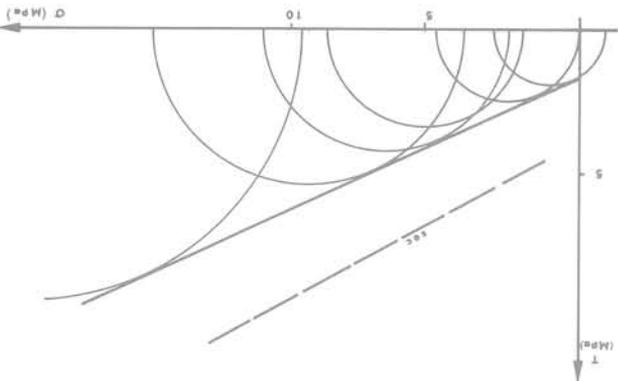
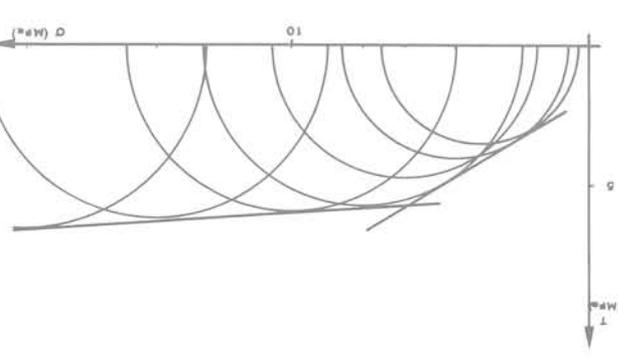


Fig. 14 Essais triaxiaux, craie saturée non drainée



# étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants

par

**H. Josseume**

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

**R. Stenne**

Entreprise S.I.F.-Bachy

## 1 Introduction

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, l'entreprise S.I.F.-Bachy et le Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique se sont associés pour l'étude expérimentale d'une paroi moulée, réalisée dans le cadre d'une action de recherche concertée de la D.G.R.S.T.\* ayant pour objectif une meilleure connaissance du comportement des fouilles à l'air libre retenues par des parois moulées ancrées.

Les critères retenus pour le choix du site de l'expérimentation étaient les suivants :

- la fouille, étayée par la paroi, devait avoir une profondeur d'au moins 15 m.,
- les caractéristiques physiques et mécaniques du sol devaient pouvoir être mesurées à partir d'essais classiques faits en laboratoire et en place,
- les caractéristiques hydrauliques devaient être parfaitement définies.

Ce n'est qu'après plus d'une année de recherches qu'un site satisfaisant à ces différents critères a pu être trouvé. Il s'agit du site de l'immeuble de la S.E.R.E.T.E., édifié rue du Château-des-Rentiers, dans le 13<sup>e</sup> arrondissement de Paris, dont la construction des niveaux en sous-sol nécessitait l'ouverture d'une fouille d'environ 21 m. de profondeur dans des formations typiques de la région parisienne. La paroi moulée, ancrée par 4 nappes de tirants provisoires, qui devait constituer le soutènement des parois de cette fouille, a été retenue pour l'étude expérimentale envisagée. Des mesures, ayant pour objectif de déterminer aussi précisément que possible les efforts appliqués à cette paroi ainsi que ses déplacements, ont été effectuées sur un de ses panneaux constitutifs pendant toute la durée des travaux intéressant ce panneau, c'est-à-dire entre le 26 mai 1975 et le 29 août 1975.

## 2 Description du site et de la paroi moulée

La paroi moulée (fig. 1) a été réalisée à partir d'une plateforme établie à 3,30 m. au-dessous de la surface du terrain naturel et débordant l'emprise de l'immeuble. Cette paroi, qui a une épaisseur de 0,60 m. et une hauteur totale de 20,40 m., a été coulée par panneaux alternés (panneaux primaires et secondaires). Elle était ancrée par

4 nappes de tirants forés du type Bachy, mis en place dans le sol et précontraints au fur et à mesure des terrassements. L'ancrage d'un panneau primaire était assuré par 4 tirants, celui d'un panneau secondaire par 8 tirants.

Les mesures ont été effectuées sur un panneau secondaire, le panneau 34, situé dans une section rectiligne de l'enceinte (fig. 2). La longueur totale de ce panneau était de 5,32 m. Les caractéristiques des tirants qui assuraient sa stabilité sont indiquées dans le tableau 1.

Nappe Type	Longueur libre (m)	Longueur de scellement (m)	Tension de précontrainte théorique (kN)
1 TMF	13	9	366
2 TMD	12	6	611
3 TMD	6	9	840
4 TMD	3	9	1040

Tableau 1 Caractéristiques des tirants du panneau de mesures

Les formations rencontrées, depuis la surface du terrain naturel, sont les suivantes :

- des alluvions anciennes sablo-graveleuses comportant une forte proportion d'éléments fins,
- le sable de Beauchamp, se présentant ici comme un sable fin très argileux,
- les marnes et caillasses, constituées d'une alternance de marne blanche et de bancs calcaires très fracturés, la marne étant très largement prépondérante,
- le calcaire grossier.

Aucune nappe n'a été décelée dans les sondages de reconnaissance qui ont été poussés jusqu'au toit du calcaire grossier.

Un sondage avec prélèvement d'échantillons intacts, spécialement exécuté dans la perspective d'une étude détaillée du sol au voisinage immédiat du panneau de mesures, a permis de situer les limites des couches dans la zone intéressée par les mesures (fig. 1). Le toit du calcaire grossier non représenté sur cette figure se situe approximativement à la cote 32 N.G.F.

\* Délégation Générale à la Recherche Scientifique et Technique.

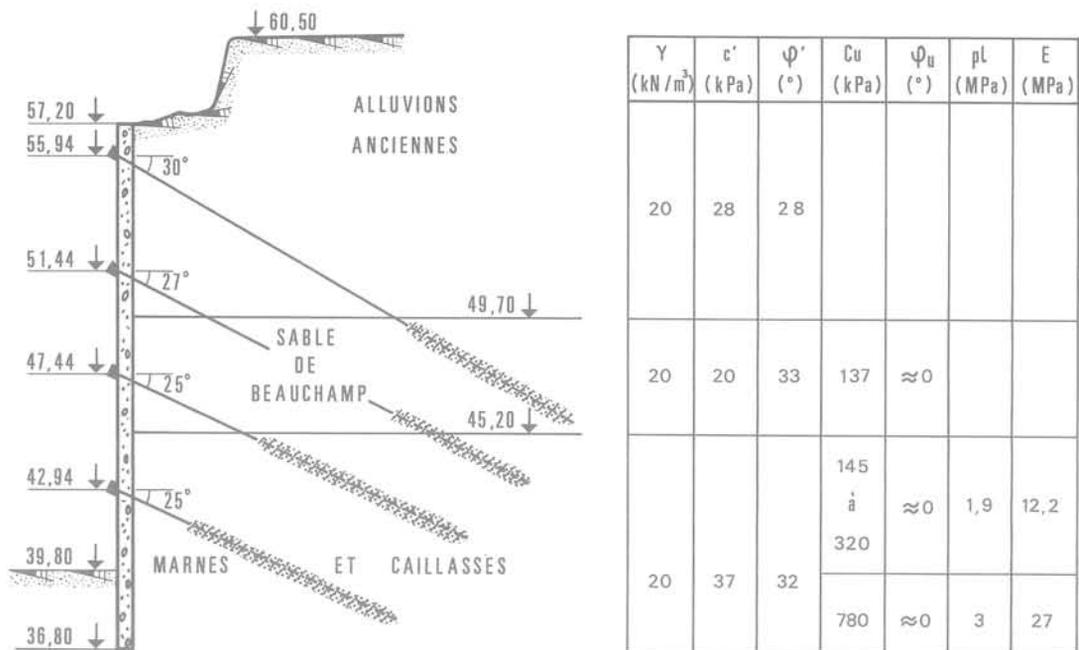


Fig. 1 Coupe de la paroi et caractéristiques du sol

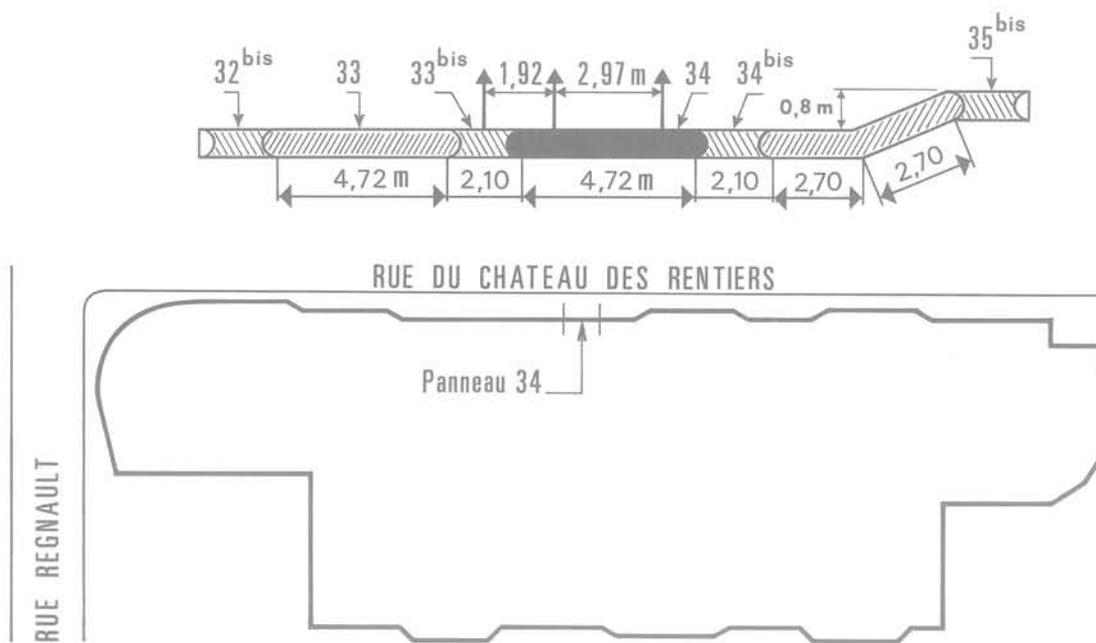


Fig. 2 Situation du panneau de mesure et détail de la paroi à proximité de celui-ci

Les caractéristiques mécaniques des échantillons extraits de ce sondage ont été déterminées en laboratoire à partir d'essais non consolidés - non drainés (UU), d'une part, et d'essais consolidés-drainés (CD), réalisés sous contrepression, d'autre part. Les valeurs moyennes des paramètres de résistance au cisaillement ainsi obtenus sont indiquées figure 1. On notera que, bien qu'aucune nappe ne baigne les formations étudiées, le degré de saturation du sable de Beauchamp et des marnes et caillasses est voisin de l'unité, ce qui explique que ces deux couches soient caractérisées par un angle de frottement apparent prati-

quement nul.

Les essais UU effectués sur les échantillons prélevés dans les marnes et caillasses font apparaître une amélioration de la résistance au cisaillement non drainé dans la partie inférieure de la couche, c'est-à-dire au-dessous de la cote du fond de fouille de l'immeuble en fin de travaux. Cette amélioration est également mise en évidence par les essais pressio métriques effectués dans les marnes et caillasses devant le panneau de mesures, alors que le niveau d'excavation atteignait la base du sable de Beauchamp (fig. 1).

La pose d'appareils de mesures sur la paroi avait pour but :  
 — de mesurer les efforts externes appliqués à la paroi ;  
 c'est-à-dire la pression des terres et les réactions d'an-  
 crage ;  
 — de déterminer les contraintes dans la paroi par l'inter-  
 médiaire des déformations relatives du béton ;  
 — de déterminer les déplacements de la paroi à partir de  
 mesures de déformée et de déplacement en tête.

Compte tenu de l'importance des déplacements mesurés  
 en fin d'excavation au niveau de la tête (45 mm pour cer-  
 tains panneaux), celle-ci a été confortée, par mesure de  
 précaution, au moyen de butons inclinés prenant appui sur  
 le fond de fouille. Le butonnage n'a intéressé que des pan-  
 neaux suffisamment éloignés du panneau de mesures  
 jusqu'à l'achèvement des terrassements devant ce dernier,  
 mais un bouton a été posé sur ce panneau deux jours après  
 qu'il eut été dégagé sur toute sa hauteur libre.

**4 Equipement du panneau de mesures**

En particulier :  
 — lors de la réalisation de la plate-forme située au niveau  
 de la 2<sup>e</sup> nappe de tirants, une risberme a été laissée provi-  
 soirement devant le panneau expérimental ;  
 — lors des terrassements de la plate-forme située au  
 niveau de la 4<sup>e</sup> nappe, le panneau expérimental n'a été  
 dégagé que sur la moitié de sa longueur entre les niveaux  
 des 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> nappes, ceci pendant une période d'une  
 dizaine de jours.

Les phases de travaux peuvent se résumer en une succes-  
 sion d'excavations et de mises en tension des tirants jus-  
 qu'au niveau de la 4<sup>e</sup> nappe, suivies d'une dernière exca-  
 vation jusqu'au fond de fouille (fig. 3).  
 Les impératifs du chantier ne correspondant pas forcé-  
 ment à ceux qu'exigerait un bon déroulement des  
 mesures, les terrassements ont été conduits de telle façon  
 que le fond de fouille présentait des discontinuités impor-  
 tantes au voisinage immédiat du panneau expérimental,  
 lors de certaines phases de travaux.

**3 Déroulement des travaux**

Fig. 3 Phases de travaux (phases de terrassement et de mise en tension des tirants)

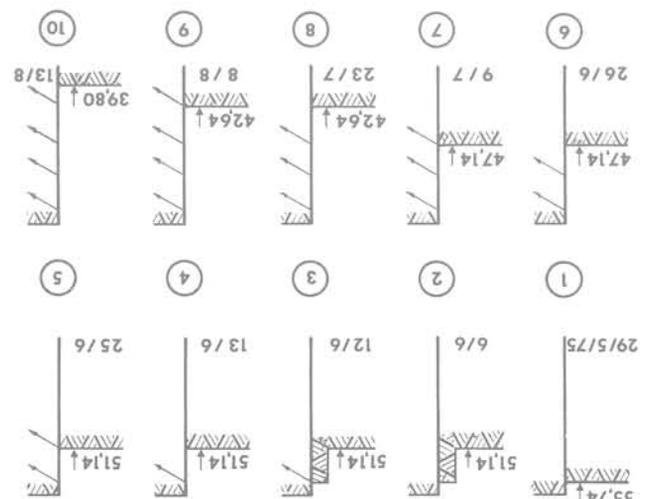


Fig. 4 Dispositif utilisé pour l'application des capteurs de pression totale contre les parois de la tranchée

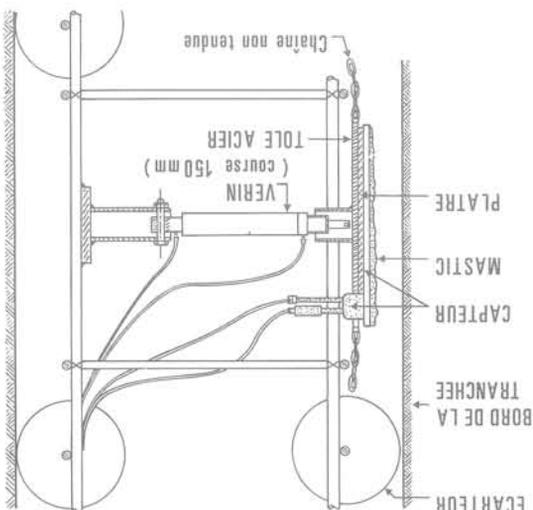
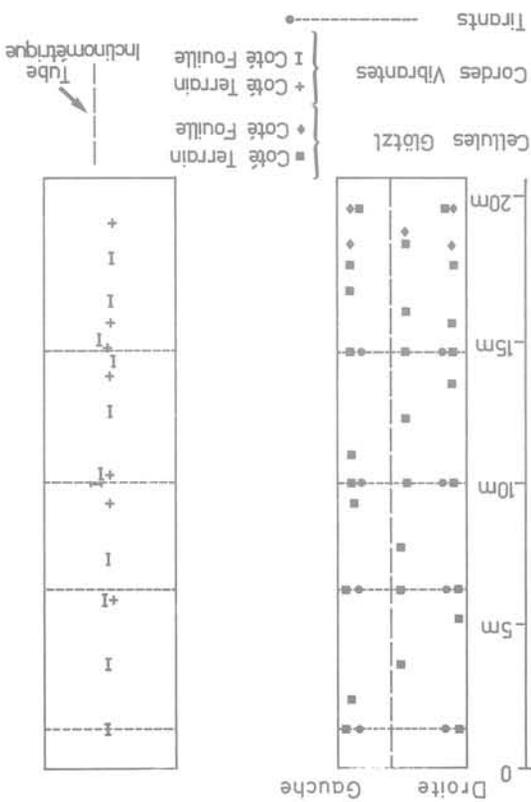


Fig. 5 Implantation des appareils équipant le panneau de mesure



La pression du béton au cours du bétonnage a été mesurée au moyen d'un capteur Glötzl placé verticalement à 1,30 m. au-dessus du fond de la tranchée.

Les déformations relatives du béton ont été mesurées au moyen de 20 extensomètres à corde vibrante du type Télémac, noyés dans le béton et mis en place de part et d'autre de l'axe de la paroi dans les plans des armatures principales (fig. 5). Ces extensomètres étaient maintenus dans la position choisie au moyen de fils métalliques de petit diamètre attachés aux armatures (fig. 6).

Les tensions d'ancrage ont été mesurées au moyen de cales annulaires du type Glötzl, interposées entre la plaque d'ancrage et la tête du tirant. Une cale a été adaptée à chacun des 8 tirants du panneau de mesure, lors de sa mise en tension.

La déformée de la paroi a été déterminée au moyen d'un inclinomètre du type Soil Instruments, permettant de mesurer à tous niveaux l'inclinaison sur la verticale d'un tube inclinométrique noyé dans le béton de la paroi. La rotation de la tête de paroi a également été mesurée au moyen d'un clinomètre fixe.

Les données concernant le déplacement horizontal de la tête de paroi ont été obtenues :

- au moyen d'un tassomètre (distancemètre) à fil invar dont une extrémité était scellée au fond d'un forage subhorizontal de 15 m. de profondeur réalisé au niveau de la tête de paroi ;
- au moyen de visées optiques effectuées à partir de points situés aux extrémités de la fouille, en dehors de son emprise (ces visées n'ont pas été effectuées sur le panneau de mesure mais sur des panneaux voisins).

Les appareillages de mesure ont presque tous fonctionné. Seuls un extensomètre implanté côté fouille au niveau de la 2<sup>e</sup> nappe de tirants et la cale dynamométrique adaptée à l'un des tirants de la nappe supérieure n'ont fourni aucun résultat. En outre, les mesures inclinométriques ont dû être interrompues à la fin de la 2<sup>e</sup> phase de travaux et n'ont pu être reprises que le 18 juillet, entre les 7<sup>e</sup> et 8<sup>e</sup> phases de travaux, avec un autre appareillage du même type. Les mesures effectuées avec le second appareil n'ont permis de déterminer que les déformées relatives de la paroi au cours des dernières phases de travaux.

## 5 Résultats des mesures

### 5.1 Pression des terres

#### Pression initiale sur la paroi.

Les premières mesures de pression des terres n'ont pu être effectuées qu'une semaine après le bétonnage, alors qu'une excavation d'environ 1,40 m. de profondeur avait été creusée devant la paroi. Compte tenu de la faible profondeur de cette excavation, la distribution de la pression des terres le long de la paroi à ce stade des travaux peut être considérée comme la distribution initiale.

La pression  $\sigma_h$  croît de façon sensiblement linéaire avec la profondeur  $z$  comptée à partir de la tête de paroi (fig. 7), alors que le rapport  $K = \frac{\sigma_h}{\gamma z}$  décroît avec la profondeur (fig. 8) ;

- Alluvions anciennes :  $0,39 < K < 0,75$ ,  $K_{moy} = 0,6$
- Sable de Beauchamp :  $0,37 < K < 0,69$ ,  $K_{moy} = 0,49$
- Marnes et caillasses :  $0,25 < K < 0,70$ ,  $K_{moy} = 0,41$

En revanche les valeurs du rapport de la contrainte horizontale mesurée à la contrainte verticale  $\gamma z_0$  qui s'exerçait au niveau de mesure avant tout terrassement se placent, pour la plupart, dans l'intervalle 0,20-0,50 (moyenne générale : 0,33) quelle que soit la profondeur considérée (fig. 8).

Il pourrait donc sembler, en première analyse, que l'ouverture de la fouille creusée à partir du terrain naturel pour dégager la plate-forme de travail, ainsi que la réalisation de la paroi, n'aient pas modifié sensiblement l'état initial

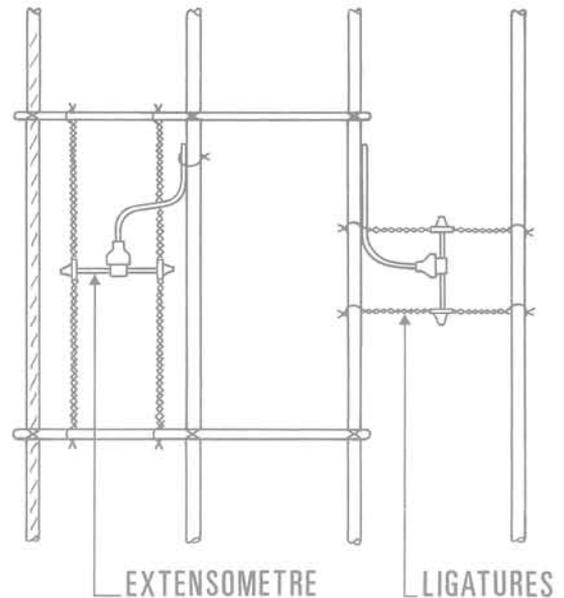


Fig. 6 Dispositif de fixation des extensomètres sur la cage d'armature

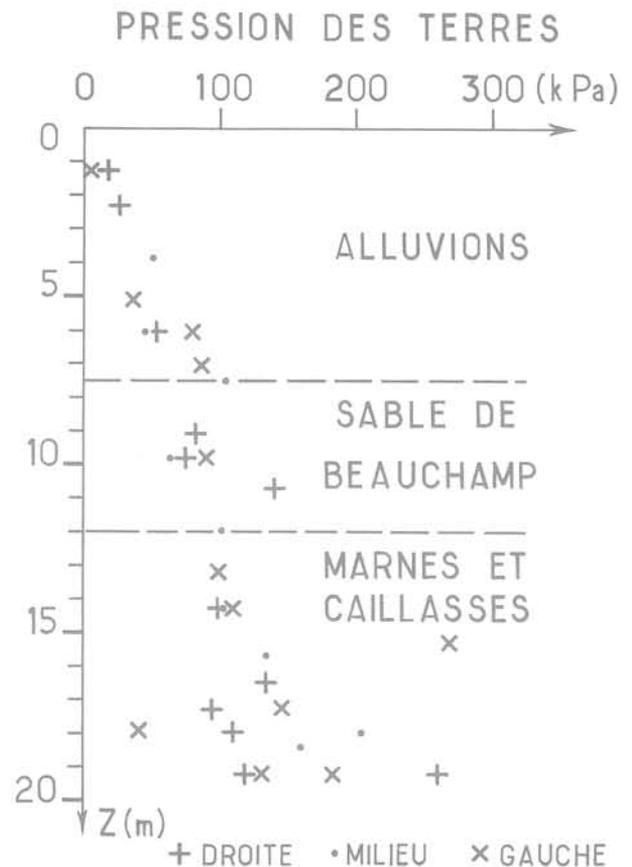


Fig. 7 Distribution initiale de la pression des terres

Le petit nombre de capteurs implantés sur la face avant ne permet pas une détermination précise du diagramme de pression du sol sur la hauteur en fiche. Les pressions mesurées au niveau de deux capteurs situés à 0,50 m. et 1,10 m. au-dessous du fond de fouille correspondent respectivement à des taux de mobilisation de la butée limite théorique de 0,72 et de 0,82, les trois autres capteurs

que le sol soit en état d'équilibre limite. 'd'ancrage de la paroi il n'y avait a priori aucune raison pour considérablement plus faible, mais compte tenu du mode la poussée à court terme étant la poussée à long terme. On notera que cette dernière représente la valeur maximale de poussée limite ainsi calculée (poussée à long terme). On sion sur la face arrière est largement supérieure à la

On remarque que, sur toute la hauteur de la paroi, la pression sur l'horizontale, égale à  $\sigma_a = \frac{3}{2} \sigma'$  dans le cas de la poussée et à  $\sigma_p = -\frac{3}{2} \sigma'$  dans le cas

contraintes sur l'horizontale, en tenant compte d'une inclinaison des différentes couches, sur la base des paramètres de cisaillement drainé de différents des terres, déterminés par la méthode de Caquot-Kérisel figure 10, ainsi que les diagrammes limites de pression droit du panneau de mesures (14 août), est représentée

La distribution de la pression des terres mesurée sur le pourtour de la paroi après la dernière phase de terrassement, quelques heures avant la pose du buton placé au

repos. Dans ces conditions, il semble assez peu vraisemblable relation simple avec le coefficient de pression du sol au

mesurée au moyen d'un capteur Götzi (fig. 9).

tion de la pression horizontale du béton en pied de paroi mènes liés à la prise du béton ainsi que le montre l'évolution de la pression horizontale de la pression horizontale, mais celle-ci est très vite perturbée par les phénomènes liés à la prise du béton ainsi que le montre l'évolution de la pression horizontale de la pression horizontale

— le béton liquide déversé dans la tranchée impose tout d'abord une distribution hydrostatique de la pression horizontale, mais celle-ci est très vite perturbée par les phénomènes liés à la prise du béton ainsi que le montre l'évolution de la pression horizontale de la pression horizontale

ment lors de l'ouverture de la tranchée ; En effet, que l'analyse précédente ne peut être retenue.

En fait, l'examen des sollicitations imposées au sol montre en moyenne de : 0,33.

des contraintes horizontales dans le massif. Dans ces conditions le coefficient de pression des terres au repos serait

en moyenne de : 0,33.

port à la surface initiale du sol ( $z'_0 - z = 3,30$  m)

rapport à la tête de paroi et  $z'_0$  la profondeur par rapport à la surface initiale du sol ( $z'_0 - z = 3,30$  m)

ports  $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$  et  $\frac{\gamma_{z0}}{\sigma'_v}$ , z représentant la profondeur par

Fig. 8 Variations en fonction de la profondeur des rap-

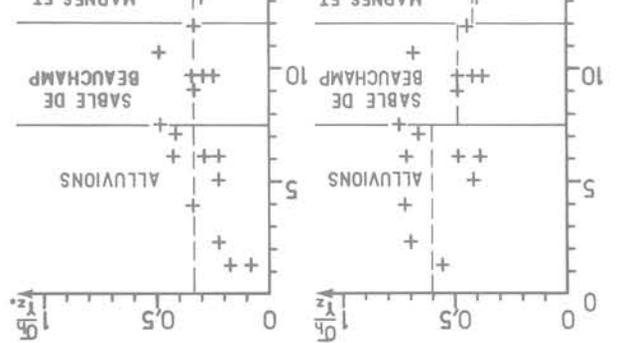


Fig. 8 Variations en fonction de la profondeur des rap-

indiquant des pressions beaucoup plus faibles. Compte tenu d'un remaniement probable du fond de fouille (action des engins de terrassement et décompression du sol) ayant pour effet de réduire la résistance du sol, il semble-rat que celui-ci soit dans un état voisin de l'équilibre limite de butée sur approximativement le tiers supérieur de la fiche et en équilibre élastique sur les deux tiers inférieurs. Les pressions élevées mesurées à la base de la paroi sur la face arrière et les faibles pressions mesurées au même niveau sur la face avant, suggèrent l'existence d'une contre-butée en pied de paroi.

Fig. 10 Distribution de la pression des terres à la fin des terrassements

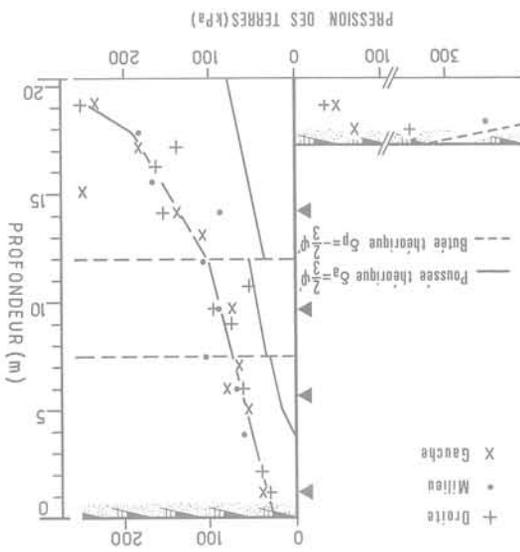


Fig. 9 Evolution de la pression du béton liquide à 1,30 m au-dessus du fond de tranchée au cours du bétonnage du panneau

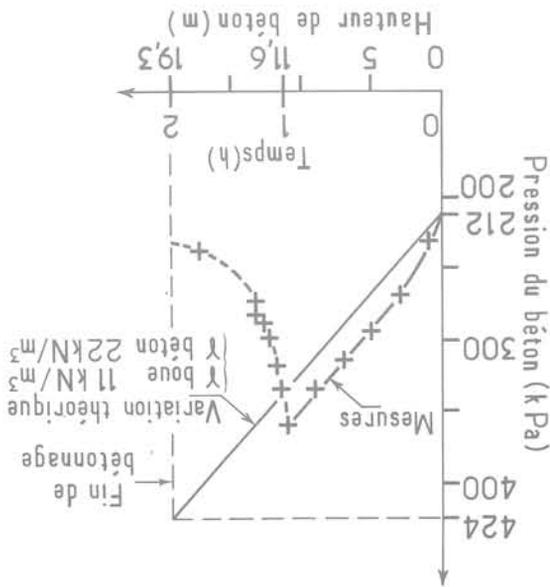


Fig. 9 Evolution de la pression du béton liquide à 1,30 m au-dessus du fond de tranchée au cours du bétonnage du panneau

*Variations de la pression sur la paroi au cours des phases intermédiaires de travaux.*

Les variations moyennes de la pression du sol (moyenne des variations mesurées le long des trois files de cellules) entre la première phase assimilée à l'état initial et la fin des travaux sont représentées figure 11. L'allure et l'amplitude de ces variations dans la partie en fiche sont bien cohérentes avec l'hypothèse d'une contrebutée en pied de paroi. Les variations constatées sur la hauteur hors fiche sont en revanche, très faibles puisqu'elles ne dépassent pas 30 kPa. Ces variations globales sont la résultante de variations de signe différent, qui se sont produites lors des principales phases de travaux (terrassements, mises en tension des tirants) ainsi qu'entre ces phases.

Les phases de terrassement (fig. 12) se traduisent par une diminution de la pression du sol sur la face arrière au-dessus du niveau de terrassement et dans certains cas par une mise en contrebutée du sol, au-dessous de ce niveau. On note généralement une légère augmentation de la tension des tirants les plus proches du niveau d'excavation.

Une mise en tension (fig. 13) se traduit par une augmentation de la pression du sol au contact de la face arrière, de part et d'autre du niveau de la nappe mise en service, l'augmentation de pression étant maximum au niveau de cette nappe. On note également une légère diminution des tensions des tirants des nappes supérieures.

On a également constaté des variations sensibles de la pression du sol au cours des périodes de « repos » séparant les principales phases de travaux (fig. 14). Ces variations semblent être dues en grande partie aux travaux réalisés de part et d'autre du panneau de mesures au cours de ces périodes, un panneau ne travaillant pas indépendamment des panneaux voisins. Un phénomène de déformation différée du sol peut également intervenir dans ces variations.

*Dispersion des mesures.*

Les mesures de pression des terres peuvent être assez fortement dispersées, notamment celles effectuées à un même niveau de la paroi. Cette dispersion n'est pas liée seulement à un « vrillage » du panneau de mesures dû aux discontinuités de terrassement (vrillage qui modifie la distribution de la pression du sol), puisqu'elle apparaît également lors des mesures initiales (fig. 7). Elle tient également aux conditions de contact entre les capteurs et le sol qui peuvent varier d'un capteur à l'autre en raison des différences d'épaisseur du cake, du remaniement plus ou moins grand du sol, de la présence de gros éléments.

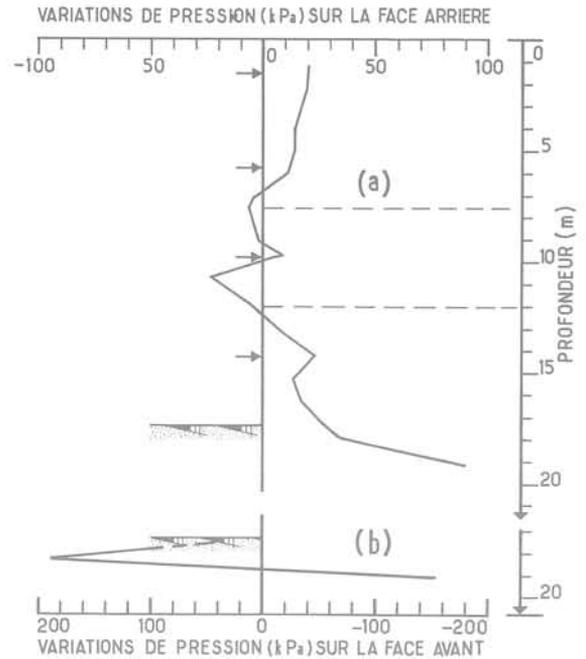
**5.2 Tension d'ancrage**

L'évolution des tensions des sept tirants sur lesquels des mesures ont pu être effectuées est représentée figure 15 en fonction du temps. La comparaison de la tension de service théorique (tension de précontrainte théorique) aux différents niveaux d'ancrage avec les tensions effectivement mesurées à ces niveaux ne fait pas apparaître de divergences sensibles entre ces valeurs en ce qui concerne la première nappe d'ancrage. En revanche, les tensions mesurées dans les tirants de la 2<sup>e</sup> nappe se situent toujours au-dessus de la valeur théorique de service (écart maximal 24 %), alors que celles obtenues pour les tirants des nappes inférieures se situent en permanence au-dessous (écart maximal -27 % pour le tirant droit de la 4<sup>e</sup> nappe). On notera que les divergences constatées entre les tensions de service théoriques et les tensions mesurées apparaissent dès les premières mesures suivant la mise en tension et évoluent peu par la suite.

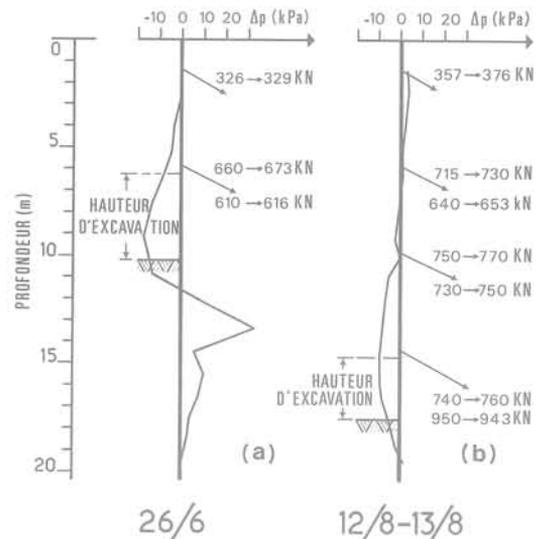
On remarque également des différences très sensibles entre les tensions des tirants de la 2<sup>e</sup> nappe et surtout entre celles des tirants de la 4<sup>e</sup> nappe. Ces différences semblent dues en grande partie au « vrillage » du panneau de mesures lié aux conditions d'exécution des travaux.

**5.3 Déformation relatives du béton**

Dans l'hypothèse où le béton de la paroi travaille en sec-



*Fig. 11 Variations moyennes de la pression des terres au cours des travaux :*  
 a) sur la face arrière  
 b) sur la face avant



*Fig. 12 Incidence des terrassements sur la pression du sol sur la face arrière de la paroi et sur les tensions d'ancrage (\*) :*  
 a) terrassement entre les niveaux des 2ème et 3ème nappes  
 b) terrassement entre le niveau de la 4ème nappe et le fond de fouille

(\*) Les valeurs indiquées au niveau de chaque nappe sont celles des tensions d'ancrages mesurées au niveau des deux tirants correspondants du panneau d'essai au début (valeurs de gauche) et à la fin (valeurs de droite) de l'opération ou de la période considérée. Lors de la mise en tension d'une nappe, seules sont reportées au niveau de cette dernière les tensions mesurées à la fin de l'opération

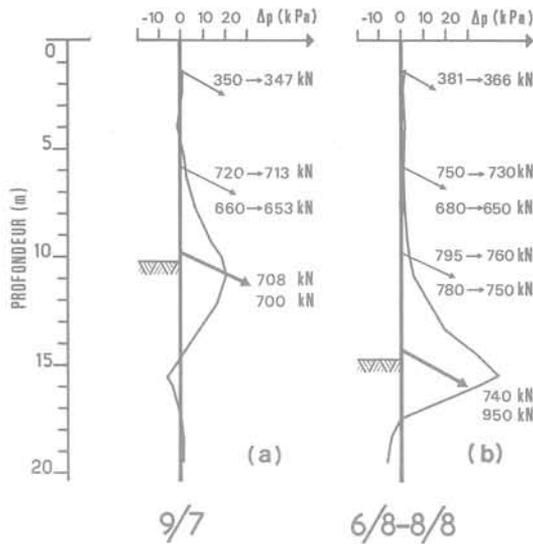


Fig. 13 Incidence de la mise en tension d'une nappe sur la pression du sol sur la face arrière de la paroi et sur les tensions des autres tirants (\*):  
 a) mise en tension de la 3ème nappe  
 b) mise en tension de la 4ème nappe

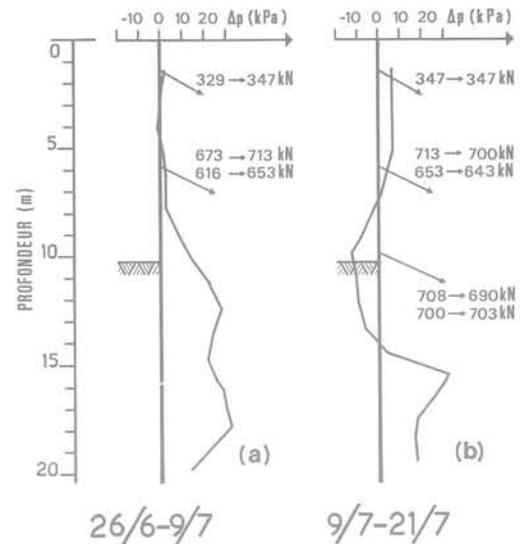


Fig. 14 Variations des tensions d'ancrage (\*) et de la pression sur la face arrière de la paroi au cours de périodes de « repos »:  
 a) entre les 6ème et 7ème phases de travaux  
 b) entre les 7ème et 8ème phases de travaux

tion homogène les déformations relatives  $\epsilon_T$  et  $\epsilon_F$  mesurées respectivement côté terrain et côté fouille dans le plan des armatures principales à un niveau donné peuvent être exprimées en fonction du moment fléchissant  $M$  et de l'effort normal  $N$  par mètre de paroi, s'exerçant à ce niveau. On a alors,

$$\epsilon_T = -\frac{N}{Ee} - \frac{Md}{EI} \quad (1)$$

$$\epsilon_F = -\frac{N}{Ee} + \frac{Md}{EI} \quad (2)$$

avec les notations et conventions de signes suivantes :

$e$ , épaisseur de la paroi  
 $E$ , module d'Young de béton

$I = \frac{e^3}{12}$ , inertie de la paroi par mètre linéaire

$d$ , distance de l'axe de la paroi aux plans des armatures principales ( $d = 0,20$  m.),

$M$  est compté positivement lorsque la concavité de la paroi est dirigée vers l'arrière (côté terrain),

$N$  est compté positivement lorsque la paroi est comprimée axialement.

$\epsilon_T$  et  $\epsilon_F$  sont positifs lorsque le béton travaille en traction.

La transformation de ces relations conduit :

$$\epsilon_M = \frac{1}{2} (\epsilon_F - \epsilon_T) = \frac{Md}{EI} = \frac{12 Md}{Ee^3} = \lambda M \quad (3)$$

$$-\epsilon_N = -\frac{1}{2} (\epsilon_F + \epsilon_T) = \frac{N}{Ee} = \mu N \quad (4)$$

Il s'ensuit que si l'on reporte en fonction de  $z$  sur un même diagramme les variations de  $\epsilon_F$  et de  $-\epsilon_T$ , l'abscisse de la courbe moyenne est proportionnelle à la valeur du moment fléchissant. D'autre part, la différence  $-2\epsilon_N$  des abscisses des courbes  $-\epsilon_T$  et  $\epsilon_F$  est égale à un facteur près à la valeur de l'effort normal.

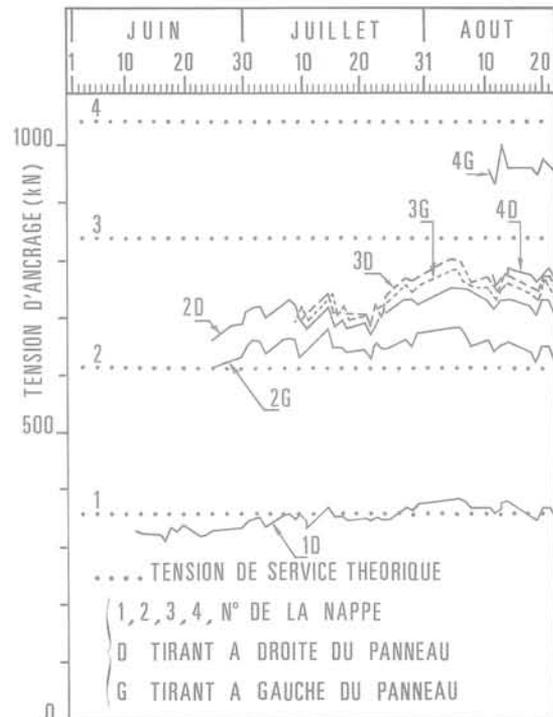


Fig. 15 Variation des tensions d'ancrage pendant la durée des travaux

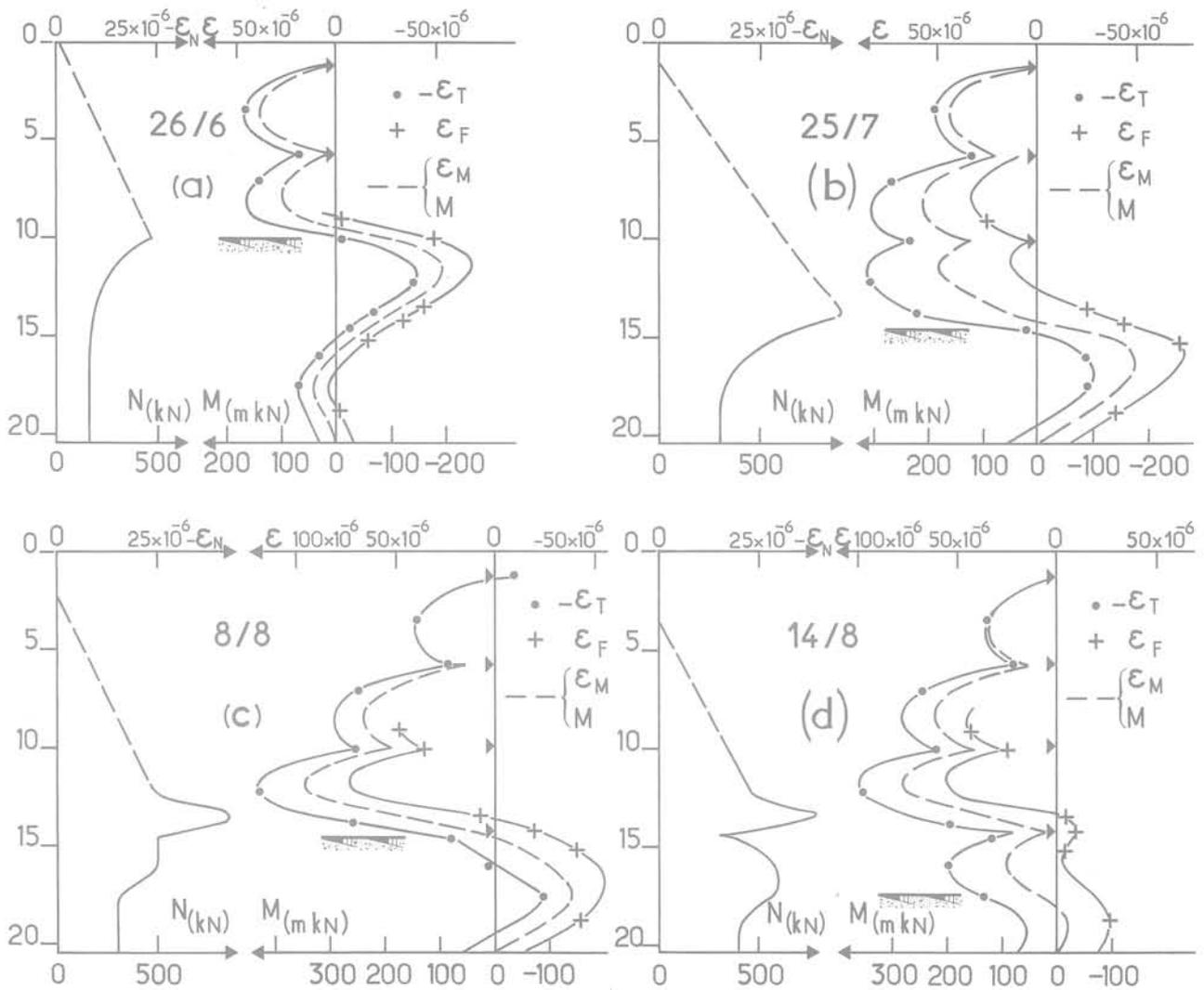


Fig. 16 Diagrammes des déformations relatives du béton :  
 a) après terrassement jusqu'à la 3ème nappe (6ème phase)  
 b) après terrassement jusqu'à la 4ème nappe (8ème phase)  
 c) après mise en tension de la 4ème nappe (9ème phase)  
 d) après terrassement jusqu'au fond de fouille (10ème phase)

Les variations de  $\varepsilon_T$ ,  $\varepsilon_F$ ,  $\varepsilon_M$ ,  $\varepsilon_N$  sur la hauteur de la paroi sont représentées figure 16 pour 4 phases de travaux. On notera :

— qu'en l'absence de mesures côté fouille sur les 9 m supérieurs de la paroi, les courbes  $\varepsilon_M$  dans cette partie du panneau ont dû être déterminées sur la base des valeurs de la rotation  $\omega$  de la tête de paroi indiquées par le clinomètre et des valeurs  $\omega_0$  de la rotation du pied de paroi résultant des mesures inclinométriques effectuées à partir du 18 juillet ( $\omega_0$  a été supposé nul lors des premières phases de travaux). Elles ont été tracées par approximations successives de façon à ce que la fonction  $\varepsilon_M(z)$  satisfasse à la relation :

$$\omega = \omega_0 + \int_0^h \frac{\varepsilon_M(z)}{d} dz \quad (5)$$

Les valeurs de  $\varepsilon_N$  à la partie supérieure de la paroi ne peuvent être obtenues qu'à partir de celles de  $\varepsilon_M$  (au moyen de la relation  $\varepsilon_N = \varepsilon_T + \varepsilon_M$ ) et, de ce fait, ne peuvent être considérées que comme des ordres de grandeur. C'est pourquoi, sur les 9 mètres supérieurs, on a représenté la courbe  $\varepsilon_N(z)$  par une droite qui ne suit qu'approximativement les variations de  $\varepsilon_T + \varepsilon_M$ .

— que les mesures effectuées pendant les 15 jours suivant le bétonnage de la paroi ayant mis en évidence des déformations relativement importantes qui ne pouvaient manifestement pas être dues aux efforts appliqués à la paroi mais résultaient du retrait du béton, les valeurs de  $\varepsilon$  prises en compte pour l'étude de la paroi sont des valeurs corrigées n'intégrant pas les déformations parasites constatées.

## 5.4 Déplacements de la paroi

Le déplacement horizontal de la tête de paroi par rapport au scellement du tassomètre croît assez régulièrement au cours de la fouille pour atteindre 15 mm. en fin d'excavation (fig. 17). Les mesures par visées optiques du déplacement de repères placés en tête de panneaux voisins du panneau de mesures indiquent des déplacements beaucoup plus importants (fig. 17) mettant ainsi en évidence un mouvement du scellement du tassomètre. Bien que les mesures par visées optiques n'aient été réalisées qu'au cours des dernières phases de travaux (au mieux à partir de la 5<sup>e</sup> phase), il est possible d'en déduire une limite inférieure du déplacement absolu de la tête de paroi en fin de travaux, en admettant que, pendant la période couvrant les 5 premières phases, les déplacements sont de l'ordre de ceux indiqués par le tassomètre. Dans cette hypothèse le déplacement de la tête de paroi en fin de travaux est d'au moins 45 mm., c'est-à-dire supérieur à 2/1000 de la hauteur de la paroi. Il s'ensuit que le scellement du tassomètre situé à 15 m. en arrière de la paroi (c'est-à-dire à l'extérieur du coin de poussée théorique) se déplace vers la fouille d'au moins 30 mm. Cela implique que les déformations du sol à l'arrière de la paroi intéressent une zone étendue dont la largeur est vraisemblablement très supérieure à la profondeur d'excavation. L'importance de la zone concernée par la décompression du sol à l'arrière d'un soutènement de grande hauteur a d'ailleurs été mise en évidence par des études théoriques basées sur le calcul aux éléments finis (Deroy, 1975).

Les diagrammes de la figure 17 (visées optiques et tassomètre) mettent en évidence des mouvements de la tête de paroi entre deux phases de travaux intéressant directement le panneau sur lequel sont effectuées les mesures. Ces mouvements sont à rapprocher des variations de pression des terres constatées entre deux phases de travaux, et ont apparemment la même origine.

Les mesures inclinométriques effectuées à partir du 18 juillet n'ont permis de déterminer les déformations de la paroi qu'au cours des dernières phases de travaux. Les déformations de la paroi depuis le 18 juillet sont représentées figure 18, à 3 stades des travaux : après terrassement jusqu'au niveau de la 4<sup>e</sup> nappe (28/7), après mise en tension de celle-ci (11/8) et après terrassement jusqu'au fond de fouille (13/8). Les mesures de déplacement (tassomètre et mesures optiques) n'indiquant aucun recul de la tête de paroi vers l'arrière, l'examen des déformées obtenues le 11 août et le 13 août montre qu'entre ces deux dates, c'est-à-dire lors de la dernière phase de terrassement, la partie inférieure de la paroi s'est déplacée d'au moins 4 mm vers la fouille. Un tel déplacement est cohérent avec les variations de la pression des terres constatées à ce stade du chantier (diminution sensible de la pression sur la face arrière à la partie inférieure de la paroi).

## 6 Discussion et interprétation des mesures

Les paramètres mesurés n'étant pas indépendants les uns des autres, les relations existant entre eux permettent d'apprécier la validité des résultats obtenus et, le cas échéant, de déterminer la valeur de grandeurs difficilement mesurables, telles que le module d'Young du béton, le frottement sol-paroi, etc.

### 6.1 Relations générales entre les paramètres mesures

Les relations entre les paramètres déterminant le comportement de l'ouvrage expriment l'équilibre d'un élément de paroi de longueur unité, limité à sa partie supérieure par la tête de paroi et à sa partie inférieure par une section de cote  $z$  située au-dessus du fond de fouille, ou éventuellement un peu au-dessous, pourvu que l'action du sol sur la face avant puisse être négligée (en raison du nombre très limité de capteurs de pression implantés sur la face avant, il n'a pas été possible d'étudier l'équilibre global de la paroi). A cet élément sont appliqués (fig. 19) :

— la pression des terres  $p$ ,

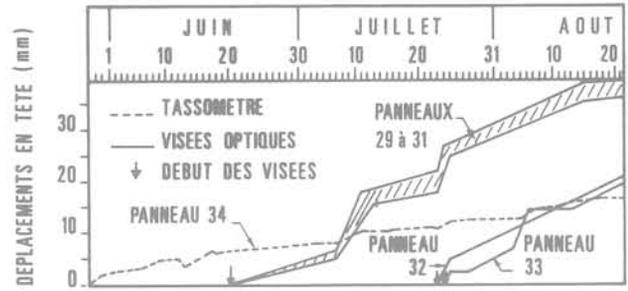


Fig. 17 Déplacements horizontaux de la tête de paroi au cours des terrassements

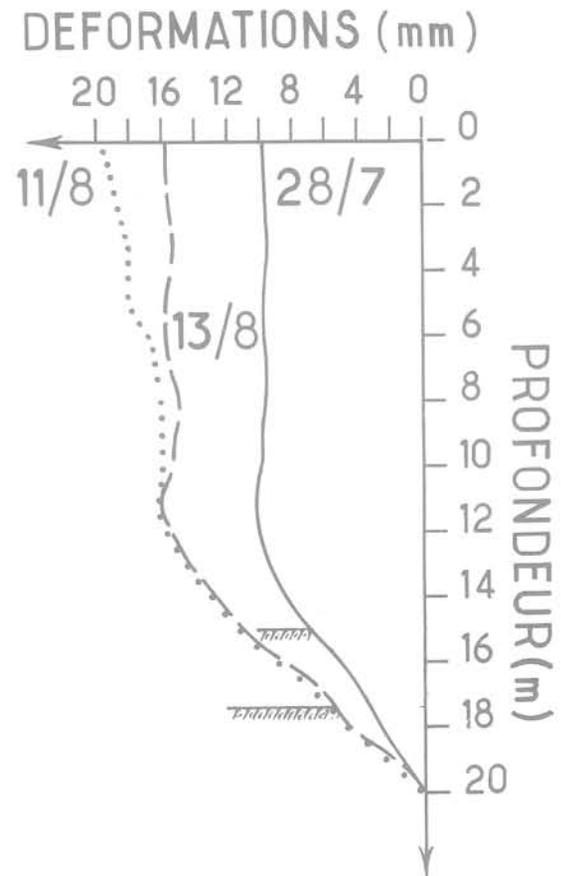


Fig. 18 Déformations de la paroi depuis le 18 juillet à trois stades ultérieurs des travaux

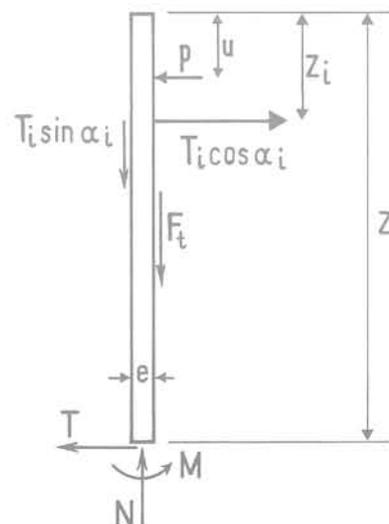


Fig. 19 Efforts appliqués à un élément de paroi

- les composantes horizontales  $T_i \cos \alpha_i$  et verticales  $T_i \sin \alpha_i$  des tensions d'ancrages,
- la résultante  $F_t$  des efforts de frottement du sol sur la face arrière,
- l'effort normal  $N$ , l'effort tranchant  $T$  et le moment fléchissant  $M$  dans la section de cote  $z$ ,

L'équilibre de l'élément conduit aux relations :

$$N = F_t + \sum_1^n T_i \sin \alpha_i \quad (6)$$

$n$  étant le nombre de nappes d'ancrage intéressant l'élément considéré.

$$T = \sum_1^n T_i \cos \alpha_i - \int_0^z p dz \quad (7)$$

$$M = - \int_0^z p (z-u) du + \sum_1^n T_i \cos \alpha_i (z-z_i) - \frac{e}{2} \sum_1^n T_i \sin \alpha_i + \frac{e F_t}{2} \quad (8)$$

ou encore, en combinant (6) et (8),

$$M = - \int_0^z p (z-u) du + \sum_1^n T_i \cos \alpha_i (z-z_i) - \frac{e}{2} \sum_1^n T_i \sin \alpha_i + \frac{e N}{2} \quad (9)$$

$M$  et  $N$  sont par ailleurs exprimés en fonction de  $\varepsilon_M$  et  $\varepsilon_N$ , par l'intermédiaire des relations (3) et (4).

## 6.2 Equilibre de la paroi

Entre deux niveaux d'ancrage, la relation entre le moment fléchissant et l'effort tranchant s'écrit :

$$\frac{dM}{dz} = T + \frac{e}{2} \frac{dF_t}{dz} = T + \frac{e}{2} \frac{dN}{dz} \quad (10)$$

Aux points de moment fléchissant maximum

$$\left( \frac{dM}{dz} = \frac{d\varepsilon_M}{dz} = 0 \right)$$

de cote  $z_{mj}$ ,  $j$  désignant le numéro d'ordre des points rencontrés à partir de la tête de paroi, les relations (7) et (10) conduisent à :

$$T = \sum_1^j T_i \cos \alpha_i - \int_0^{z_{mj}} p dz = - \frac{e}{2} \left( \frac{dN}{dz} \right)_{z=z_{mj}} = - \frac{e}{2} \frac{dN_j}{dz} \quad (11)$$

soit,

$$\int_0^{z_{mj}} p dz = \sum_1^j T_i \cos \alpha_i + \frac{e}{2} \frac{dN_j}{dz} \quad (12)$$

Si le terme  $\frac{e}{2} \frac{dN_j}{dz}$  est faible ou varie peu d'un point de moment fléchissant au suivant, la relation (11) conduit à :

$$\int_{z_{mj-1}}^{z_{mj}} p dz = T_j \cos \alpha_j \quad (13)$$

relation qui exprime que la pression des terres s'exerçant entre deux points consécutifs de moment fléchissant maximum est équilibrée par la composante horizontale des tensions des tirants de la nappe située entre ces deux points.

Au point de moment fléchissant nul ( $\varepsilon_M = 0$ ) de cote  $z_0$  qui se situe le plus souvent à proximité du fond de fouille à

partir de la 3<sup>e</sup> phase de travaux, la relation (9) s'écrit en négligeant ses deux derniers termes qui ont une influence secondaire :

$$\int_0^{z_0} p (z_0 - u) du = \sum_1^n T_i \cos \alpha_i (z - z_i) \quad (14)$$

L'étude de l'équilibre de la paroi a consisté à vérifier pour les principales phases de travaux :

- l'équilibre des forces appliquées au-dessus de chacun des points de moment fléchissant maximum situés dans la partie hors fiche, au moyen de la relation (12) ;
- l'équilibre des forces appliquées entre deux points consécutifs de moment fléchissant maximum situés dans la partie hors fiche, au moyen de la relation (13) ;
- l'équilibre des moments par rapport au point de moment fléchissant nul, des forces appliquées au-dessus de celui-ci, au moyen de la relation (14).

La tension moyenne d'ancrage  $T_i$  par mètre de panneau au niveau de la nappe  $i$  a été évaluée en admettant qu'un tirant équilibrerait les efforts appliqués à la paroi sur une largeur égale à la demi-distance des deux tirants qui l'enca-drent, soit : 2,44 m. ( $T_{id}$  et  $T_{ig}$  étant les tensions des deux tirants de la nappe  $i$  étayant le panneau de mesures) on a donc :

$$T_i = \frac{T_{id} + T_{ig}}{2 \times 2,44}$$

Les mesures de pression des terres étant relativement dispersées, leurs résultantes ont été calculées à partir de diagrammes moyens. D'autre part, le terme  $\frac{dN_j}{dz}$  a été évalué

en affectant la valeur  $E = 30 \text{ GPa}$  ( $3 \times 10^{10} \text{ Pa}$ ) au module d'Young de la paroi.

L'analyse des mesures (le tableau 2 relatif à l'étude de l'équilibre en dernière phase est présenté à titre d'exemple) fait apparaître :

- que pour toutes les phases étudiées, la condition d'équilibre des forces est vérifiée à moins de 12 % près au-dessus des 3 premiers points de moment fléchissant maximum, mais seulement à 21 % près au-dessous du quatrième (Tableau 2).
- qu'entre deux points consécutifs de moment fléchissant maximum, l'écart relatif entre la pression des terres résultante et la composante horizontale de la tension d'ancrage est au maximum 15 % par rapport à cette dernière, au-dessus du troisième point de moment fléchissant maximum, mais atteint 58 % entre le troisième et le quatrième (Tableau 2).
- que la condition de moment nul, vérifiée à moins de 5 % près pour la plupart des phases de travaux ne l'est plus qu'à 11 % en avant-dernière phase et à 17,5 % près en dernière phase (Tableau 2), c'est-à-dire lorsque sont prises en compte dans le calcul du moment de la pression des terres les valeurs mesurées au-dessous du troisième point de moment fléchissant maximum, qui se situe un peu au-dessus du toit des marnes et caillasses.

Les mesures de tension d'ancrage étant considérées comme les plus fiables en raison du caractère éprouvé des techniques de mesure mises en œuvre, l'étude de l'équilibre de la paroi semble indiquer que l'erreur par excès affectant la pression des terres mesurée au niveau des alluvions et du sable de Beauchamp est inférieure en moyenne à 10 % des valeurs déterminées expérimentalement mais est 3 à 4 fois plus forte au niveau des marnes et caillasses (tout au moins à la partie inférieure).

Toutefois en raison de l'écart important constaté entre les tensions des tirants de la 4<sup>e</sup> nappe du panneau de mesures, on ne peut exclure qu'une partie de la pression des terres à la base de ce panneau soit équilibrée par les panneaux voisins (réactions latérales non nulles). Dans

j	$\int_0^{z_{mj}} p dz = A$ (kN)	$\sum_1^j T_i \cos \alpha_i + \frac{e}{2} \frac{dN_i}{dz} = B$	$\frac{A - B}{B}$ (%)	$\int_{z_{mj-1}}^{z_{mj}} p dz = C$ (kN)	$T_j \cos \alpha_j = D$ (kN)	$\frac{C - D}{D}$ (%)
1	154	152,5	1			
2	428	405,5	5,5	274	253	8,3
3	716,5	689,5	3,9	288,5	284	1,4
4	1228	1012	21,4	512	323	58,5
	$\int_0^z p(z-u) du = E$ (mkN)	$\sum_1^n T_i \cos \alpha_i (z - z_i) = F$ (mkN)	$\frac{E - F}{F}$ (%)			
	10439	8876	17,6			

Tableau 2 Etude de l'équilibre de la paroi en dernière phase (14/8)

cette éventualité la pression des terres déterminée au niveau des marnes et caillasses pourrait ne pas être affectée d'une erreur systématique supérieure à celles commises au niveau des couches supérieures.

De toutes façons, quelle que soit l'hypothèse retenue, on notera que la pression des terres sur la face arrière reste toujours supérieure à la pression théorique.

### 6.3 Moments fléchissants et efforts normaux

La détermination de ces paramètres à partir des déformations du béton nécessite la connaissance du module d'Young E de la paroi. Celui-ci a été déterminé à partir de l'expression :

$$\frac{Ee^3}{12d} \varepsilon_M = - \int_0^z p(z-u) du + \sum_1^n T_i \cos \alpha_i (z - z_i) - e \sum_1^n T_i \sin \alpha_i - \frac{Ee^2}{2} \varepsilon_M \quad (14)$$

résultant de la combinaison de (3) (4) et (11).

La résolution de cette équation pour diverses valeurs de z inférieur à 12 m, c'est-à-dire à la profondeur du toit des marnes et caillasses, à partir des données (pression des terres, tensions d'ancrage, valeurs de  $\varepsilon_M$  et  $\varepsilon_N$ ) correspondant à différentes phases de travaux conduit aux valeurs moyennes suivantes :

$$E = 33,2 \text{ GPa}$$

$$e = 0,64 \text{ m,}$$

la seconde mettant en évidence une surépaisseur de la paroi.

On a alors :

$$M \text{ (mkN)} = 3,65 \times 10^6 \varepsilon_M \quad (15)$$

$$N \text{ (kN)} = 21,3 \times 10^6 \varepsilon_N \quad (16)$$

L'étude des diagrammes d'effort normal apporte des enseignements intéressants sur le comportement de la paroi. En dépit de l'imprécision du tracé de ces diagrammes sur les 9 mètres supérieurs, il apparaît, qu'à un stade donné des travaux, l'effort normal augmente avec la profondeur jusqu'au niveau du fond de fouille où il atteint sa valeur maximale puis décroît assez rapidement pour se

stabiliser au-dessus du pied de paroi (fig. 16). On notera toutefois que des singularités du diagramme d'effort normal apparaissent sur une hauteur d'environ 2,5 m entre les 3<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> nappes, lors des deux dernières phases de travaux (fig. 16, c et d). Il semble qu'elles traduisent une fissuration locale du béton de la paroi, auquel cas les relations (15) et (16) ne seraient plus applicables, d'où une indétermination des valeurs de N et de M dans cette zone.

L'effort normal en un point de la partie en fiche, étant lié à la composante verticale des forces d'ancrage  $\sum_1^n T_i \sin \alpha_i$  et à la résultante F des forces de frottement (comptée positivement vers le bas) au-dessus du point considéré, par l'intermédiaire de la relation

$$N = F + \sum_1^n T_i \sin \alpha_i \quad (17)$$

la diminution de N au-dessous du fond de fouille implique la mobilisation d'un effort de frottement ascendant dans la partie en fiche.

Par ailleurs, le frottement  $F_t$  du sol sur la face arrière au-dessus d'un point de la partie hors fiche peut être évalué à partir de la relation (6). D'où l'inclinaison moyenne des contraintes exercées par le sol sur la face arrière au-dessus de ce point :

$$\text{tg} \delta = \frac{F_t}{\int_0^z p dz} \quad (18)$$

L'étude des variations de  $\delta$  sur la hauteur au contact des alluvions et du sable de Beauchamp au cours des travaux (Tableau 3) indique une augmentation de ce paramètre jusqu'à ce que la paroi soit dégagée sur environ la moitié de sa hauteur, suivie par une diminution importante au cours des phases ultérieures de travaux.

Le mécanisme de mobilisation du frottement sol-paroi semble donc être le suivant. L'ouverture de la fouille provoque un soulèvement du sol devant la paroi. Celui-ci

entraîne le développement sur la face avant d'un frottement, qui tend à déplacer la paroi vers le haut. Le sol à l'arrière de la paroi, ainsi que la composante verticale des forces d'ancrage s'opposent à ce mouvement en mobilisant un frottement dirigé en sens inverse. Au-delà d'une certaine profondeur d'excavation la hauteur de contact du sol avec la face avant diminuant, la paroi est moins sollicitée vers le haut d'où une réduction de l'inclinaison des contraintes sur la face arrière.

PHASE	$F_t$ (kN)	$\int_0^z pdz$ (kN)	$tg\delta$
26/6	312,5	615	0,51
25/7	486	747	0,65
8/8	163,5	753	0,22
14/8	141	745	0,19

Tableau 3 Variations de l'inclinaison moyenne des contraintes exercées par les alluvions et le sable de Beau-champ sur la face arrière de la paroi

Les diagrammes de moment fléchissant n'appellent aucun commentaire particulier, leur allure étant celle attendue pour un écran souple homogène. On remarquera cependant qu'ils n'ont pu être déterminés avec une précision relativement bonne, qu'en raison des efforts de compression importants qui ont empêché la fissuration du béton et ont permis de ce fait d'interpréter les mesures extensométriques à partir des formules de la résistance des matériaux applicables aux poutres homogènes.

## 7. Comparaison des mesures et du calcul

Les résultats expérimentaux obtenus après que le fond de fouille eut atteint sa cote définitive au droit du panneau étudié ont été comparés aux valeurs théoriques, fournies par le calcul aux éléments finis d'une part, et par le calcul en poutre élastique tenant compte d'une réaction élasto-plastique du sol (calcul au module de réaction), d'autre part.

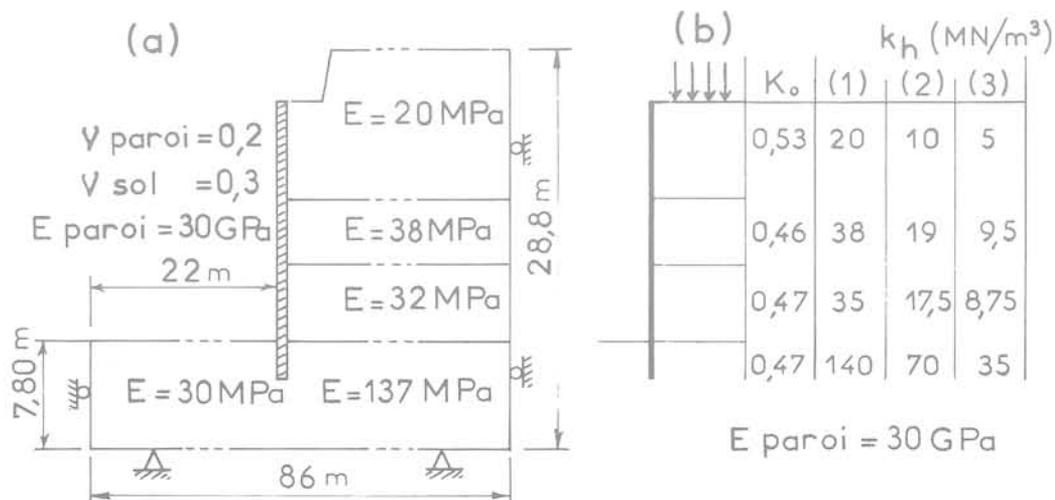
### 7.1 Méthodes et hypothèses de calcul

Le calcul aux éléments finis a été effectué en tenant compte d'un comportement purement élastique du sol. Les valeurs du module d'Young du sol ont été déduites des valeurs  $E_0$  du module tangent à l'origine des courbes contraintes-déformations obtenues à partir des essais triaxiaux consolidés-drainés, le module d'Young affecté à chaque couche étant le module  $E_0$  correspondant à une étreinte latérale  $\sigma_3$  égale à la pression verticale du sol à mi-hauteur de la couche considérée. Le coefficient de Poisson du sol a été pris égal à  $\nu = 0,3$ . Le contour du modèle et les conditions de déplacement aux limites sont représentés figure 20a, sur laquelle ont également été reportées les caractéristiques élastiques attribuées au sol et à la paroi. Le calcul a été effectué au moyen du logiciel ROSALIE (Guellec et al., 1976) en supposant la fouille réalisée en une seule étape.

Le calcul au module de réaction a été effectué en affectant successivement aux différentes couches de sol, 3 ensembles de valeurs du module de réaction  $k_h$  (fig. 20b) proportionnelles au module d'Young, les coefficients de proportionnalité étant choisis de façon que les 3 valeurs de  $K_h$  attribuées à chaque couche couvrent le domaine de variation généralement admis pour ce paramètre compte tenu de la nature du sol (il n'existe actuellement aucune méthode permettant de déterminer la valeur de  $K_h$  dans la partie hors fiche d'un soutènement). La distribution initiale de la pression du sol sur la paroi a été définie à partir des valeurs de  $K_0$  données par la formule de Jaky (fig. 20b), les valeurs limites de la réaction du sol étant déterminées à partir des paramètres de résistance au cisaillement drainé. Les calculs qui tiennent compte des phases intermédiaires de travaux ont été faits au moyen du logiciel établi par S.I.F. Entreprise Bachy (Boudier et al., 1969).

Fig. 20 Hypothèses de calcul :

- a) calcul aux éléments finis  
b) calcul au module de réaction



Les tensions de précontrainte introduites dans les deux types de calcul sont les tensions moyennes de chaque couple de tirants d'une même nappe mesurées immédiatement après leur mise en service.

Les principaux résultats de ces calculs (pression des terres, moments fléchissants, déplacements) sont représentés figure 21, ainsi que les valeurs correspondantes établies sur une base expérimentale.

## 7.2 Comparaison avec les résultats expérimentaux

### Pression des terres

Dans la partie hors fiche, y compris à la partie supérieure des marnes et caillasses, les mesures concordent relativement bien avec les valeurs calculées, les premières étant toutefois systématiquement supérieures aux secondes. L'écart entre les mesures et le calcul au module de réaction est sensiblement plus important.

A la partie inférieure de la paroi, les pressions calculées par les éléments finis et les pressions mesurées divergent fortement. Ceci tient, au moins en partie, au fait que le calcul élastique n'impose aucune limite aux contraintes dans le sol et ne peut tenir compte d'une plastification locale au sol, telle que celle qui s'est vraisemblablement produite côté fouille sur le tiers supérieur de la fiche. En revanche, dans la partie hors fiche, où la pression sur la face arrière est toujours supérieure à la pression à l'équilibre limite de poussée, le schéma élastique est bien adapté.

### Moments fléchissants

Compte tenu d'une plastification locale probable du sol en fond de fouille, les diagrammes de moment fléchissant obtenus à la base de la paroi, par le calcul élastoplastique au module de réaction, doivent être considérés comme les plus réalistes du moins en ce qui concerne leur allure, car, contrairement à une opinion très répandue, les valeurs du

moment fléchissant sont très sensibles aux valeurs du module de réaction. Dans la moitié inférieure de la paroi, le diagramme expérimental se situe dans la zone délimitée par les diagrammes théoriques obtenus à partir des valeurs extrêmes du module de réaction. Dans la partie supérieure, les divergences entre le diagramme expérimental et les diagrammes obtenus par les deux méthodes de calcul sont très importantes, le calcul aux éléments finis conduisant toutefois aux valeurs les moins discordantes.

### Déplacements

Le calcul aux éléments finis donne un ordre de grandeur assez satisfaisant des déplacements de la tête de paroi (30 mm pour une valeur réelle d'au moins 45 mm) et du point de scellement du tassomètre (19 mm pour une valeur réelle d'au moins 30 mm). Il met également en évidence l'importance de la zone de décompression du sol à l'arrière de la paroi, le calcul indiquant un déplacement horizontal de la surface du sol égal à 5 mm à 60 mètres de la tête de paroi, soit à une distance de celle-ci correspondant à trois fois la profondeur totale de la fouille.

En revanche le calcul au module de réaction conduit à des déplacements très inférieurs aux déplacements réels. Dans le cas étudié, cette sous-estimation des déplacements résulte essentiellement du fait que ce type de calcul ne tient pas compte des déplacements du sol en arrière des points de scellement théoriques des tirants, ceux-ci étant considérés comme fixes.

### Tensions d'ancrage

La comparaison des tensions moyennes mesurées pour chaque couple de tirants avec les valeurs calculées (tableau 4) ne fait pas apparaître de divergences très importantes entre les mesures et le calcul. Le calcul aux

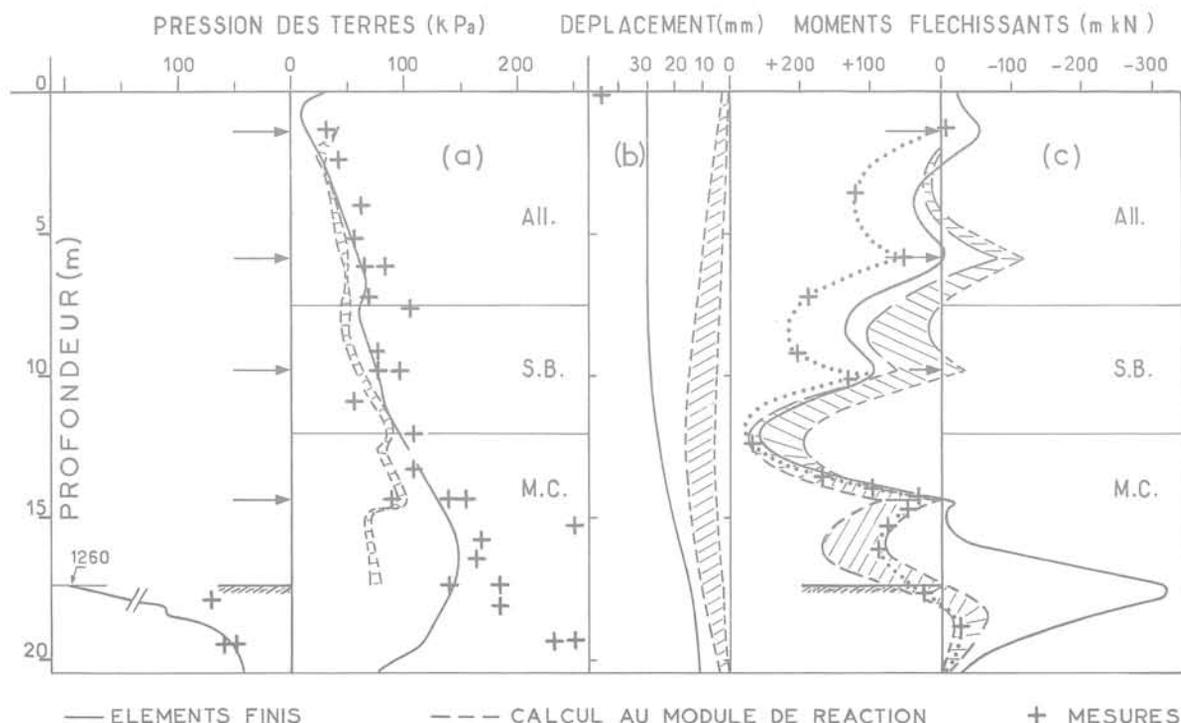
Fig. 21 Comparaison des résultats du calcul avec les résultats expérimentaux obtenus en dernière phase de travaux :

a) pression des terres

b) déplacements

c) moments fléchissants

Les surfaces hachurées représentent le domaine de variation des résultats du calcul au module de réaction compte tenu des valeurs extrêmes admises pour  $K_H$



éléments finis donne toutefois des résultats plus satisfaisants sauf en ce qui concerne la 4<sup>e</sup> nappe.

Nappe		1	2	3	4
Tension effective de précontrainte (kN)		324	635	704	845
Tension finale (kN)	mesurée	375	700	770	870
	éléments finis	359	691	804	1010
	calcul en poutre	329	643	725	855

Tableau 4 Comparaison des tensions d'ancrage mesurées et calculées en phase finale

Il apparaît donc que les résultats du calcul aux éléments finis concordent mieux, dans l'ensemble, avec les résultats expérimentaux que ceux obtenus par le calcul au module de réaction. Ceci résulte en particulier du fait que le schéma de comportement du sol considéré dans le premier type de calcul est relativement bien adapté au cas étudié, alors que le second ne peut tenir compte des déplacements des points de scellement des tirants, qui semblent jouer un rôle assez important vis-à-vis du comportement de l'ouvrage.

## 8. Conclusions

L'étude expérimentale de la paroi moulée de la S.E.R.E.T.E. apporte un certain nombre d'informations relatives aux appareillages et techniques de mesure utilisés, au comportement de la paroi et à la validité des méthodes de calcul employées.

Les appareillages permettant d'obtenir les valeurs des tensions d'ancrage (cales dynamométriques), les déformées relatives de la paroi (inclinomètre) et les déformations relatives de béton (extensomètres à corde vibrante) se sont, dans l'ensemble, avérés fiables et suffisamment sensibles, les difficultés rencontrées au cours de l'interprétation étant liées essentiellement à un nombre insuffisant d'extensomètres à la partie supérieure de la paroi et à l'interruption momentanée des mesures inclinométriques. Les résultats fournis par les capteurs de pression totale utilisés pour la mesure de la pression des terres sont sensiblement moins précis, vraisemblablement en raison des conditions de contact sol-capteur qui peuvent être très différentes pour des capteurs intéressant une même couche. On notera cependant que la dispersion des mesures n'est pas seulement due aux conditions de fonctionnement des capteurs, mais reflète certainement une distribution irrégulière de la pression sur la paroi due à l'hétérogénéité du sol et au vrillage du panneau de mesures résultant des conditions particulières d'exécution des terrassements. Quoi qu'il en soit, le nombre important de capteurs implantés sur la face arrière de la paroi a permis d'obtenir un ordre de grandeur acceptable de la pression du sol sur cette face.

En ce qui concerne le comportement de la paroi, l'étude expérimentale a permis de déterminer, aux divers stades des travaux, la distribution de la pression des terres sur la

face arrière de la paroi, la distribution des moments fléchissants et des efforts normaux ainsi que les valeurs des tensions d'ancrage. Elle a plus particulièrement montré :

- que la pression initiale des terres sur la paroi n'est vraisemblablement pas en relation simple avec le coefficient de pression du sol au repos ;

- que le comportement du sol à l'arrière de la paroi est un comportement « élastique », la pression sur la face arrière restant supérieure à celle correspondant à l'équilibre limite de poussée ;

- que les déplacements de la paroi vers la fouille, qui atteignent en tête de paroi une amplitude supérieure à 2/1000 de sa hauteur totale, résultent de la décompression du sol dans une zone très étendue à l'arrière de l'ouvrage. Cette décompression est, en effet, encore sensible à une distance de la paroi supérieure à trois fois la profondeur de la fouille ;

- que l'importance des efforts de compression axiale appliqués à la paroi (dus à la composante verticale des forces d'ancrage et au frottement sol-paroi) a empêché la fissuration du béton et que de ce fait la paroi s'est comportée comme un écran souple homogène.

Cette étude a en outre permis de mettre en évidence le mécanisme de la mobilisation du frottement sol-paroi.

La confrontation des mesures aux résultats du calcul montre que le calcul aux éléments finis, bien que basé sur des schémas très simplifiés (comportement purement élastique du sol, phases intermédiaires de travaux non prises en compte), donne une image assez réaliste du comportement de l'ouvrage et du sol qui l'environne.

Les résultats du calcul au module de réaction concordent moins bien avec ceux déduits des mesures, principalement en ce qui concerne les déplacements de la paroi dont les valeurs théoriques sont très inférieures aux valeurs réelles. Ces divergences entre les mesures et le calcul au module de réaction sont dues essentiellement au fait que celui-ci ne tient pas compte des mouvements du sol qui se produisent à l'arrière de la paroi, à l'extérieur de la zone intéressée par les tirants, mouvements qui, dans le cas étudié, semblent avoir une influence assez sensible sur le comportement de l'ouvrage.

Les auteurs tiennent à exprimer leur gratitude

à MM. Deroy et Thomann, Ingénieurs au L.C.P.C., qui ont effectué les calculs aux éléments finis de la paroi,

à M. Makhoul, ex-stagiaire au L.C.P.C., pour sa collaboration à l'analyse des mesures,

à M. Luong, Ingénieur au Laboratoire de Mécanique des Solides de l'École Polytechnique,

pour les discussions fructueuses qu'ils ont eues avec lui, au cours de cette étude.

## Références bibliographiques

BOUDIER J., GILLARD J., MASTIKIAN L. (1969). — « Calcul de stabilité des parois moulées sur ordinateur — Comparaison avec des observations faites in situ — Cas particulier d'une enceinte cylindrique », Compte rendu du 5<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Mexico, Sessions Spéciales 14 et 15, p. 45-49.

DELMAS F., GANDAIS M., HABIB P., JOSSEAUME H., LUONG M-P., PILOT G. (1977). — « Comportement d'un soutènement en paroi moulée », Compte rendu du 9<sup>e</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondation, Tokyo Vol. 2, p. 43-46, Bull. de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Numéro spécial VI F, p. 70-73.

DEROY J.-M. (1974). — « Settlement behind anchored walls », Master of Sciences Thesis, University of Alberta.

GUELLEC P., HUMBERT P., RICARD A. (1976). — « La méthode des éléments finis et le système Rosalie », Bull. de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 81, p. 152-162.

*Livres reçus :*

**Numerical methods in geomechanics — Aachen 1979**

Proceedings of the Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen 2 — 6 April 1979

Prof. W.WITTKÉ (editor)

Inst. Foundation Engg., Soil & Rock Mech. & Water Ways

Constr., Aachen

March & July 1979, 25 x 18 cm, c.2000 pp in 4 vols.

with figs. and photos.

ISBN 90 6191 040 4

Cloth, Hfl. 365/DM 338/\$ 180.00/£90/FF 795

Le colloque, qui s'est déroulé à Aix (Aachen), R.F.A., était organisé par le Comité International de méthodes numériques et par l'Institut pour le Calcul des Fondations, la Mécanique des Sols et des Roches et les Travaux Hydrauliques de l'Université d'Aix, afin de promouvoir les actions visant au développement, à l'amélioration, à l'application et à la promotion des techniques numériques et automatiques en géotechnique. Les deux colloques précédents (Vicksburg 1972 et Blacksburg 1976) ont montré que les

méthodes numériques (éléments finis, différences finies, équations intégrales, etc.) sont devenues un outil indispensable à la résolution de problèmes géotechniques. Au colloque d'Aix, l'accent a été mis sur les applications au calcul des fondations, aux constructions dans la roche, aux lois constitutives et à l'évaluation des méthodes automatiques existantes.

126 communications, en provenance de 30 pays, ont été présentées et décrivent des recherches récentes et des applications réussies de méthodes numériques en mécanique des sols, calcul des fondations, génie géologique et autres domaines géotechniques. Ces communications sont regroupées en :

1. — Développement théoriques
2. — Ecoulement et consolidation
3. — Lois de constitution
4. — Comportement des roches
5. — Cavités souterraines
6. — Interaction sol-structure
7. — Remblais et talus
8. — Dynamique.



# consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la R.F.G. et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites-ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, c/o E.N.P.C.-D.F.C.-B. MANDAGARAN, 28, rue des Saint Pères - 75007 PARIS.

L'auteur recevra gratuitement vingt tirés à part. Des exemplaires supplémentaires pourront lui être adressés sur sa demande, à titre payant par le Service chargé de la publication.

## Présentation du manuscrit

**1** Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 x 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à conditions que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

**2** Le titre doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manuscrit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit

être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnes, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes : elle sera limitée à trois caractères : X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Eventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

**3** Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

**4** Les illustrations seront aussi dépouillées que possible ; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicités en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique ; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 x 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre « chronologique » d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies) sera telle qu'une réduction conduira à une largeur « publiée » dans la R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

5 Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 x 297 mm, recto). Des exemples et une explication pour chaque tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront l'objet d'une numérotation particulière en séquence suivant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Eventuellement, numéroter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

6 Toutes les formules, équations et expressions mathématiques devront de préférence être dactylographiées, et les symboles clairement identifiés.

Dans tous les cas où une ambiguïté est à craindre, il est souhaitable d'écrire à la main les formules mathématiques du texte.

Les lettres utilisées comme symboles doivent être définies lorsqu'elles apparaissent pour la première fois dans le texte, les figures ou les tableaux. Elles devront faire l'objet d'une liste alphabétique (dénommée « NOTATIONS ») donnée en annexe.

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusions doit être identifié en marge (par exemple : prime et un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres grecques doivent être également identifiées dès leur première apparition. Toutes ces identifications seront faites en marge au crayon.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré pour faciliter la lecture.

Généralement, la plupart des expressions mathématiques sont composées en italique. Cependant, les abréviations de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des logarithmes naturel ou vulgaire (Ln et log) sont imprimées en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en caractères gras.

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple

$1/(a + b)$  et non sous la forme  $1/a + b$  ou  $\frac{1}{a + b}$ . On

portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :

{ | ( ) }. On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe  $\sqrt{\quad}$  et l'exposant - 1 de préférence au signe  $1/\quad$ . Exemple : écrire  $(a x^{-1} \text{ tg } y)$  plutôt que  $(a/x) \text{ tg } y$ . Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire :

$\exp [2 x^2 / (1 - y)^2]$  plutôt que  $e^{\frac{2 x^2}{(1 - y)^2}}$ .

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ', ", des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations.

7 Les références citées dans le texte doivent être ras-

semblées en ordre alphabétique dans une « liste de références » donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

Le classement se fait suivant le nom de l'auteur suivi de l'année de publication (ex : DUPONT A. — 1975). S'il y a au plus trois auteurs, citer les noms de chacun d'eux. S'il y a quatre auteurs ou plus, citer le premier et le faire suivre de la mention « et al ». Quand deux ou plusieurs références concernent un même auteur, les classer par ordre chronologique à la suite les unes des autres. Toute référence faite dans le texte à un auteur donné, devra comporter le nom du premier auteur et l'année de publication entre crochets. D'une manière générale, toutes les références données en annexe doivent être citées dans le texte, sauf si la liste constitue une bibliographie. Dans ce cas, l'annexe correspondante sera appelée « BIBLIOGRAPHIE ».

Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article entre guillemets) du nom complet de la revue en italique, du numéro du volume, du numéro de la revue, du lieu de publication du mois et de l'année, des numéros de la première et dernière page (cf. exemple ci-dessous).

WOODS R.D. (1968) « *Screening of Surface Waves in Soil* » — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division — Proceedings of the A.S.C.E. — Vol. 94 n° SM4 ANN ARBOR Mich. U.S.A. — Juillet 1968 — pages 951-954.

Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre entre guillemets, de celui du livre en italique, du numéro de l'édition, du numéro du volume, du nom complet de l'éditeur, du lieu d'édition, de l'année, éventuellement du numéro des pages concernées (cf. exemple ci-dessous).

TERZAGHI K. (1943) « *Chap. IX Stability of Slopes* » — Theoretical Soil Mechanics — 4<sup>e</sup> édition John WILEY and SONS Inc. 1947 — pages 144-152.

Thèses

Faire suivre le nom de l'auteur du titre entre guillemets puis donner obligatoirement les indications suivantes : thèse présentée à l'Université de (nom) soutenue le (date) pour obtenir le grade de Docteur (ès-Sciences, d'Université, Ingénieur) (cf. Exemple ci-dessous).

ROCOPLAN J.A. (1964) « *Contribution à l'Etude des Appareils de Mesure de Densité au Moyen de Rayons Gamma* » — Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 16 Juin 1964, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

Communication à un Congrès (ou Conférence)

Faire suivre le nom des auteurs du titre entre guillemets, puis indiquer le mois et l'année et donner le nom complet du Congrès ainsi que le lieu du Congrès ou Conférence (cf. exemple ci-dessous).

DANTU P. (1961) « *Etude Mécanique d'un milieu Pulvérulent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima* », Juillet 1961, Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering — Paris.



