

GEOMPA

P 716

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

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

N°6

65 F

FEVRIER 1979



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

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N°6
FEVRIER 1979

sommaire

résumés	3
incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forées M. Bustamante - D. Gouvenot	5
hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels M. Dejean - P. Duffaut	19
les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles F. Tavenas - S. Leroueil	27
géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Épine (Savoie) J. Darcy	51
mesure de la profondeur des fondations par micro sismique transparence J. Hurtado	65
informations	71

Revue Française de Géotechnique
4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'École 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'Hériteau - 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)

résumés

incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forées

par M. Bustamante - D. Gouvenot

Dans la présente communication, on se propose de chiffrer, et cela à partir d'essais en vraie grandeur, les répercussions sur la portance ou même la capacité à l'arrachement, des facteurs suivants :

- mode d'exécution,
- délai de repos,
- incidents en cours de forage.

Au total, 28 fondations forées ont été comparées, mises en œuvre dans 8 types de sols distincts, réparties sur 11 sites différents.

Après avoir tout d'abord démontré que tous les types de fondations forées (barrettes, différents types de pieux, tirants injectés) obéissent aux mêmes lois générales de comportement, on rapporte les valeurs réelles des termes caractéristiques de portance tels que le frottement latéral et la résistance de points unitaires mesurées sur certaines fondations. Les valeurs réelles de ces termes ont été déterminées expérimentalement sur des fondations forées en vraie grandeur, équipées d'appareils d'extensométrie sur toute la longueur de leur fût ou de leur partie scellée.

On établit dans quelle proportion les facteurs évoqués précédemment, améliorent ou affectent la portance globale des fondations et plus particulièrement les termes de frottement latéral ou de résistance de pointe.

hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels

par M. Dejean - P. Duffaut

Il n'existe pas dans la nature de matériaux qui soient totalement homogènes, isotropes et continus. Aussi a-t-il paru utile d'étudier comment des inclusions de faible module pouvaient modifier la distribution des contraintes autour d'une cavité. La théorie de l'élasticité montre que des cavités augmentent les contraintes de compression à leur voisinage et une étude précédente des auteurs a été consacrée aux moyens de réduction des contraintes à la périphérie des excavations.

Le présent article est consacré à l'étude par la méthode des éléments finis des modifications de la distribution des contraintes introduites par des couches à faible module. Quelle que soit leur longueur ou leur direction relative par rapport au champ de contraintes biaxial initial, ces inclusions réduisent les concentrations de contraintes. Ceci conduit à dire que beaucoup de prétendus défauts du massif rocheux peuvent agir en réalité comme des réducteurs de contraintes automatiques.

les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles

par F. Tavenas - S. Leroueil

Les notions d'état limite et d'état critique constituent un outil très puissant pour la compréhension de la plupart des problèmes pratiques de géotechnique des argiles molles.

On montre d'abord comment l'état limite d'une argile naturelle représente en fait l'ensemble de ses propriétés de résistance, de déformabilité et de fluage.

On analyse ensuite les implications pratiques de ces caractéristiques de comportement quant à l'interprétation des essais de laboratoire et des essais en place courants, le calcul des ouvrages de soutènement et surtout l'étude de la stabilité et des tassements des remblais sur sols compressibles.

géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Épine (Savoie)

par J. Darcy

Au cours des dix dernières années, deux ouvrages souterrains ont été réalisés et un troisième a fait l'objet de réfections après examen détaillé dans le chaînon jurassien du Chat et de l'Épine.

La comparaison des trois ouvrages met en évidence des analogies de nature et de comportement des roches rencontrées. L'hydrogéologie apparaît en relation directe avec la position de l'ouvrage dans la structure et sa cote par rapport au réseau hydrogéographique de surface.

La prévision des structures géologiques dans un tel chaînon est encore difficile malgré la mise en œuvre de tous les moyens dont dispose la géologie. En l'absence de galerie de reconnaissance, ou de sondages très profonds, il est nécessaire de suivre le déroulement des travaux et de réactualiser en permanence les hypothèses de structure pour renseigner les responsables de la réalisation sur la nature et le comportement des terrains à venir.

mesure de la profondeur des fondations par micro sismique transparence

par J. Hurtado

Il est parfois nécessaire de connaître la profondeur de fondations existantes, par exemple pour établir un projet d'excavation profonde au voisinage d'immeubles. La profondeur des fondations peut être mesurée par Micro Sismique Transparence. Le procédé consiste à effectuer un forage, proche de la fondation à reconnaître, et à mesurer les temps de transfert d'un ébranlement depuis un point fixe en tête de la fondation jusqu'à divers points du forage.

La variation de ces temps de transfert permet de situer la base de la fondation.

geology and engineering of tunnels under the chain of Chat and Epine (Savoie, France)

by J. Darcy

In the last ten years two tunnels were achieved while a third was partly repaired after a serious check up in the Jura Mountain (chaîne du Chat et de l'Épine).

The comparison of these three works underlines analogies in nature and behaviour of the rocks. Hydrogeology is in fact in correlation with the position of the work in the structure and in relation to the hydrographic surface network.

The prediction of the geological context in such a chain is still difficult in spite of the possible means used by the geologist. Without investigation gallery or very deep boreholes, it is necessary to be very attentive to the works and to actualize permanently the structural hypotheses so that the engineers in charge can be informed of the nature and behaviour of the soils.

foundations depth measurements by micro sismique transparence

by J. Hurtado

It is sometimes necessary to know the depth of existing foundations, in order, for instance, to design a deep excavation near existing buildings.

The depth of foundations can be measured by Micro Sismique Transparence. A borehole is drilled near the foundation which is to be explored. The time needed by a seismic wave to travel from a fixed point on the top of the foundation to several points in the borehole is measured. The variation of the elapsed time gives the depth of the foundation.

influence of the placing conditions and the at-rest delay on the behaviour and bearing capacity of bored foundations

by M. Bustamante - D. Gouvenot

In this paper the authors try to evaluate from full scale tests carried out on bored deep foundations, the influence on the bearing capacity and also on the pull-out resistance, of the following factors :

- placing technics,
- at-rest delay,
- incidents during the execution of the foundation.

Altogether, 28 bored foundations installed in 8 types of soils on 11 different testing sites are compared.

After showing that any kind of bored deep foundation (bearing elements, different types of piles, grouted prestressed anchors) behaves according to the same general laws, the actual values of the characteristic bearing parameters such as skin friction and point resistance are given for some foundations. The actual values have been determined experimentally from full-scale bored foundations, instrumented with extensometry devices placed all along the shaft or the fixed grouted length.

The authors show how the above mentioned factors can increase or alter the bearing and anchoring capacities of foundations and more precisely the skin friction and point resistance terms.

heterogeneity in rock masses and tunnel stability

by M. Dejean - P. Duffaut

As no such material does exist in nature, ideally homogeneous, isotropic and continuous, it proves useful to study in which way low modulus inclusions can alter the stress distribution around openings. Elastic theory applied to stress-relieving grooves around openings has been studied previously by the authors and has shown the effectiveness of these alterations.

Here are studied by means of the finite element method, the effects on the stress distribution of thin low modulus layers, either different by their length, or by their direction relative to a biaxial stress field. In every case the stress concentration is definitely relieved. So a lot of so-called defects within the rock mass can act as built-in automatic stress relievers.

the concepts of limit and critical state and their practical applications to the study of clays

by F. Tavenas - S. Leroueil

The concepts of limit and critical state represent a very powerful tool for the understanding of most practical problems in soft clay mechanics.

It is first shown how the limit state surface of a natural clay is actually an image of all its strength, deformation and creep properties.

The practical consequences of these characteristics of clay behaviour are then established in connection with the interpretation of common in-situ and laboratory tests, the design of tied-back support systems and mainly with the analysis of stability and settlements of embankments on soft soils.

incidence des conditions d'exécution et du délai de repos sur le comportement et la portance des fondations forées *

par

M. Bustamante

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

D. Gouvenot

Solétanche Entreprise

1 Introduction

Différents auteurs ont montré que la mise en place des pieux modifie les propriétés du sol encaissant, les altérant ou parfois même les améliorant [1], [2], [3].

C'est ainsi que les sables sont densifiés par le battage ou l'injection sous pression, mais décomprimés par le forage ou le lançage. Quant aux sols cohérents, ils sont en règle générale remaniés par la presque totalité des techniques de mise en œuvre (fig. 1).

Sachant, par exemple, que pour les pieux sollicités verticalement l'effet de frottement latéral se concentre au voisinage immédiat du fût [4], on imagine aisément la répercussion du remaniement sur sa portance globale.

Comme on sait par ailleurs que le degré de remaniement peut évoluer dans le temps, on mesure toute la difficulté à laquelle se heurte l'ingénieur lors du dimensionnement du pieu puisque, après la mise en œuvre, il ignore dans quel sens et dans quelle proportion vont évoluer les paramètres intervenant dans le calcul.

On tentera d'estimer, à partir d'un certain nombre d'exemples concrets de chargements (ou d'arrachements) en vraie grandeur, comment se répercutent sur la portance, les facteurs :

- mode d'exécution,
- délai de repos,
- incidents en cours de forage.

On démontrera aussi, et en tout premier lieu, qu'indépendamment de l'incidence de ces trois facteurs, les fondations étudiées ont toujours obéi aux mêmes lois générales de comportement.

2 Identité de comportement de l'ensemble des fondations forées

La présente étude comparative porte sur un total de 28 fondations profondes (barrette, pieux et tirants), mises en œuvre dans huit types de sols distincts, répartis sur 11 sites différents (fig. 2).

* Présenté au Comité Français de Mécanique des Sols Séance du 9 janvier 1978.

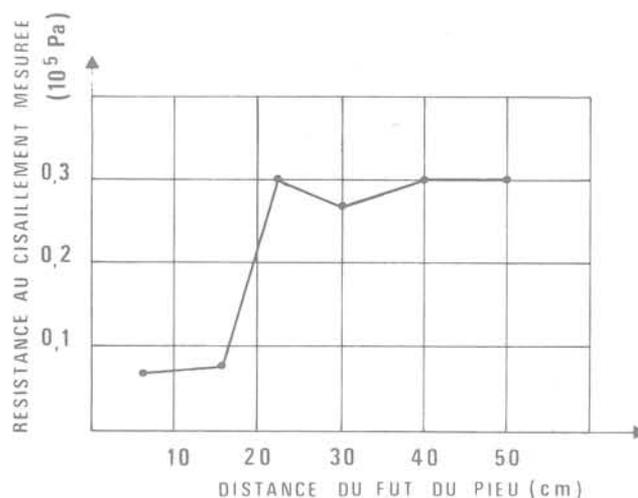


Fig. 1 Résistance au cisaillement au voisinage de la paroi d'un pieu métallique de 900 mm de diamètre

La totalité de ces fondations a été soumise à des essais de chargement (ou d'arrachement) effectués par Solétanche Entreprise ou les Laboratoires des Ponts-et-Chaussées.

Chaque essai a été poussé jusqu'aux charges (ou tractions) limites (fig. 3). Par souci de clarté, on ne rapportera et commentera que les cas les plus représentatifs.

La comparaison de l'ensemble des courbes et diagrammes caractéristiques :

- droites de stabilisation (fig. 4a (barrette) b (tirant)),
- relations « pente des droites de stabilisation - effort appliqué en tête (fig. 5),
- répartition des déformations unitaires le long de la fondation (fig. 6),
- mobilisations du frottement latéral en fonction du déplacement de la fondation (fig. 7),

Figure 2 : Fondations et tirants étudiés

Site	Type de fondation	Mode de perforation	Nombre de fondations	Nombre d'essais de chargement ou d'arrachement	Sols	Appareils de mesures au sein de la fondation
Vallée de la Risle 1969 à 1971	Pieu béton moulé φ 900	Tarière + boue	1	3	Limons	+
	Pieu béton moulé φ 900	Bénoto	1	3	argileux	+
	Pieu métallique φ 900	Bénoto	1	2	(sensibles)	+
Nord de la France 1977	Pieu béton moulé φ 1300	Tarière à sec	1	1	Argile (A _t)	+
	Pieu béton préfab. φ 350	Vérine	1	1	des	+
	Pieu métallique φ 180	Foré coulis + injection (sous pression)	1	1	Flandres	+
North Rankin Field (Australie) 1974	Pieu métallique φ 340	Battage	2	2	Sables	+
	Pieu métallique φ 244	Foré à l'eau claire et tricone et cimenté gravitaire	2	2	calcaires	+
Winnezeele 1976	Tirant TMD	Outil 0 - Lames φ 140 + coulis ciment	4	4	Argile (A _t) des Flandres	+
Douai 1977	Tirant à tube à manchettes central	Tricone φ 140 + bentonite	3	3	Argile (A _t) des Flandres	-
Boulogne Billancourt 1973	Pieu béton moulé φ 560 et 520	Tube battu + soupape	2	2	Craie altérée	+
Mantes 1974	Pieu béton moulé φ 970 à 690	Bucket + bentonite	1	1	Craie altérée	+
ANWB (La Haye) 1971	Pieu béton moulé φ 560	Tarière + bentonite	2	2	Sables argileux	+
Dunkerque 1973 à 1974	Pieu métallique φ 500	Circulation inverse à l'eau φ 660 + cimentation gravitaire	2	2	Sables fins + vases	+
Coudekerque 1973	Pieu façonné (35 x 35) cm	Battage + lancage	3	3	Sables moyens compacts	+
St Nazaire 1977	Barrette (2,20 x 0,62) m	Kelly + bentonite	1	1	Vases et gneiss	+
TOTAL			28	33		-

+ Fondation équipée d'extensomètres

- Fondation ne comportant pas d'extensomètre

Fig. 2 Caractéristiques des différents types de fondations profondes étudiées

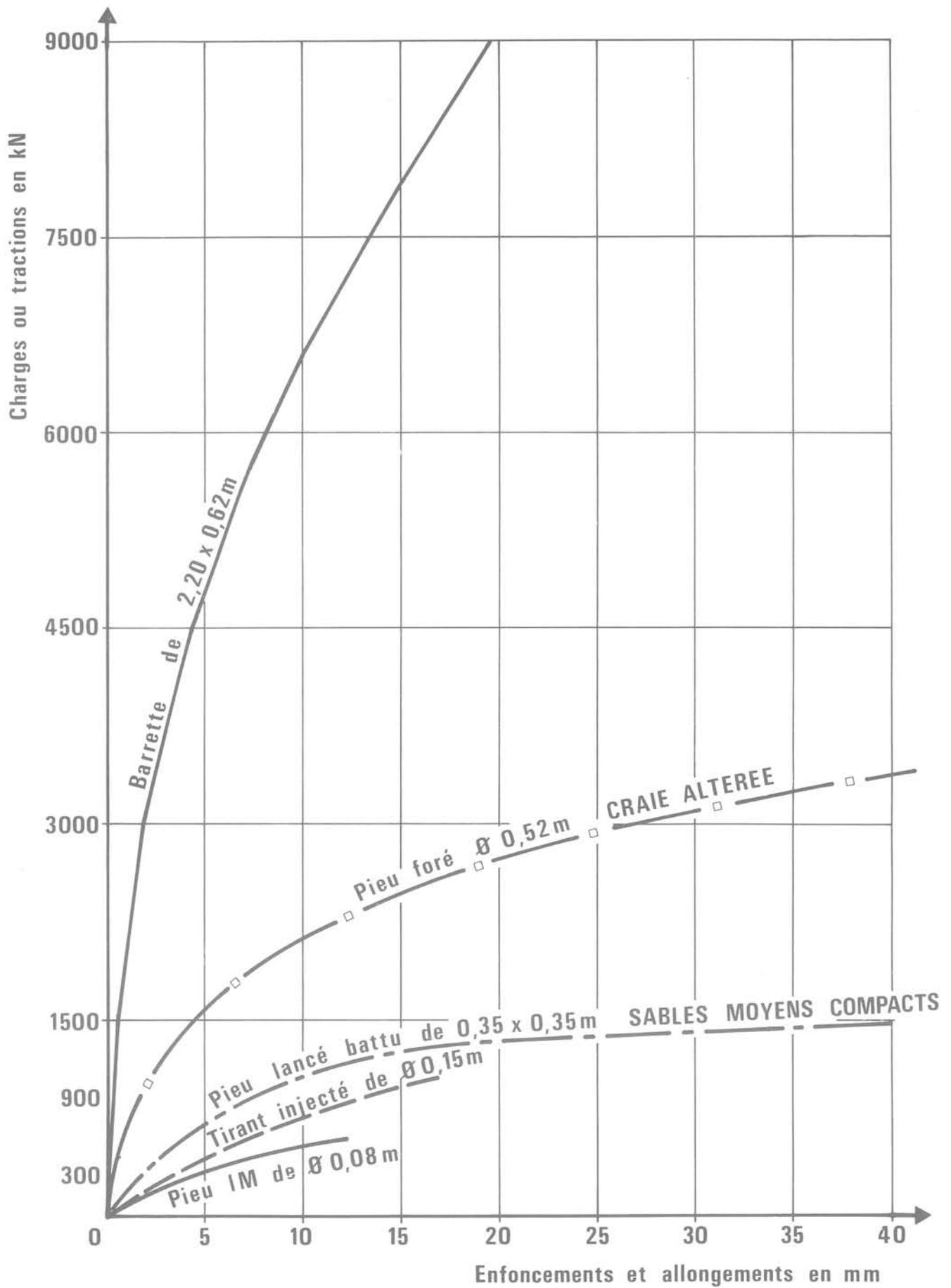
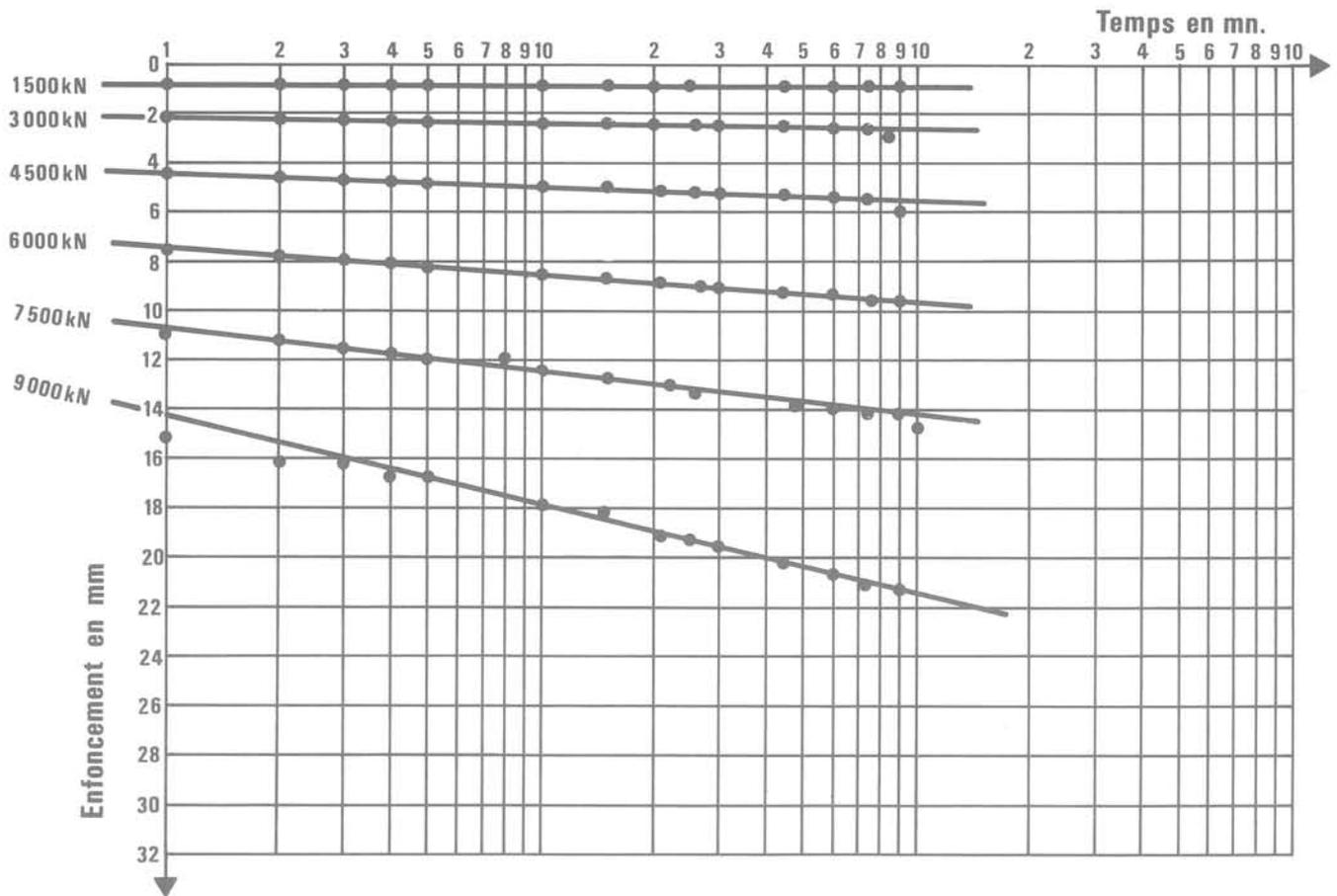
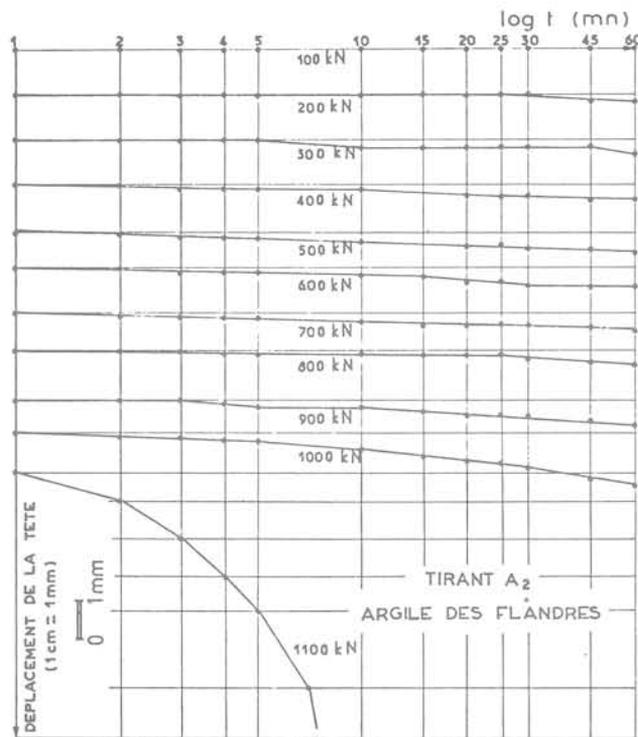


Fig. 3 Résultats d'essais de chargement ou d'arrachement sur des fondations très diverses



4 a Barrette de 2,20 x 0,60 m



4 b Tirant de 150 mm de diamètre ancré dans l'argile des Flandres

Fig. 4 Courbes de stabilisation pour différents paliers d'effort

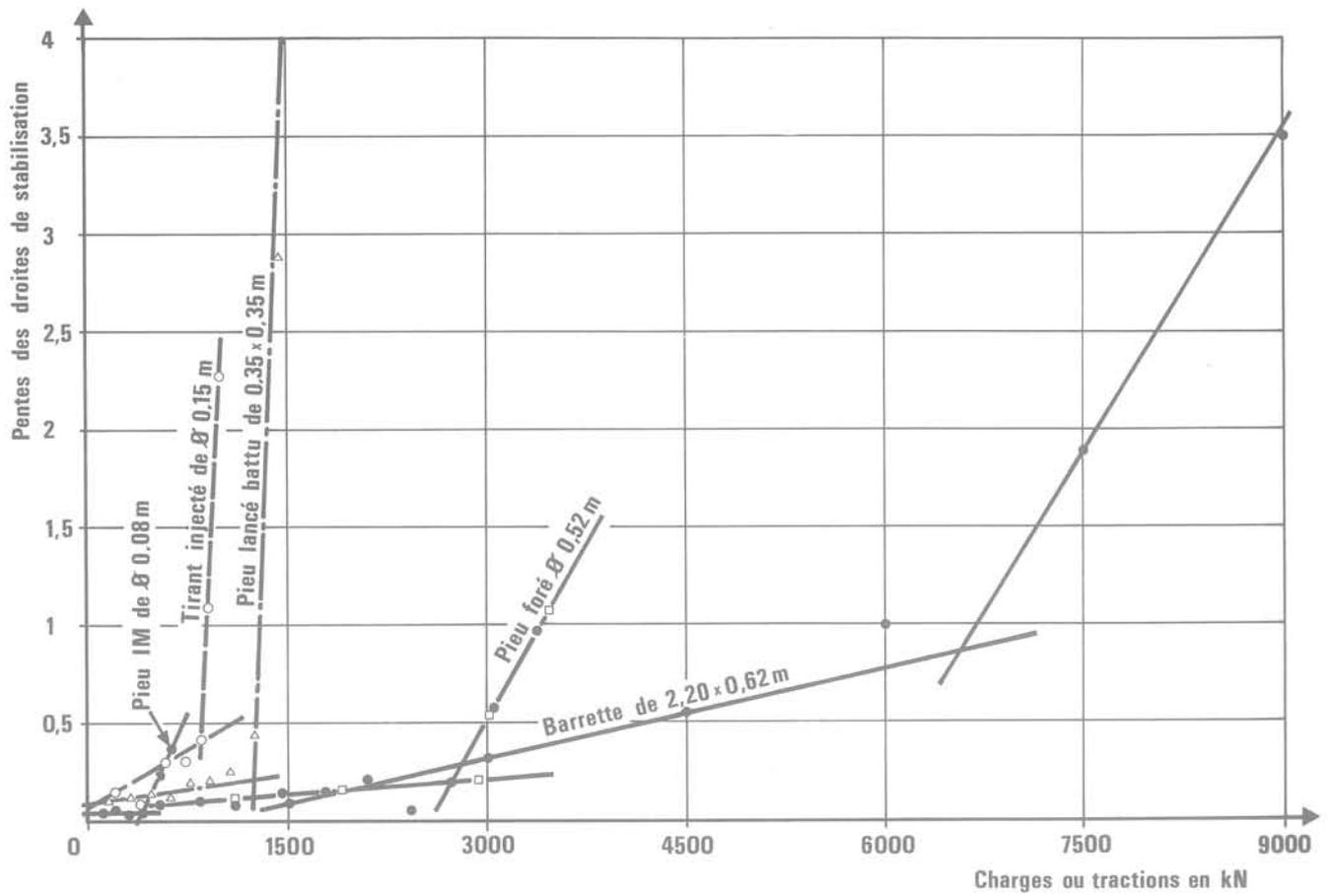


Fig. 5 Exemples de variations des pentes des droites de stabilisation en fonction des efforts

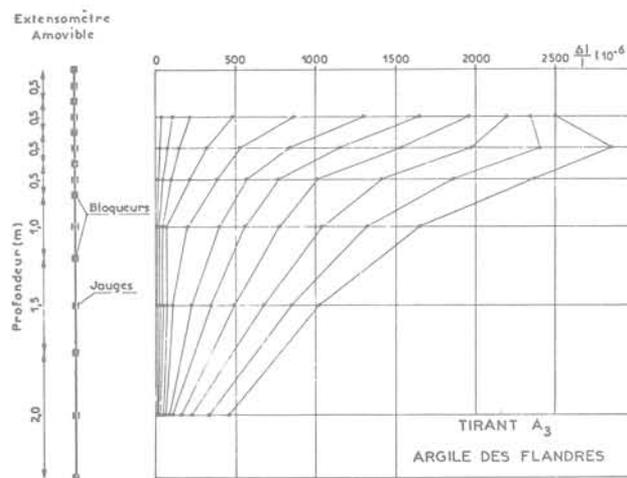


Fig. 6 Répartition des déformations unitaires le long d'un tirant

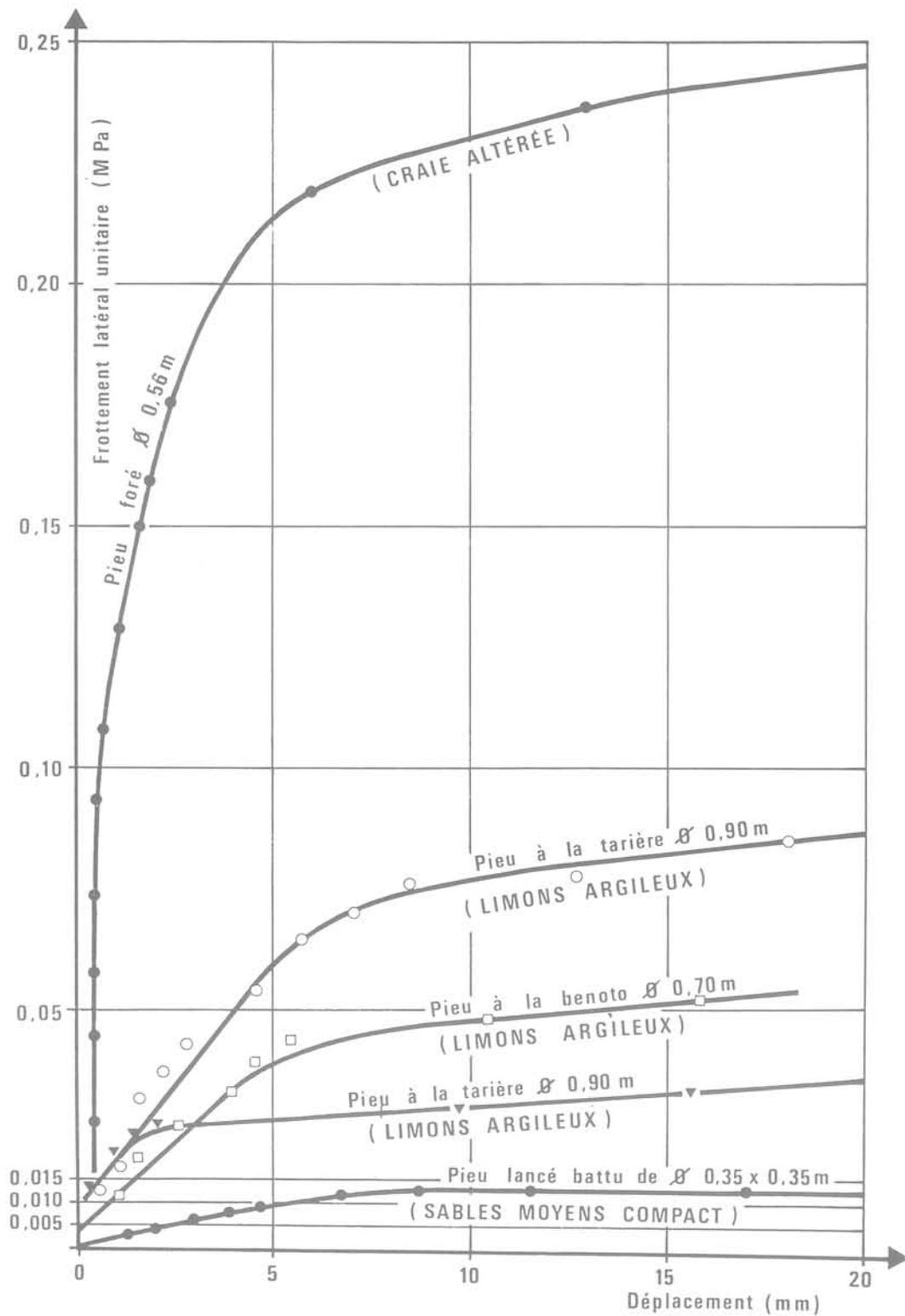


Fig. 7 Mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement de la fondation pour différents types de pieux

confirme, par la similitude des allures, l'identité de comportement mais aussi le fait que toutes ces fondations obéissent aux lois de comportement retenant le principe d'une mobilisation progressive (ou simultanée) de la résistance de pointe et du frottement latéral [5], [6] (fig. 8).

C'est d'ailleurs cette identité de comportement qui a finalement conduit à retenir comme méthode d'interprétation des essais de chargement (ou d'arrachement) les mêmes critères pour tous les types de fondations profondes [7], [8].

3 Incidence du mode d'exécution

Celle-ci, pour un sol donné, se résume à 2 cas :

- à différents modes d'exécution correspondent des capacités portantes (ou d'ancrage) différentes (tableaux 1, 2, 3 et 4),
- à différents modes d'exécution peuvent également correspondre des capacités portantes (ou d'ancrage) identiques ou très voisines (tableau 5).

Cas du tableau 1

Ce tableau présente les valeurs des frottements latéraux unitaires (f_{lat}) obtenues pour 3 pieux expérimentaux soumis sur une période de 3 ans, à plusieurs essais de chargements statiques [9].

Ces trois pieux, de 20 m de longueur et de 900 mm de diamètre, sont encastrés de 10 m dans un limon argileux peu à très plastique de l'albo-aptien. Une analyse diffractométrique a mis en évidence la teneur en montmorillonite importante de ces limons et, par conséquent, leur aptitude au remaniement. Au triaxial, l'ensemble des essais a indiqué une valeur moyenne de la cohésion $C_u = 0,15$ MPa.

Les pieux consistaient en :

- un pieu réalisé à la tarière sous boue bentonitique,
- un pieu foré à la Benoto sous boue bentonitique,
- un pieu métallique, louvoyé par Benoto et fermé à la base.

Pour les deux premiers pieux en béton, la comparaison des valeurs de frottement (f_{lat}) montre que, dans le cas précis de ce limon, l'exécution d'un forage à la tarière sous boue

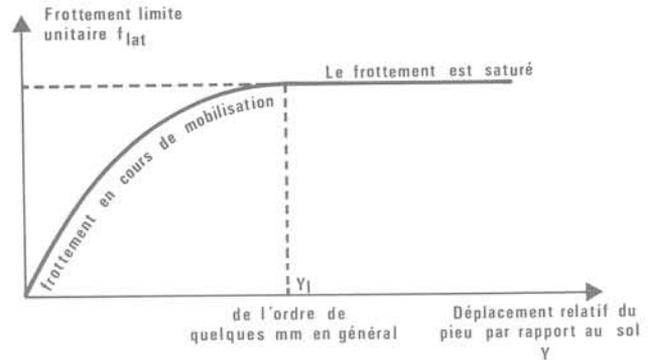


Fig. 8 Loi générale de frottement traduisant la mobilisation progressive du frottement latéral le long du fût d'un pieu

remanie moins le sol autour du fût que la Benoto. Le fût métallique du 3^e pieu, mis également en œuvre par Benoto, présente une valeur encore plus faible du frottement.

Dans tous les cas, on ne peut que constater l'importance du remaniement : pour les premiers essais, la valeur de f_{lat} ne constitue respectivement que 35, 30 et 14 % de la résistance C_u initiale (0,15 MPa). On verra par la suite comment évoluèrent ces mêmes valeurs dans le temps.

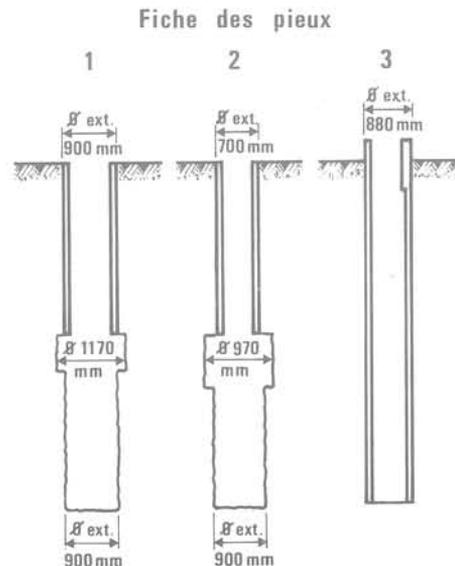
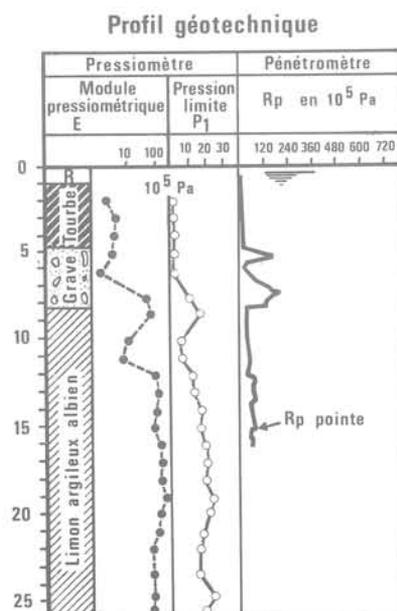
L'analyse des autres résultats présente le même intérêt. Ainsi, les charges limites sous la pointe (Q_p^L) valaient dans le même ordre : 1300, 1350 et 1150 kN pour les premiers chargements. En raison de l'identité des sections pour les trois pieux, ces dernières valeurs, d'ailleurs très proches, confirment le remaniement extrême du sol sous les pointes.

Ces mêmes termes de pointes (Q_p^L) sont à comparer aux valeurs calculées à partir du pressiomètre (2 000 kN), du pénétromètre statique (2 500 kN) et des essais de laboratoire ou du scissomètre (900 kN). Cette dernière valeur incite à penser que le taux de remaniement sous la pointe des pieux s'est trouvé être du même ordre que le remaniement du sol lors de son prélèvement.

Tableau 1 Viaduc de la Risle (1969 à 1971)

Types de fondations :

1. Pieu béton moulé foré à la tarière sans boue \varnothing 900 mm
2. Pieu béton foré à la Bénoto \varnothing 900 mm
3. Pieu métallique \varnothing 880 mm mis en place par machine Bénoto



Frottement latéral au 1^{er} essai 86 à 150 jours après la mise en œuvre

Pieu N°	1	2	3
f_{lat} en 10^5 Pa	0,52	0,46	0,22
Rapport 1/2	1,13	-	-
Rapport 1/3	2,36	-	-

Cas du tableau 2

Suite à différents essais réalisés dans une argile de 0,08 à 0,12 MPa de cohésion non drainée [10], on a pu étudier, dans le but de dimensionner différents types de pieux, les variations du rapport frottement limite/cohésion non drainée du sol, rapport appelé α et qui traduit en fait le taux de remaniement du sol :

$$\alpha = \frac{f_{lat}}{C_u}$$

Pour différents types de pieux forés sans boue à la tarière en 1 300 mm de diamètre, le remaniement du sol a été considérable puisque le coefficient α a pu être estimé à 0,1-0,15.

Par contre, pour un pieu vériné de 350 mm de diamètre, α a atteint 0,4-0,5, valeur très correcte et semblant même constituer un maximum si l'on se réfère à différents auteurs [11], [12].

Toutefois, des pieux métalliques de 130 mm de diamètre forés au coulis de ciment puis scellés par gravité dans leur forage (\varnothing 180 mm) au coulis fortement dosé (C/E = 2,4)*, ont permis d'atteindre des coefficients α supérieurs à 0,7.

Ces différentes expériences montrent nettement l'influence du mode d'exécution. Quant aux bonnes performances des pieux métalliques, elles semblent pouvoir être attribuées d'une part au faible diamètre de perforation (\varnothing 180 mm) qui décomprime probablement moins le sol qu'un forage à sec en \varnothing 1 300 mm, d'autre part à l'utilisation d'une boue de forage au ciment dont l'effet bénéfique est reconnu sur les argiles [10]. Il s'ensuit que les pieux métalliques scellés de ce type présentent des capacités bien supérieures à ce que laissaient prévoir les méthodes de calcul habituelles.

Le pieu vériné, qui provoque le refoulement du sol, bénéficie certainement d'un bon contact du sol, le long de son fût, mais l'adhérence « béton préfabriqué-sol argileux » n'est guère meilleure que celle du contact « acier-sol argileux ».

* Le rapport C/E, qui caractérise un coulis, exprime le rapport des poids du ciment et de l'eau entrant dans la composition de ce coulis. Ainsi, un rapport C/E égal à 2,4 indique un coulis obtenu en malaxant 150 kg de ciment et environ 62 litres d'eau.

Tableau 2 Argile plastique ou très plastique

Coefficient de frottement latéral	$\alpha = \frac{f_{lat}}{C_u} = \frac{\text{mesuré le long du fût}}{\text{détermination sur échantillons intacts}}$
Pieu à la tarière à sec \varnothing 1300 mm	α de 0,1 à 0,15
Pieu en béton préfabriqué vériné \varnothing 350 mm	α de 0,4 à 0,5
Pieu métallique foré au coulis et scellé par gravité	$\alpha > 0,7$

Cas du tableau 3

Sur un champ pétrolier situé au large des côtes australiennes (North Rankin Field) [13], on a été amené à battre des pieux métalliques de 340 mm de diamètre pour fonder une plateforme de forage.

Le sol était constitué d'un sable calcaire dont les grains étaient cimentés à des degrés variables.

Le battage détruisant la structure cimentée du sable, il réduisit considérablement le frottement le long des fûts des pieux. C'est bien ce que montrèrent des essais d'arrachement effectués sur ces pieux : le frottement limite maximum n'atteignant que 30 kPa à 40 m et 75 m de profondeur sous le niveau de la mer.

Devant d'aussi faibles valeurs, il fut décidé de tester, sur ce même site, des pieux métalliques de 250 mm de diamètre mis en place dans un forage de 480 mm réalisé au tricône et à l'eau claire. Les pieux métalliques furent ensuite scellés au sol par injection gravitaire d'un coulis de ciment (C/E \approx 2,4). L'interprétation des essais d'arrachement réalisés sur ces derniers pieux indiqua des valeurs du frottement limite maximum supérieures à 80 kPa soit plus de deux fois supérieures à celles mesurées sur des pieux simplement battus.

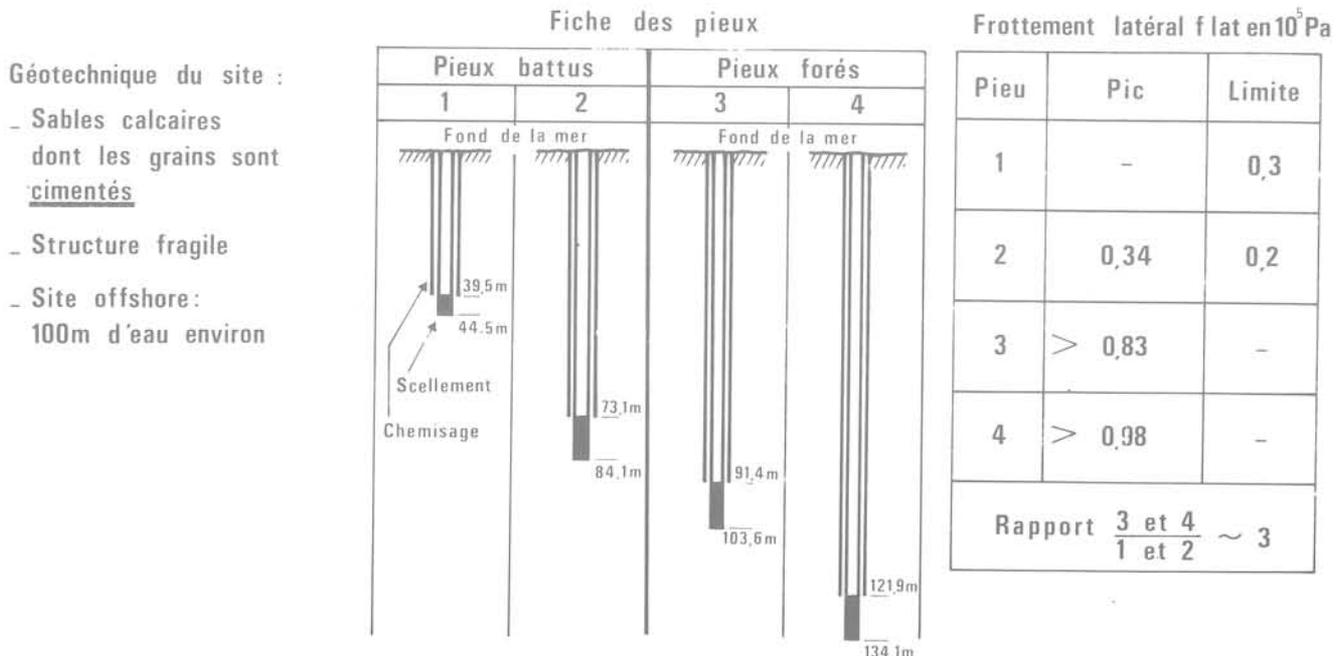
Cet exemple illustre plusieurs faits :

- le battage, considéré souvent comme efficace en raison du refoulement du terrain, ne conduit pas nécessairement aux meilleurs résultats. Dans le cas d'un sol à rupture fragile, comme celui du North Rankin Field, sa structure est

Tableau 3 North Rankin Field (Australie) (1974)

Type de fondations : \varnothing 340 et 244 mm

Perforation : 2 pieux battus \varnothing 340 mm - 2 pieux forés à l'eau claire au tricône \varnothing 48,3 cm et cimentés



détruite par battage et il n'y a plus d'effet de serrage du sol sur le fût du pieu.

- l'état de surface du pieu vis-à-vis du sol joue un rôle essentiel. Dans le cas du pieu battu métallique, le fût est lisse et le frottement atteint est environ 3 fois plus faible que pour le même pieu, scellé au coulis de ciment, par gravité. Le remplissage de l'espace annulaire entre le pieu métallique et la paroi du forage par du coulis réalise une imbrication intime entre le fût du pieu et le sol. Avec une étroite latérale faible, la rugosité du fût du pieu conduit malgré tout à un frottement notable (80 à 100 kPa).

- enfin, qu'une injection de coulis sous pression élevée devrait pouvoir encore augmenter et l'étréinte latérale et l'effet de rugosité : la résistance du sol en place se trouvant ainsi mieux utilisée.

Cas du tableau 4

Ce tableau ne rapporte que les valeurs des tractions limites (T_L) obtenues lors d'essais de tirants [14], scellés dans une argile des Flandres. Les quantités de ciment pour la réalisation des scellements ont été du même ordre (1 500 kg) pour chaque tirant. Chaque série a été injectée en 3 phases, et cela au double obturateur. Seules les techniques de perforation ont été différentes :

- outil à lames + coulis de ciment pour la série des 4 premiers tirants,
- tricône + bentonite pour la série des 3 derniers tirants.

Cette différence peut expliquer le rapport de 1 à 1,6 entre la traction limite (T_L) moyenne des trois derniers tirants et celle des quatre premiers.

Tableau 4

ARGILE DES FLANDRES (A_t): $0,6 < p_t < 0,9 \text{ MPa}$
 $1 < R_p < 1,5 \text{ MPa}$

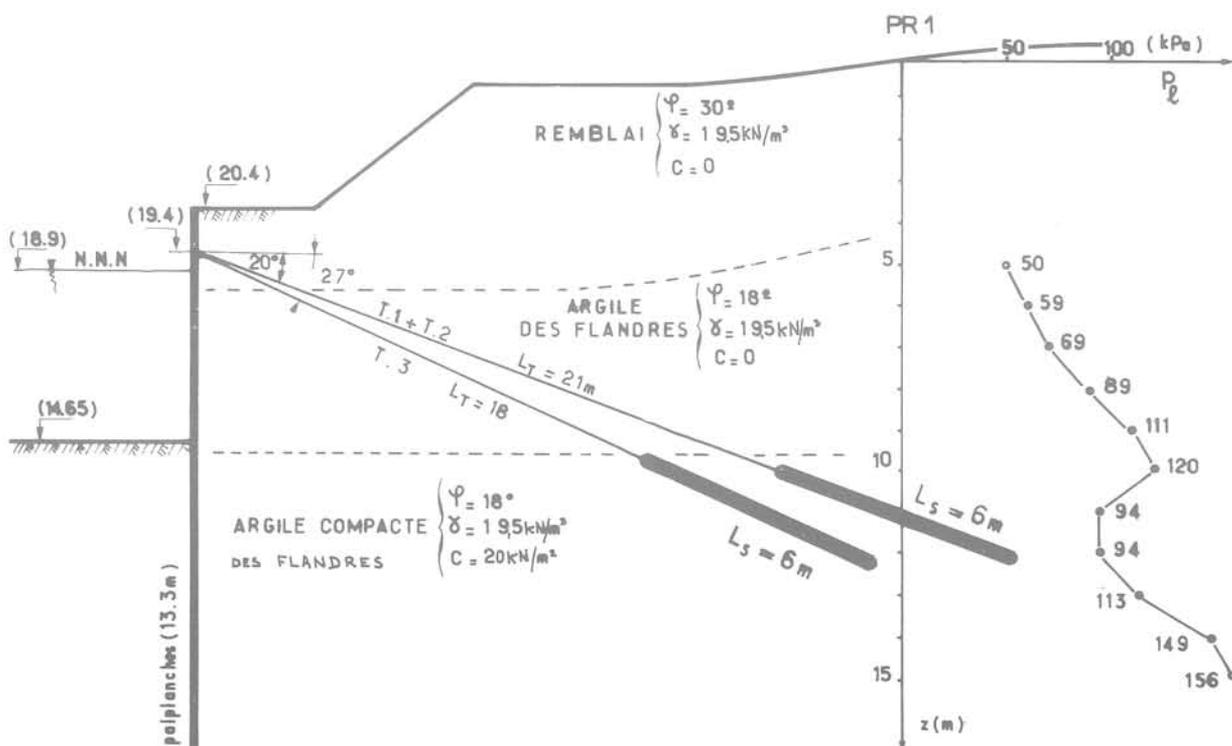
DIAMETRE DU FORAGE : 140 mm

INJECTION: SOUS PRESSION + DOUBLE OBTURATEUR

QUANTITE DE COULIS PAR TIRANT: 1500 kg. CIMENT

TECHNIQUE DE FORAGE	OUTIL A LAMES + COULIS CIMENT	TRICONE + BENTONITE
NOMBRE D'ESSAIS	4	3
TRACTIONS LIMITE T_L (KN)	1000 à 1200 (1125)*	670 à 740 (710)*
RAPPORT DE TRACTIONS	1,6:1	

* VALEURS MOYENNES



Cas du tableau 5

Celui-ci présente les valeurs de frottement latéral unitaire (f_{lat}) obtenues pour 3 pieux forés dans la craie altérée de la Région Parisienne [15], [16]. Les deux premiers pieux (Boulogne-Billancourt) ont été forés à l'eau suivant le procédé classique qui consiste à battre un tubage métallique et à extraire au fur et à mesure de sa pénétration les matériaux à la soupape. Le 3^e pieu (Mantes), pour sa partie fichée dans la craie, a été foré au « bucket » sous boue bentonitique. Dans les deux cas, les pieux ont été bétonnés au tube plongeur.

L'interprétation des mesures a permis de constater que, pour une craie altérée de même capacité ($1,5 < P_1 < 2,0$ MPa) des techniques de perforation utilisées, aucune ne s'est avérée être plus défavorable que l'autre : les frottements latéraux (f_{lat}) moyens étant du même ordre.

4 Répercussion d'un incident en cours de perforation

On peut illustrer ce cas par deux exemples caractéristiques, ceux des tableaux 6 et 7.

Cas du tableau 6

A La Haye en 1971, ont été forés deux pieux en béton moulé de 560 mm de diamètre. Sur un des deux pieux,

l'outil de forage a été cassé et est tombé au fond du forage. Vingt-quatre heures de manœuvres ont été nécessaires pour repêcher l'outil. Outre la décompression du terrain qui a pu se développer pendant ce laps de temps, les différentes opérations de repêchage ont pu remanier la paroi du forage.

Le frottement limite (f_{lat}) a atteint la moitié du frottement obtenu sur l'autre pieu dont le forage n'est resté ouvert que les quelques heures nécessaires à l'exécution du bétonnage.

Cas du tableau 7

A Dunkerque, on a pu effectuer en 1974 une série d'essais de chargement sur des pieux métalliques scellés au sol par injection gravitaire d'abord, puis sous pression élevée ensuite [17]. On n'évoquera ici que le cas des pieux simplement scellés par injection gravitaire.

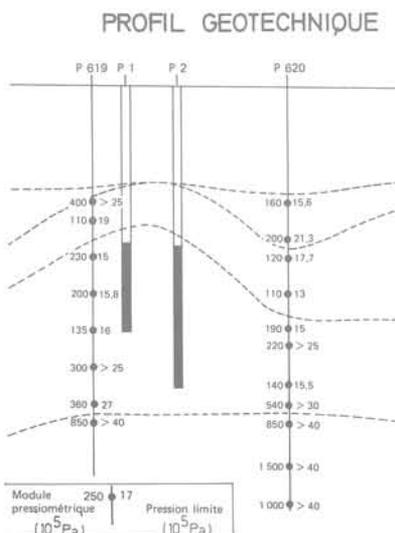
Ces pieux furent forés avec circulation inverse, à l'eau claire. Pour le premier pieu A1, toutes les opérations se déroulèrent normalement et le frottement limite (f_{lat}) atteignit 77 kPa à l'arrachement.

Pour le pieu A3, le forage s'éboula de nombreuses fois et il dut finalement être foré sous la boue, après deux jours de tentatives infructueuses. La décompression des parois du forage s'est répercutée sur la tenue du pieu à l'arrachement, comme en témoigne la valeur du frottement limite valant finalement 36 kPa, soit environ deux fois moins que celle obtenue pour le pieu A1 (70 kPa) dont le forage s'était déroulé sans incidents.

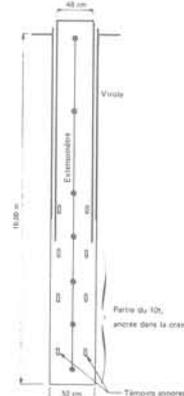
Tableau 5

PIEU	DIAMETRE DANS LA CRAIE (m)	FICHE DANS LA CRAIE (m)
1	0,56	4,75
2	0,52	7,50
FORAGE : TUBE BATTU + SOUPE		

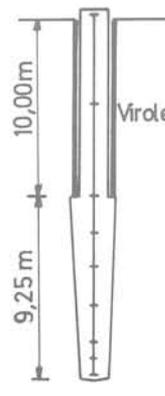
PIEU	DIAMETRE DANS LA CRAIE (m)	FICHE DANS LA CRAIE (m)
1	0,97 à 0,69	9,25
FORAGE : BUCKET + BENTONITE		



SCHEMA du PIEU n°2 (BOULOGNE)



SCHEMA du PIEU (MANTES)



MOBILISATION du FROTTEMENT LATÉRAL

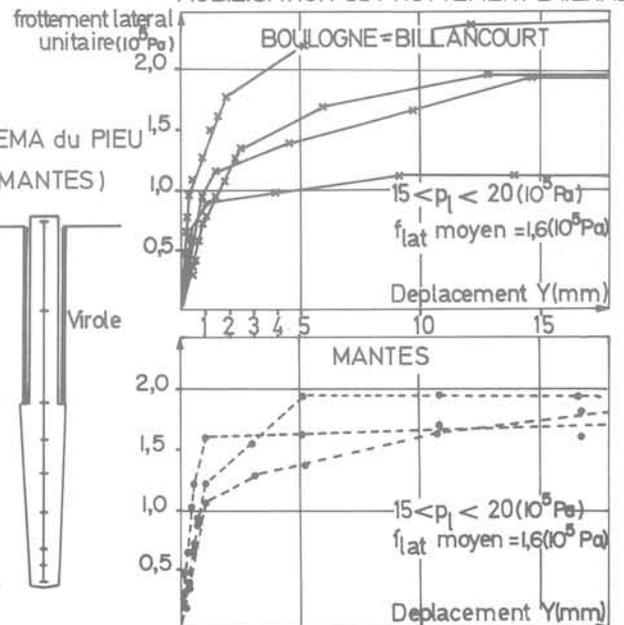


Tableau 6 ANWB - La Haye (1971)
 Type de fondations : pieux béton moulés
 Géométrie : Ø 560 mm
 Perforation : tarière avec boue bentonitique

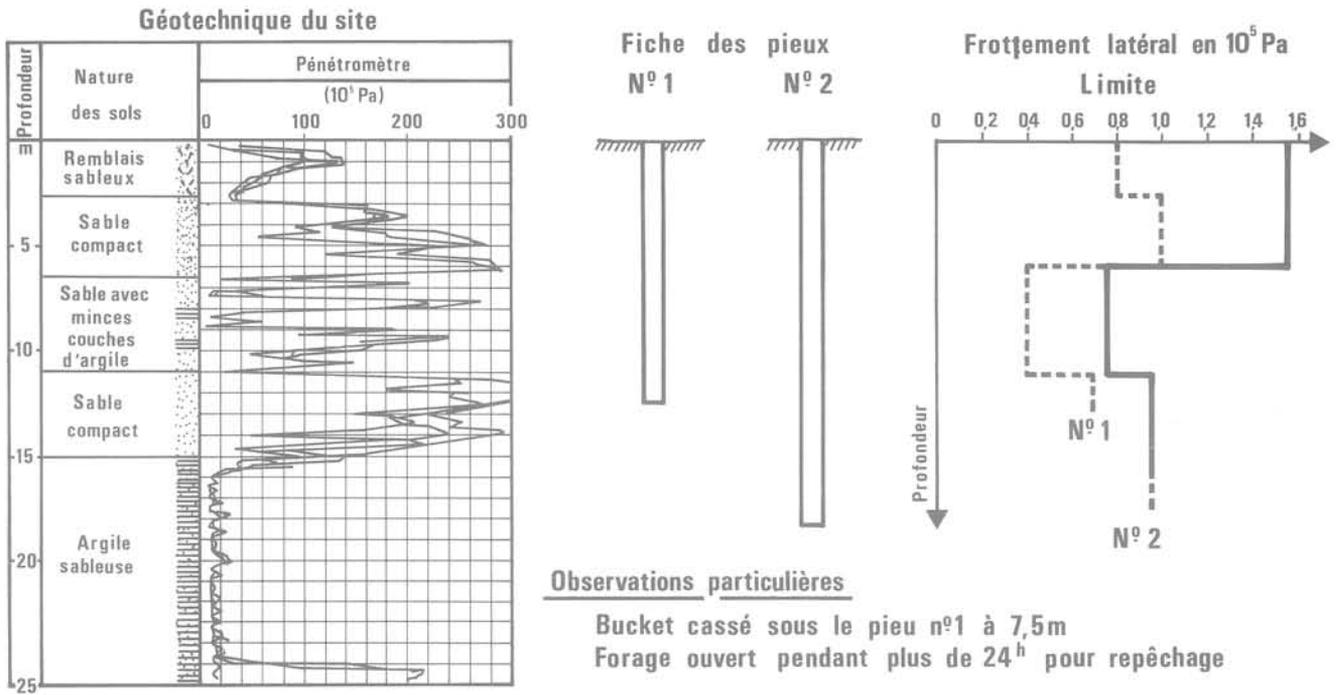
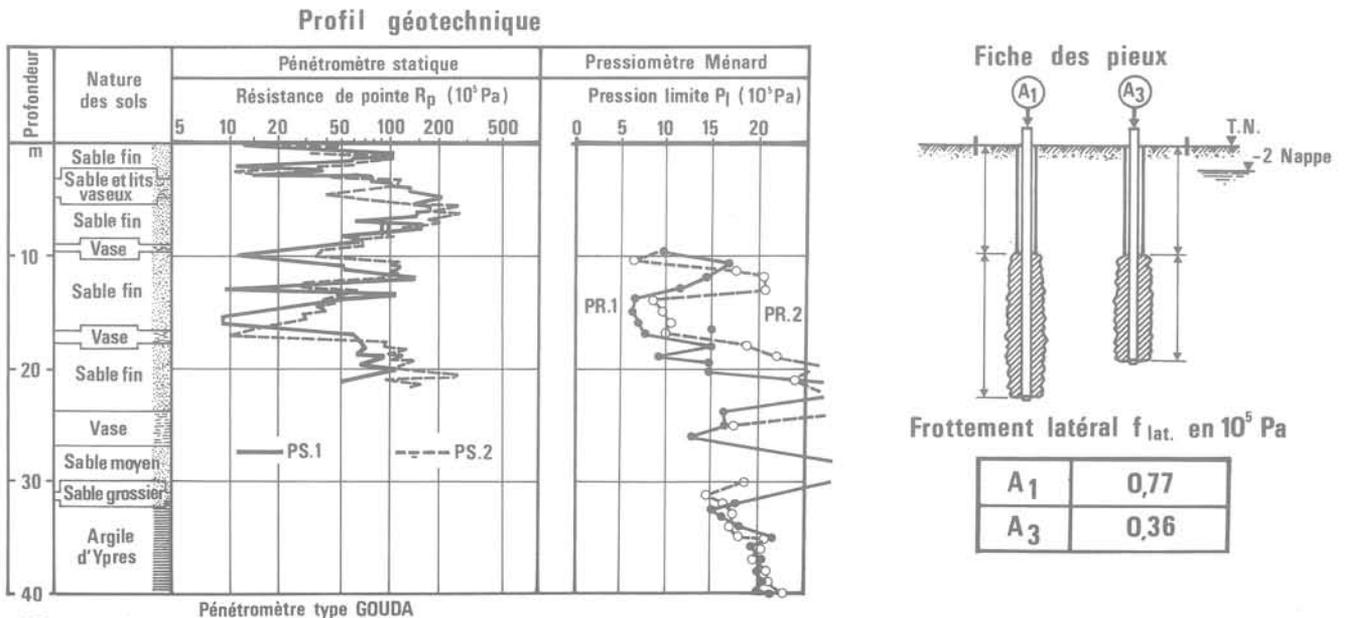


Tableau 7 Dunkerque - BCEM (1973-1974)
 Type de fondations : pieux métalliques forés et cimentés au coulis par gravité
 Géométrie : Ø 500 mm
 Perforation : Ø 660 mm, circulation inverse à l'eau



Observations

Nombreux éboulements du forage pendant la perforation et la descente du pieu A₃
 Utilisation nécessaire de boue bentonitique après l'eau claire

5 Effet du délai de repos

Là encore, il faut distinguer deux possibilités :

- le délai de repos n'entraîne aucune amélioration ou détérioration de la portance (tableaux 8 et 9),
- le facteur temps a une influence sensible sur la portance (ou la capacité d'ancrage) de la fondation. Celle-ci ne cesse de croître, tout au moins pendant une période de temps variable mais toujours limitée (tableau 10).

Cas du tableau 8

Ce tableau présente quelques-uns des résultats obtenus sur le site expérimental de Coudekerque, à la suite du chargement de trois pieux béton, façonnés à l'avance [18].

Ces trois pieux présentent la particularité d'avoir été battus et lancés simultanément sur les premiers mètres, puis uniquement battus pour la mise en fiche des deux derniers mètres dans les sables compacts. En outre, chaque pieu a fait l'objet de deux chargements consécutifs à trois mois d'intervalle. On a pu constater que le frottement latéral unitaire (f_{lat}), d'ailleurs nul sur toute la longueur lancée du fût, ne subissait aucune évolution dans le temps au droit des deux derniers mètres de fût, uniquement battus.

La permanence de la valeur du frottement latéral (f_{lat}) s'explique par la nature du sol environnant (sable moyen perméable) lequel, en raison de sa perméabilité élevée, n'est sujet à aucune évolution de sa résistance au cisaillement.

De même pour les charges dites de fluage (Q_F), le temps n'en a pas fait évoluer les valeurs.

Cas du tableau 9

Ces résultats constituent le complément du tableau 1 commenté précédemment. Il illustre cette fois la permanence du frottement latéral unitaire (f_{lat}) au contact du fût du 3^e pieu (métallique), 470 jours après son premier chargement. Le sol remanié ne subit aucune « régénération ». C'est la nature du contact « limon-acier » qui semble avoir joué ici un rôle déterminant, bloquant tout phénomène de reconstitution en raison de l'imperméabilité du fût.

Le cas du tableau 10, comme on va le voir, ne fait que confirmer cette explication.

De la même manière, la résistance limite de pointe (Q_p^L) de ce pieu n'a subi aucune augmentation : on retrouvera au 2^e essai la première valeur, soit 1 150 kN.

Cas du tableau 10

Ce tableau complète également le tableau 1. Il montre l'évolution du frottement latéral unitaire (f_{lat}) entre le premier et le deuxième essai pour le deuxième pieu béton, soit après un délai de repos de 135 jours. L'augmentation est sensible d'environ 50 %. Au troisième essai cependant, c'est-à-dire à 365 jours du premier, la valeur de f_{lat} fut égale à celle du deuxième essai. Une augmentation non moins marquée, puisque de l'ordre de 75 % (0,052 MPa contre 0,090 MPa) fut également observée, pour le 1^{er} pieu béton, à 304 jours d'intervalle de son premier chargement.

Dans les deux cas, l'amélioration sensible de la qualité du contact « sol-pieu » est à mettre cette fois, au compte du matériau constituant le fût, c'est-à-dire le béton moulé.

Tableau 8

PIEUX: FAÇONNES A L'AVANCE (35x35)

NOMBRE: 3

MISE EN FICHE: 1^{er} BATTAGE AVEC LANÇAGE SUR PREMIERS M.
2^e BATTAGE POUR LES 2 DERNIERS METRES

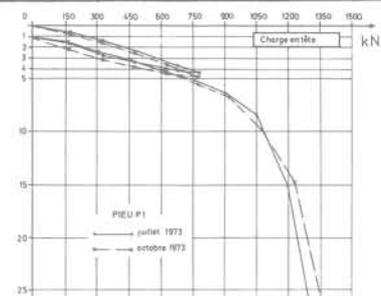
EQUIPEMENT: EXTENSOMETRE AMOVIBLE + JAUGES

ESSAIS DE CHARGEMENT: 1^{er} JUILLET 1973

2^e OCTOBRE 1973

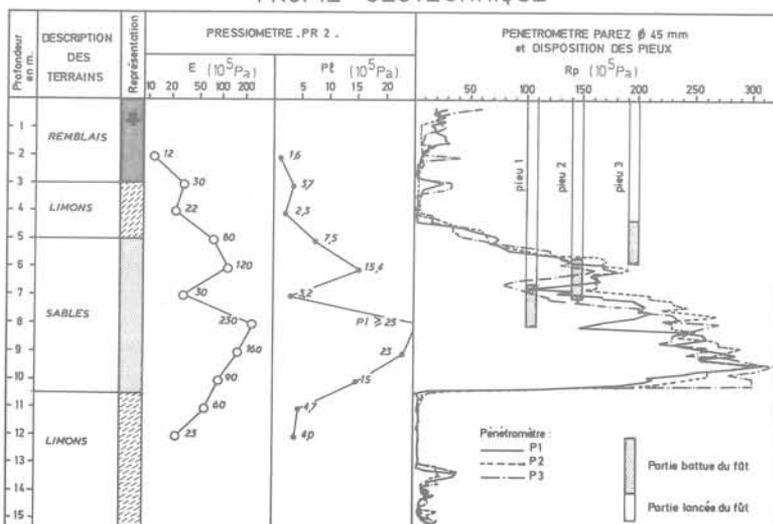
INFLUENCE DU TEMPS: NULLE

PIEU	CHARGE DE FLUAGE Q_F (kN)	FROTTEMENT LATERAL UNITAIRE ($10^5 Pa$)
1	1050 (1070)	1,25 (1,25)
2	530 (530)	0,6 (0,6)



COURBES D'ENFONCEMENT

PROFIL GEOTECHNIQUE



MOBILISATION DU FROTTEMENT LATERAL (partie battue du pieu)

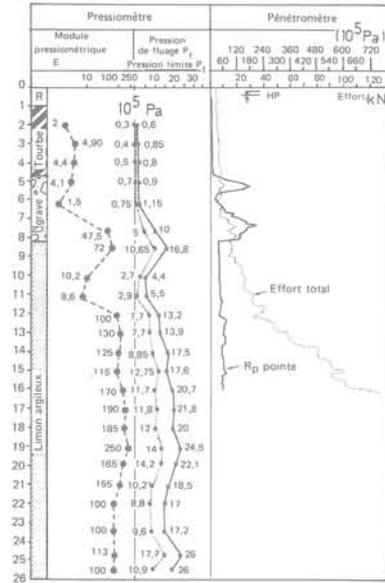


Tableau 9

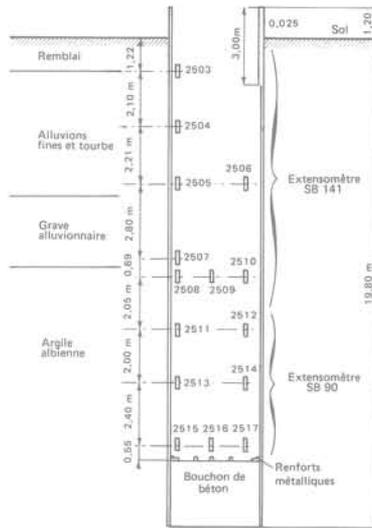
PIEU : TUBULAIRE METALLIQUE VISITABLE $\phi = 880$ mm
 EXECUTION : FORE BENOTO
 EQUIPEMENT : TELEMATC
 ESSAIS DE CHARGEMENT : 1° 13 FEVRIER 1970
 2° 22 JUIN 1971
 INFLUENCE DU TEMPS : NULLE

ESSAI	DELAI (jours)	CHARGE LIMITE EN POINTE Q_L (kN)	FROTTEMENT LATERAL f_{lat} (10^5 Pa)
1 er	—	1150	0,220
2 ème	470	1150	0,220

PROFIL GEOTECHNIQUE



SCHEMA DU PIEU



MOBILISATION DU FROTTEMENT LATERAL

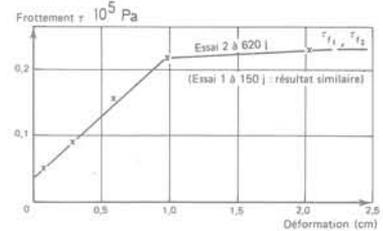
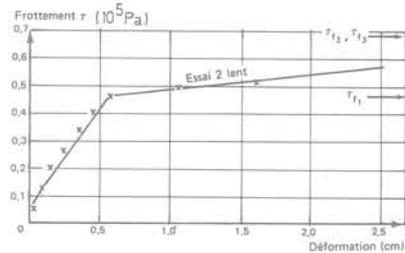


Tableau 10

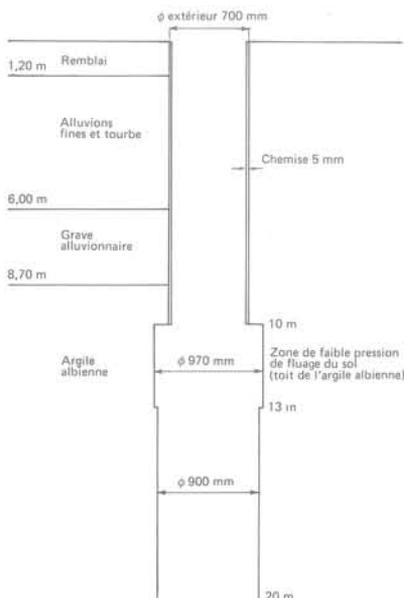
PIEU : BETON $\phi = 900$ mm (chemisé sur 10 m)
 EXECUTION : FORE BENOTO
 EQUIPEMENT : TELEMATC
 ESSAIS DE CHARGEMENT : 1° 30 JANVIER 1970
 2° 16-27 JUIN 1970
 3° 29 JUIN 1970
 INFLUENCE DU TEMPS : MARQUEE ENTRE LES 1 er et 2ème ESSAIS

ESSAI	DELAI (jours)	CHARGE LIMITE EN POINTE Q_L (kN)	FROTTEMENT LATERAL f_{lat} (10^5 Pa)
1 er	—	1350	0,46
2 ème	135	1500	0,68
3 ème	365	1500	0,68

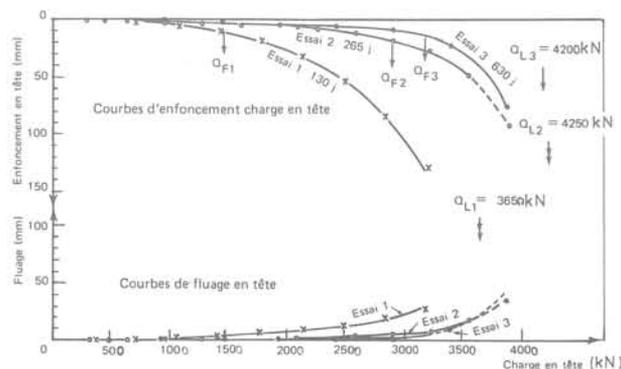
MOBILISATION DU FROTTEMENT LATERAL



SCHEMA DU PIEU



COURBES D'ENFONCEMENT ET DE FLUAGE



Si toutes les fondations profondes forées isolées (barrettes, pieux, tirants) obéissent aux mêmes lois de comportement, la prévision de leur capacité portante (ou d'ancre) reste difficile parce que conditionnée par trois facteurs que l'on ne sait pas intégrer dans les calculs habituels. Ce sont :

- le mode de perforation,
- le délai de repos,
- l'incident en cours de forage.

6.1 Le mode de perforation

Celui-ci modifie les propriétés du sol, la plupart du temps les altérant.

Dans le cas de sols cohérents particulièrement sensibles et fragiles et donc aptes au remaniement, souvent, il ne sera possible de mobiliser que 30 à 50 % de la résistance au cisaillement du sol intact. Dans les cas les plus défavorables, au plus 10 à 15 %. Pour le choix du type de fondation et du mode de perforation dans de pareilles formations, des essais comparatifs de chargement (ou d'arrachement) en vraie grandeur s'avèreront indispensables. On a démontré pour des sols cohérents que le choix judicieux de ces deux éléments conduit à des rapports de portance (ou d'ancre) pouvant aller de 2 à 4, voire plus.

De tels rapports peuvent aussi être obtenus pour des sols pulvérulents. On a vu que dans ces derniers, certaines techniques de perforation telles que le lançage ou même le battage (cas particulier du milieu forant légèrement cimenté) peuvent non seulement faire chuter considérablement le frottement latéral mais même l'annuler. Il faut souligner enfin, qu'en règle générale, la perforation au coulis de ciment et toutes les techniques faisant appel à la portance (ou l'ancre) de la fondation.

6.2 Le délai de repos

Son effet, qui se fait sentir sur des périodes variables mais toujours limitées, peut être encore une fois considérable pour des sols fins, à condition que la nature du contact « fût-sol » favorise le drainage de ce dernier. C'est ainsi que pour des pieux béton, on a observé des augmentations de frottement latéral unitaire (f_{lat}^1) de 50 à 75 % de la valeur initiale. Ces gains ont correspondu à des périodes de plusieurs mois.

Il semble par contre que le fût métallique bloque tout phénomène de « régénération » d'un sol fin. De même, pour les sols grossiers et en raison d'ailleurs de leur perméabilité, il ne semble pas que ce phénomène puisse se produire et cela, indépendamment du type de matériau qui constitue le fût (béton ou acier).

Rappelons enfin à ce propos le cas particulier mais bien connu de la craie pour laquelle le délai de repos, en raison d'ailleurs du phénomène de thixotropie, provoque des gains de portance considérables, parfois supérieurs à 100 %.

Il faut signaler toutefois que pour la craie, l'incidence du temps, bien que réelle, a un caractère immédiat, c'est-à-dire ne joue que dans les tous premiers jours ou semaines de la mise en place et surtout pour des fondations battues ou vibrofoncées [20].

6.3 L'incident en cours de forage

Bien qu'aléatoire, celui-ci a toujours des répercussions défavorables sur la portance (ou l'ancre) de la fondation. Par la décompression du forage ou le remaniement accru du fond ou des parois, il fait chuter sensiblement le frottement latéral et la résistance de pointe.

Ainsi, pour ce qui est du frottement latéral, on a pu accuser des pertes de 50 % par rapport à des fondations dont la mise en œuvre s'était déroulée sans incidents. Pour la pointe, en dehors du cas caricatural d'une résistance nulle, due à une malfaçon, de pareils chiffres peuvent être cités.

Références Bibliographiques

- [1] MEYERHOFF. - *Compaction of sands and bearing capacity of piles*. ASCE - proceedings, Déc. 1959, Vol. 85 - SM 6.
- [2] JEZEQUEL. - *Prévision de la capacité portante du pieu isolé*. Conférence de Saint-Quay-Portrieux, Juin 1971, rapport interne.
- [3] JEZEQUEL, GUÉGAN et HERVÉ. - *Scissométrie rétractable pour l'étude de l'état des sols cohérents autour des pieux*. Bull. Liaison des Ponts-et-Chaussées n° 56 - Déc. 1971.
- [4] BAGUELIN, BUSTAMANTE, FRANCK et JEZEQUEL. - *La capacité portante des pieux*. Annales de l'I.T.B.T.P. n° 330 Juillet-Août 1975.
- [5] CAMBEFORT. - *Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux*. Annales de l'I.T.B.T.P. n° 204, Décembre 1964.
- [6] BAGUELIN et VENON. - *Influence de la compressibilité des pieux sur la mobilisation des efforts résistants. Le comportement des sols avant la rupture*. Bulletin Spécial des Laboratoires des Ponts-et-Chaussées, Juin 1972.
- [7] *Mode opératoire de l'essai statique de fondations profondes*. LPC, Mai 1970.
- [8] *Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancre*. TA-77 Eyrolles, 1977.
- [9] COMBARIEU. - *Essais de chargement de pieux forés dans un limon argileux*. Bull. Liaison des Ponts-et-Chaussées n° 80, Novembre-Décembre 1975.
- [10] KERISEL. - *Conclusions du premier cycle de perfectionnement J. VERDEYEN*. Institut des constructions civiles, Février 1977. Publications de l'Université Libre de Bruxelles.
- [11] KERISEL. - *Traité de Mécanique des sols*, 4^e édité, p. 395. Ed. Gauthier Villars, 1966.
- [12] AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. - *Recommended practice for fixed Offshore Platforms*, 1976.
- [13] ANGEMEER, CARLSON et KLICK. - *Techniques and Results of Offshore Pile Load Testing in calcareous soils*. OTC 1973 page n° 1894 et OTC 1974 page n° 2311.
- [14] BUSTAMANTE, DELMAS et LACOUR. - *Comportement des tirants précontraints dans une argille plastique*. Session spéciale n° 4, Congrès international de Mécanique des sols, Tokyo 1977. Revue Française de Géotechnique n° 3, Janvier 1978.
- [15] BAGUELIN, BUSTAMANTE et JARDIN. - *Essais de chargement de pieux forés dans la craie altérée*. Bull. Liaison des Ponts-et-Chaussées n° 73.
- [16] JARDIN. - *Essai statique de chargement d'un pieu dans la craie altérée à Mantes*. Rapport de recherche FAER 1.05.02.4. (Publication interne des Laboratoires des Ponts-et-Chaussées, 1975).
- [17] BUSTAMANTE, GABAIX et GOUVENOT. - *Essais de pieux scellés par injection sous pression*. Annales de l'I.T.B.T.P. n° 331, Septembre 1975.
- [18] BUSTAMANTE, DERVAUX et HULO. - *Essais de chargement statique de 3 pieux « lancés-battus »*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts-et-Chaussées n° 84, Juillet-Août 1976.
- [19] PASTUREL. - *Essais de chargement de pieux dans la craie altérée*. Bulletin de liaison des Ponts-et-Chaussées n° 29, Janvier-Février 1968.

Il est à noter que ces ordres de grandeur ont pu être observés aussi bien pour des sols cohérents que frottants. Il faut toutefois faire remarquer qu'à nouveau l'injection de coulis sous pression élevée peut efficacement « reprendre » une fondation « accidentée ». Il est courant par exemple de pouvoir restituer par ce biais à la pointe d'un pieu, au moins 50 % de sa résistance initiale.

Néanmoins, il faut garder à l'esprit qu'une fondation dont l'exécution a subi des incidents (éboulements, perte d'outils, forage ouvert trop longtemps, etc.) si elle n'a pas été soigneusement « reprise », accusera presque inmanquablement un défaut de portance (ou d'ancre).

hétérogénéités dans les massifs rocheux et stabilité des tunnels

par

Dejean M.

Docteur Ingénieur, Ingénieur Civil des Mines
Centre d'Études et de Recherches
des Charbonnages de France
Laboratoire de Mécanique des Terrains
École des Mines de Nancy

et

Duffaut P.*

Ingénieur Civil des Mines
Division Techniques d'exécution
Électricité de France

Introduction

Il est d'usage de présenter le massif rocheux naturel comme un milieu **hétérogène, anisotrope et discontinu**, et de considérer ces trois caractères comme autant de **défauts** susceptibles d'en compromettre la stabilité. Il s'agit assurément de caractères qui rendent le comportement du massif rocheux plus complexe que celui du milieu idéal auquel s'appliquent d'abord les théories des mécaniciens, élasticité (résistance des matériaux) plasticité, etc. Mais dans certains cas au moins, ce comportement complexe peut se révéler plus favorable que celui du matériau idéal, et ceci est particulièrement fréquent dans le cas de cavités isolées.

A vrai dire, le matériau idéal continu, homogène et isotrope n'existe nulle part dans la nature et il n'est pas non plus facile de le fabriquer. Tous les matériaux de construction, qu'ils soient naturels ou artificiels, présentent au moins à certaines échelles des discontinuités, des hétérogénéités et/ou des anisotropies. Le constructeur a dû s'accommoder de ces caractères et dans bien des cas il a su **en tirer avantage**.

Ainsi le bois a-t-il pu être employé à la fois comme poteau, parce qu'il est rigide dans la direction des fibres, et comme cale ou coin, parce qu'il peut s'écraser considérablement dans la direction perpendiculaire. Ses fibres lui permettent en outre de travailler à la flexion. L'acier et le béton sont au contraire employés à une échelle où leurs hétérogénéités sont négligeables, mais ils ont été associés dans le béton armé afin d'obtenir un comportement satisfaisant en flexion. De même, l'industrie moderne sait associer des matériaux élémentaires très différents pour former à volonté des matériaux à propriétés spécifiées, les **composites**. Tous sont fortement anisotropes, et ces caractères sont justement recherchés par leurs utilisateurs.

Les discontinuités n'apparaissent généralement qu'à l'échelle au-dessus, lorsque des éléments sont assemblés pour former une construction, par exemple dans la construction en pierres sèches. L'influence néfaste des discontinuités est alors limitée, soit par simple orientation des joints perpendiculaires à la compression, soit par imbrication des surfaces en contact, soit par collage, soit par divers autres procédés de fixation (boulons, tirants, etc.).

Comme les constructions humaines, le massif rocheux peut être assimilé à un **assemblage d'éléments**, ceux-ci diversifiés éventuellement par leurs formes et leurs matériaux. La description structurale nécessaire pour prévoir le comportement mécanique du massif comprend donc deux parties : description des matériaux, composites naturels, description des discontinuités. Par rapport aux composites artificiels, les roches sont moins diversifiées, en ce que les fibres n'y jouent qu'un rôle épisodique. De même, les assemblages naturels du massif rocheux sont moins diversifiés que les assemblages utilisés en construction, mais en revanche les caractères des roches et des massifs sont beaucoup plus dispersés et beaucoup plus difficiles à connaître avec la précision souhaitable.

Les **édifices naturels** sont souvent étroitement liés à la structure du massif, par exemple les **cavités karstiques** suivant les diaclases principales. Le terrain alentour est donc massif et le toit est généralement un joint de stratification. La position et la forme des **versants naturels** dépendent aussi très largement de leur structure par exemple les parois verticales sont plus fréquentes lorsque la stratification est horizontale (exemple remarquable de Monument Valley aux confins du Colorado et du Nouveau Mexique).

Parmi les édifices artificiels, les **cavités minières** peuvent tirer avantage de certains éléments structuraux, dans la mesure où l'exploitation est précisément un **démontage** sélectif du massif rocheux. Ainsi dans l'exploitation de couches horizontales, la stabilité des piliers n'est pas sensible en premier lieu à la simple présence de joints de stratification, tandis que la stabilité du toit dépend de l'épaisseur et de la nature de bancs parallèles à la cavité.

Quelques autres ouvrages peuvent bénéficier aussi de structures favorables, par exemple les fondations sur couches horizontales, mais dans de nombreux cas la structure apparaît au contraire défavorable et/ou la liberté de choix du projeteur est trop limitée pour qu'une adaptation de l'ouvrage au site soit possible.

La **stabilité des cavités** est toutefois un cas assez général où les écarts à la continuité, l'isotropie et l'homogénéité paraissent les moins susceptibles d'effets dommageables. Des raisonnements simples le montrent pour l'effet des discontinuités et des anisotropies. Quant aux hétérogénéités, elles sont étudiées ci-dessous sous une forme schématisée, par la méthode des éléments finis.

* Monsieur Duffaut est actuellement Chef du Génie Géologique au Bureau de Recherches Géologiques et Minières.

1 Distribution des contraintes en terrain homogène

On sait que le creusement d'une cavité dans un milieu élastique où règne un champ de contraintes ne modifie sensiblement l'état initial des contraintes qu'au voisinage des parois. Il est utile de préciser quelque peu cette notion de voisinage puisque c'est le domaine dans lequel la présence de « défauts » peut jouer un rôle appréciable.

La distribution des contraintes est classique avec les hypothèses simplificatrices du problème plan isotrope : milieu continu, homogène, isotrope, élastique, infini, non pesant mais sous contrainte isotrope constante p , cavité circulaire de rayon R (fig. 1 a-a').

Le problème est de révolution : sur tout rayon la contrainte radiale est nulle sur le contour et se rapproche de p en $1/r^2$; la contrainte tangentielle est $2p$ sur le contour, elle est toujours symétrique de la contrainte radiale par rapport à p . Si la figure 1 a-a' est bien connue, elle n'est pas partout dessinée avec précision : la pente de la tangente à l'origine est ± 2 (en prenant comme unités R et p sur les axes Ox et Oy) ce qui met en évidence la forte variation de la contrainte dès qu'on s'éloigne du contour.

Cette variation est divisée par 9 à $3R$ du centre du cercle, donc à 1 diamètre du contour. Au-delà, la contrainte initiale n'est donc pas modifiée d'une façon sensible (même si les déplacements le sont, car ils intègrent les déformations jusqu'à l'infini, et diminuent donc en $1/r$; ils ne sont divisés par 9 qu'à $9R$ du centre, c'est-à-dire à 4 diamètres du contour).

Cette théorie s'applique assez exactement à l'équilibre d'un puits vertical à grande profondeur, mais elle s'applique encore avec une précision acceptable, comme les calculs modernes l'ont montré, à l'équilibre de tunnels non superficiels.

La figure 1 a-a' permet de se représenter le voisinage de la cavité comme un ensemble d'anneaux circulaires se partageant la déformation élastique induite par l'ouverture de la cavité.

Dans la pratique, c'est surtout l'hypothèse de la symétrie de révolution qui est inadéquate : ni la contrainte initiale ni le milieu ne sont isotropes. Le seul problème d'anisotropie de la contrainte est brièvement rappelé ci-dessous.

Le cas général est obtenu par superposition. Soit donc (fig. 1 b) une contrainte monoaxiale σ_y parallèle à l'axe Oy . La contrainte tangentielle sur le contour n'est plus constante, mais varie sinusoidalement autour de σ_y :

$$\sigma_\theta = \sigma_y (1 + 2 \cos 2\theta)$$

où l'angle θ est compté à partir de Ox . La valeur moyenne σ_y est atteinte sur les bissectrices; le maximum $3\sigma_y$ sur l'axe Ox ; le minimum $-\sigma_y$ sur l'axe Oy ; la contrainte tangentielle s'annule pour $\theta = \pm 60^\circ$; en outre la valeur $2\sigma_y$ est obtenue pour $\theta = \pm 30^\circ$.

Ainsi, la contrainte sur le contour est diminuée sur deux quartiers, et augmentée sur les deux autres. En particulier, le coefficient multiplicateur dépasse 2 sur deux secteurs de 60° et atteint 3 sur l'axe Ox . Quant à la variation de contrainte le long de l'axe Ox , elle est beaucoup plus rapide que dans le cas précédent: la tangente au départ est en effet -7 au lieu de -2 ; la loi est:

$$\frac{\sigma_\theta}{\sigma_y} = 1 + \frac{R^2}{2r^2} + \frac{3R^4}{4r^4} \quad \text{au lieu de} \quad \frac{\sigma_\theta}{p} = 1 + \frac{R^2}{r^2}$$

L'étude de la zone de traction a peu d'intérêt car elle se rétrécit très vite lorsqu'existe une composante σ_x et elle disparaît dès que

$$\sigma_x = \frac{\sigma_y}{2}$$

Le cas qui sera étudié ci-dessous comporte une composante $\sigma_x = \sigma_y$. La dissymétrie du cas monoaxial est alors atténuée. Sur le contour, la contrainte tangentielle est:

$$\sigma_\theta = \sigma_y + \sigma_x + 2(\sigma_y - \sigma_x) \cos 2\theta = \sigma_y (1,5 + \cos 2\theta)$$

Le maximum sur Ox est $2,5\sigma_y$; le minimum sur Oy , $0,5\sigma_y$; les valeurs remarquables $2\sigma_y$, $1,5\sigma_y$ et σ_y sont obtenues respectivement pour des angles $\theta = 30^\circ$, 45° , 60° . Ainsi le coefficient multiplicateur dépasse 2 sur les mêmes secteurs de 60° que dans le cas monoaxial, mais il

est moins élevé, il atteint seulement 2,5 (fig. 1-c).

La variation de contrainte le long de Ox est intermédiaire entre les deux précédentes. Elle est donnée par:

$$\frac{\sigma_\theta}{\sigma_y} = 1 + \frac{3R^2}{4r^2} + \frac{3R^4}{4r^4}$$

La tangente au départ a pour valeur $-4,5$; les trois courbes ont en commun le point $r = \sqrt{3}R$, $\sigma_\theta = 4/3 \sigma_y$, où elles se croisent. Ce point est d'ailleurs commun à tous les cas de contrainte biaxiale. Aussi suffit-il pour tracer une autre courbe de la famille de connaître la contrainte sur le contour, $3\sigma_y - \sigma_x$, ce qui donne un coefficient multiplicateur $3 - \frac{\sigma_x}{\sigma_y}$ et de savoir en outre que la tangente au début de la courbe passe par le point $r = 1,2R$, $\sigma = 1,6\sigma_y$.

Le détail des exemples ci-dessus montre bien qu'une augmentation sensible de la contrainte tangentielle règne seulement dans un domaine limité. Si dans ce domaine se trouve une discontinuité ou une inclusion beaucoup plus déformable que le reste du milieu, une grande part des déplacements se localisera sur ce « défaut » et l'augmentation de contrainte sera diminuée.

Lorsque le dépassement de la limite élastique conduit à un comportement parfaitement plastique (sans perte de cohésion) le seuil de plasticité limite la contrainte tangentielle sur le contour, puis elle augmente rapidement dans l'épaisseur de l'anneau plastique (fig. 1, courbe d). Dans ce cas, la zone où la contrainte initiale est augmentée est repoussée au-delà de l'anneau plastique.

En réalité, ce n'est pas l'excès de contrainte qui est nécessaire mais seulement la déformation. La figure 1 met en évidence un stockage d'énergie plastique autour de la cavité. Mais si cette énergie est dissipée par glissement, déformation plastique ou rupture localisée, l'équilibre peut être conservé.

2 Rappel d'études antérieures

La concentration des contraintes de compression au voisinage des angles des cavités est combattue depuis longtemps par les mineurs grâce à un artifice classique: le creusement de trous de mine parallèles très rapprochés suivant la bissectrice de l'angle. Cet artifice peut être schématisé comme un **abaissement du module** de déformation du matériau, c'est-à-dire la création d'une inclusion très déformable. D'ailleurs, le même artifice a été employé dans des modèles de mécanique des roches: grâce à des trous plus ou moins rapprochés, le module moyen du milieu peut être modifié à volonté. Dans ces modèles, le comportement élastique est seul utilisé, tandis que dans la mine, un comportement irréversible est acceptable allant jusqu'à l'écrasement des « piliers » ou cloisons entre les trous et la fermeture presque totale d'une sorte de saignée si les cloisons sont très minces. Seule compte en effet l'ampleur de la première déformation.

Le même artifice a été utilisé aussi dans des ouvrages non miniers, par exemple des usines hydroélectriques souterraines, la première fois à Poatina (Tasmanie), pour atténuer une concentration de contrainte le long du toit. Il a été recommandé aussi (mais semble-t-il pas encore utilisé) pour diminuer la décompression autour des tunnels profonds (Dessenne et Duffaut, 1970).

Un premier calcul par éléments finis a porté sur l'influence de **saignées radiales** de longueur limitée (c'est-à-dire d'inclusions de module nul) (Aufaure et al, 1972). Dans le cas d'une contrainte isotrope autour d'un tunnel circulaire, le calcul a montré qu'il fallait au moins cinq saignées équidistantes pour que leur influence soit étendue à tout le périmètre. La zone d'influence d'une saignée est ainsi apparue de l'ordre de 70° . Le même calcul a montré que la longueur des saignées est importante. Les saignées de longueur $R/5$ sont plus efficaces que celles de longueur $R/10$. L'ouverture des saignées était $R/1000$.

Fig. 1 Distribution des contraintes au large d'une cavité circulaire

a, a' : Problème de révolution — contraintes tangentielle a et radiale a'
 b : Problème monoaxial — contrainte tangentielle
 c : Problème biaxial $\sigma_y = 2\sigma_x$ — contrainte tangentielle
 d, d' : Equilibre élastique — plastique de révolution, angle de frottement 50° , cohésion $0,1\sigma_y$, contraintes tangentielle d et radiale d'

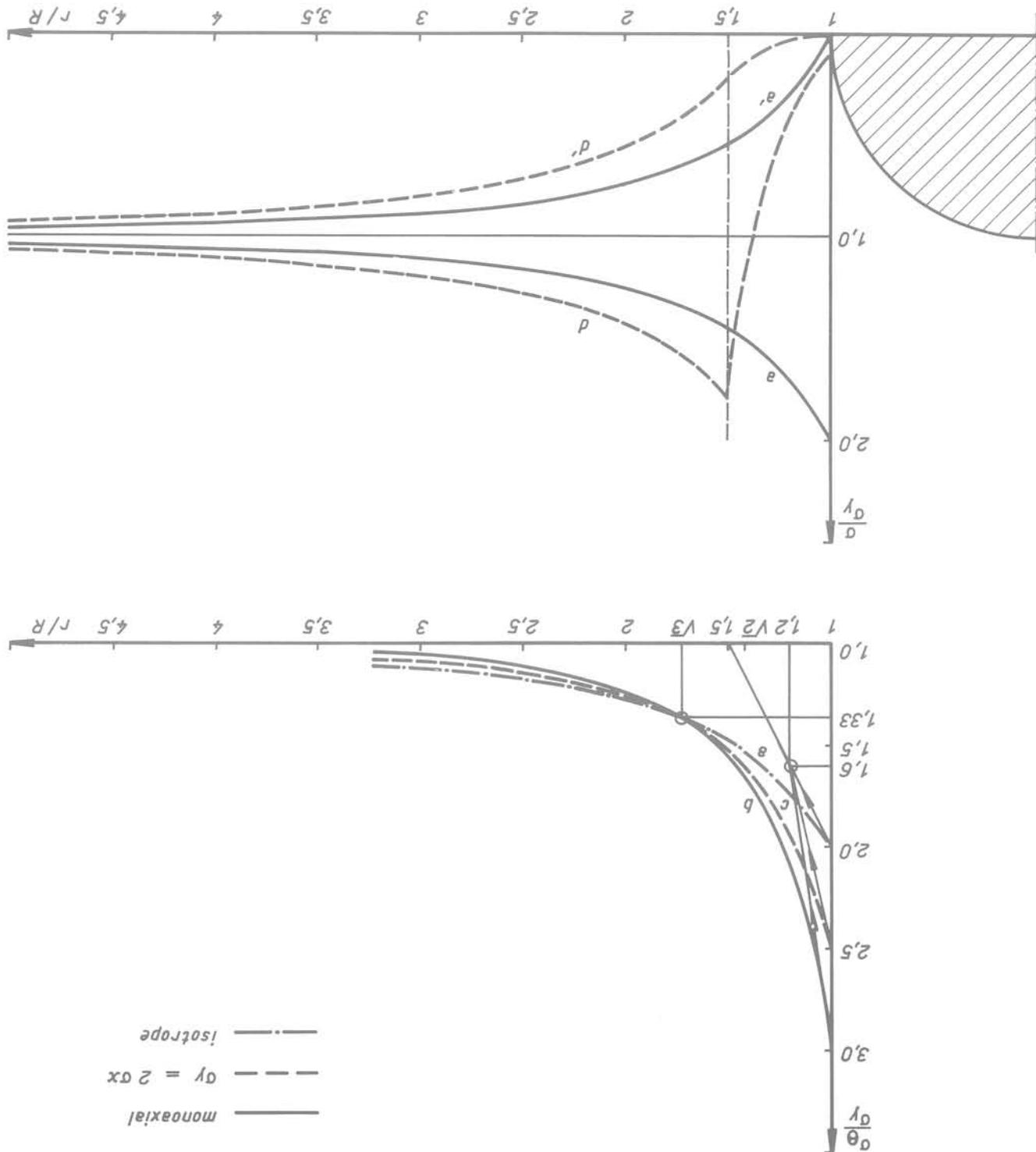
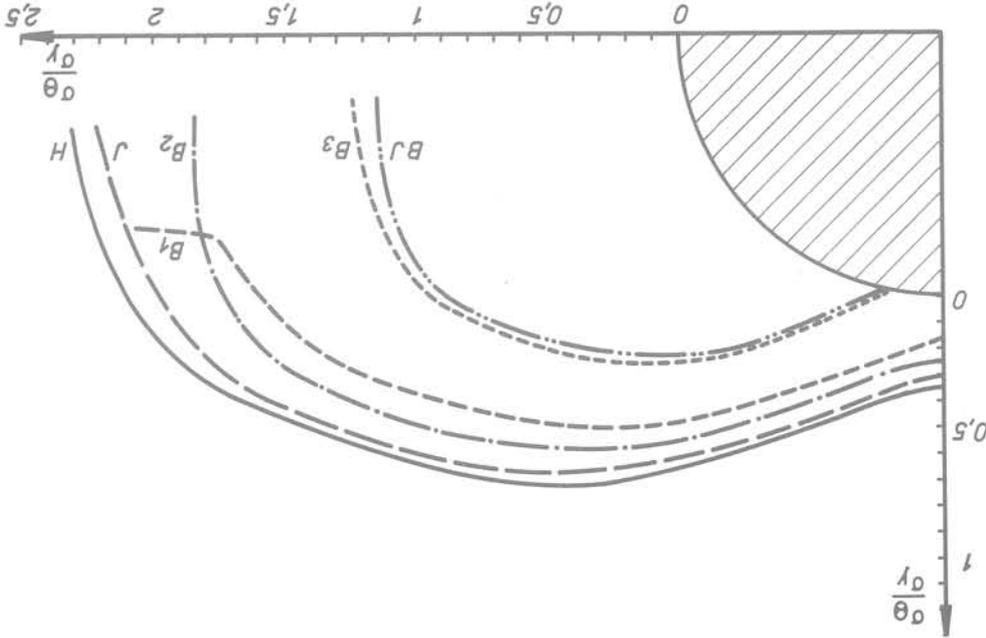


Fig. 2 Contraintes tangentielles le long du pourtour d'une galerie circulaire
 Problème biaxial, $\sigma_x = \sigma_y/2$ toutes les inclusions sont planes et symétriques

H : Milieu homogène, avec joint sans frottement
 J : Milieu homogène, avec joint sans frottement
 B₁ : Epaisseur R/5, module E/10
 B₂ : Epaisseur R/2,5, module E/10
 B₃ : Epaisseur R/5, module E/100
 B_J : Comme B₃, plus un joint sans frottement



Bien entendu, la symétrie de révolution est peu favorable à la mise en œuvre de saignées et la nature ne fournit jamais d'inclusions disposées à l'avance suivant cette symétrie, par contre un état de contrainte biaxial localise les concentrations de contraintes dans deux secteurs opposés. Une seule paire de saignées ou d'inclusions devrait donc se montrer efficace, ou par exemple une couche mince déformable placée suivant l'axe perpendiculaire à la contrainte principale majeure.

Un deuxième calcul par éléments finis a donc porté sur un problème orthotrope (deux axes de symétrie rectangulaires) (Dejean M. et Duffaut P., 1974). La contrainte étudiée était comme ci-dessous une contrainte biaxiale avec $\sigma_y = 2 \sigma_x$. La paire de saignées était remplacée par une mince bande plus déformable de longueur infinie placée de part et d'autre de l'axe Ox. Le calcul a porté principalement sur les cas suivants :

- bande de module E/10 ou E/100
- bande d'épaisseur R/9 ou R/20

La figure 2 groupe les résultats, en ce qui concerne seulement la contrainte tangentielle le long du contour (qui est portée radialement à partir du contour, il ne s'agit donc pas d'une représentation polaire de σ_θ mais de $R + \sigma_\theta$). On constate sur cette figure que la concentration de contrainte est sensiblement diminuée par une bande de module E/10, sur un secteur de 70° environ, conformément aux premiers résultats sur les saignées. La largeur plus grande de la bande n'a guère d'effet supplémentaire qu'aux environs de 45°, son effet s'exerce donc sur un secteur un peu plus largement ouvert, proche de 90°.

Quant à la bande à module E/100, son effet est très marqué, elle diminue à peu près de moitié la concentration de contrainte sur un secteur de 90°. En fait, son effet semblait se faire sentir sur tout le périmètre, au point que

3 Effet de la longueur d'inclusions symétriques

A la suite de ces études il a paru souhaitable d'élargir la portée de leurs résultats en précisant quelques aspects supplémentaires de l'effet d'inclusions très déformables, qu'il s'agisse d'inclusions naturelles ou artificielles. La troisième série de calculs a été conduite comme les précédentes par éléments finis et avec le même état de contrainte orthotrope $\sigma_y = 2 \sigma_x$. Elle a porté sur un ensemble d'inclusions de module E/100 et d'épaisseur R/20.

a en fonction de la longueur de l'inclusion qui a pris les valeurs R/2, R, 2R, 4R et infinie pour une même position idéale sur l'axe Ox ;

b en fonction de l'angle de l'inclusion lorsqu'elle s'écarte de la position idéale : cet angle a pris les valeurs 30°, 45° et 60° sur Ox.

La première comparaison à laquelle a été ajoutée une inclusion de module nul (saignée) de longueur R/2, a été traitée symétriquement par rapport à Oy, ce qui a permis de borner le modèle à un seul quadrant puisque la figure est aussi symétrique par rapport à Ox. Par contre, la deuxième comparaison a considéré seulement des inclusions de longueur infinie mais d'un seul côté du cercle, aussi le modèle a-t-il comporté les 4 quadrants.

Un joint sans frottement avait été introduit aussi à la limite par une modélisation moins précise.

la compression sur l'axe Oy était proche de 0. Ce résultat peu favorable n'a pas été retrouvé et pourrait s'expliquer par une modélisation moins précise.

Un joint sans frottement avait été introduit aussi à la limite de la bande, mais son effet est resté négligeable comme il est facile de le comprendre, car il était trop proche d'un axe de symétrie sur lequel les cisaillements sont nuls.

La figure 3 représente le modèle utilisé. Ses limites, sur lesquelles les déplacements sont nuls ont été prises à 13 diamètres du centre. Le contour du cercle est remplacé par un polygone à 84 côtés. Le nombre de nœuds est 399 pour le quart de modèle, et 546 pour le modèle entier.

La distribution de contraintes dans un milieu homogène permet de vérifier la validité du modèle : les contraintes de compression sur le contour varient entre un maximum de 2,3 au lieu de 2,5 sur l'axe Ox et un minimum de 0,54 au lieu de 0,5 sur l'axe Oy (valeurs exprimées relativement à σ_v). Ces petites différences traduisent l'approximation qui est faite sur la forme de la courbe et les limites du modèle. En fait, le lissage des courbes atténue ces différences, les résultats étant alternativement par excès ou par défaut.

Les résultats exploités ci-dessous concernent exclusivement les contraintes tangentielles sur le contour puisque c'est là que la concentration de contrainte σ_θ/σ_v est la plus forte. Les listings permettent évidemment de détailler les résultats dans toute l'étendue du modèle. La figure 4 utilise la même représentation que la figure 2 : sur chaque rayon σ_θ/σ_v est porté à partir du contour.

Cette figure montre que l'effet des inclusions horizontales est nettement différencié suivant les secteurs du contour :

- dans le secteur de 60° autour de Ox, où la concentration de contrainte initiale dépasse 2, celle-ci est divisée par deux par les inclusions, quelle que soit leur longueur. Si en effet les courbes se rangent bien dans l'ordre des longueurs, l'écart relatif est faible. On peut en conclure qu'une inclusion de longueur inférieure à R/2 aurait encore une influence appréciable.

- dans le secteur de 60° autour de Oy, l'effet des inclusions courtes est peu sensible mais par contre la longueur de l'inclusion ne joue plus un rôle négligeable. L'inclusion infinie abaisse de près de moitié la compression sur Oy. Un résultat plus net encore mais douteux avait été obtenu précédemment,

- enfin dans le secteur de 60° autour de la bissectrice, intermédiaire entre les deux précédents, la seule courbe correspondant à la longueur R/2 est nettement séparée des autres. Dans ce domaine, une inclusion de longueur au moins égale à R est donc nettement plus efficace.

La même figure porte aussi le cas d'une saignée de longueur R/2, dont l'influence apparaît bien supérieure à celles de toutes les inclusions étudiées.

4 Effet d'une inclusion dissymétrique, inclinée ou non

La figure 5 présente les résultats de la même façon que les figures 2 et 4. Elle porte comme même référence la courbe du milieu homogène, seule symétrique par rapport aux deux axes (1).

Quelle que soit l'inclinaison de l'inclusion, on constate d'abord une diminution de la concentration de contrainte du côté de l'inclusion, et une augmentation corrélative de l'autre côté. Cet effet est le seul sensible sur tout le secteur gauche, il est maximal pour une inclusion horizontale et ne dépasse pas 20 % en moins ou en plus sur le maximum de la concentration de contrainte. A cela près, l'effet de l'inclusion horizontale est presque identique à celui étudié au chapitre précédent.

Les inclusions inclinées ont un effet marqué dans le secteur autour de la bissectrice et un moindre effet dans les secteurs autour de Ox et de Oy. Il est remarquable que ces effets autour de Ox et de Oy soient pratiquement les mêmes au-dessus et au-dessous de Ox. Cet effet à distance diminue lorsque l'angle sur Ox augmente. En réalité, ces inclusions inclinées, et surtout celle placée

à 45° , sont soumises principalement à une déformation de cisaillement. Aussi trouve-t-on systématiquement une grande variation de la contrainte tangentielle à la traversée de l'inclusion.

La même figure porte l'effet d'une saignée de longueur R/2 d'un seul côté ; comme au chapitre précédent, cet effet est de beaucoup supérieur à celui des inclusions de module non nul.

5 Interprétation pratique

Lorsque la concentration de contrainte à la paroi d'une cavité dépasse la résistance à la compression monoaxiale du matériau, ce matériau se brise s'il est fragile, il cède et se déforme s'il est parfaitement plastique. La rupture fragile a été décrite dans les roches continues comme certains massifs de granite (tunnel routier du Mont Blanc) ou même la craie, et dans ce cas avec un recouvrement beaucoup plus faible, 100 m au lieu de 2 000. Les grandes déformations ont été décrites surtout dans les roches schisteuses (tunnel de chemin de fer du Simplon, tunnel routier des Tauern) et dans les roches argileuses à profondeur beaucoup plus faible, 20 m au lieu de 500 par exemple. Mais en réalité un très grand nombre de tunnels apparaissent stables, bien qu'ils soient creusés à une profondeur où la résistance à la compression du terrain devrait être dépassée à la paroi. Cette observation s'explique par des ruptures et/ou des « grandes déformations » qui restent localisées et passent inaperçues, faute d'un système de mesure adéquat, mais qui suffisent pour éliminer l'excès de contrainte dans la zone limitée où il aurait dû exister.

Beaucoup de terrains en effet présentent des structures qui ressemblent aux schémas étudiés ci-dessus, et qui ont pratiquement les mêmes effets (fig. 6) :

La bande horizontale étudiée peut être déplacée par rapport à l'axe de symétrie sans perdre son efficacité (6a). Elle peut être multiple, l'épaisseur cumulée de bandes plus mince étant équivalente à celle de la bande unique (6b). Elle peut être interrompue, sous forme de tirets (6c).

L'inclinaison de la bande est efficace comme on l'a vu dans de larges limites (6d). En particulier entre 30° et 60° sur les axes de symétrie, même un joint peut jouer un rôle efficace (6e).

Ce sont seulement les bandes parallèles ou subparallèles à la contrainte majeure qui sont sans effet (car elles ne sont pas déformées par cette contrainte) et peut être les bandes dont la direction est favorable mais qui coupent le contour dans les zones les moins chargées.

Dans tous ces cas de figures, les défauts du contour acceptent l'essentiel du raccourcissement et évitent qu'un effort excessif soit supporté par le matériau principal. Ce comportement est très exactement celui des matériaux d'emballage. Placés en série avec le matériau à protéger, les matériaux d'emballage acceptent une grande déformation au cours de laquelle l'effort sur le matériau fragile est limité.

Le même raisonnement s'applique au revêtement des tunnels. Dans les tunnels profonds, il a fallu parfois placer entre les voussoirs de béton des planchettes de bois susceptibles de s'écraser. Les saignées laissées dans le béton projeté au tunnel du Tauern ont le même objectif et sont tout-à-fait comparables aux saignées creusées dans le terrain lui-même. La mise en place entre le terrain et le revêtement d'un anneau susceptible de diminuer de volume, tel que l'a recommandé Muir Wood A. (1974) est une autre solution au même problème.

Une autre conséquence des études ci-dessus c'est que les calculs traditionnels des cavités sont toujours pessimistes : la pointe de compression qui est censée régner sur la paroi même de la cavité n'a guère de chances d'être réellement atteinte, hormis dans de rares cas particuliers, parmi lesquels les roches dépourvues à la fois de porosité et de fissures.

Ce phénomène est très général, les contraintes infinies que prévoit la théorie de l'élasticité aux points anguleux sont limitées automatiquement par les propriétés d'adaptation plastique ou pseudo-plastique des matériaux réels.

(1) Cette courbe est toutefois perturbée dans la zone où les inclusions ont été placées car le maillage initial a été distordu pour pouvoir les modéliser.

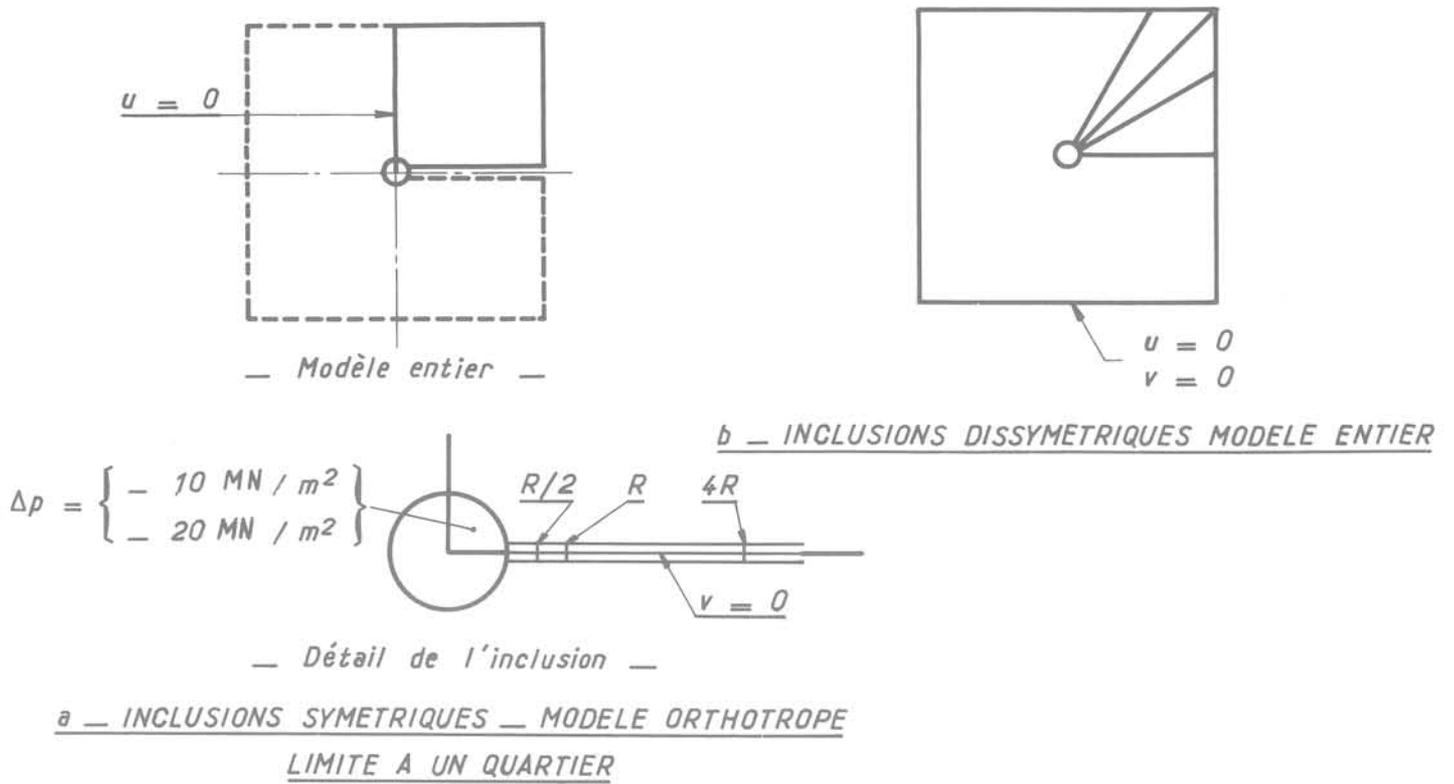
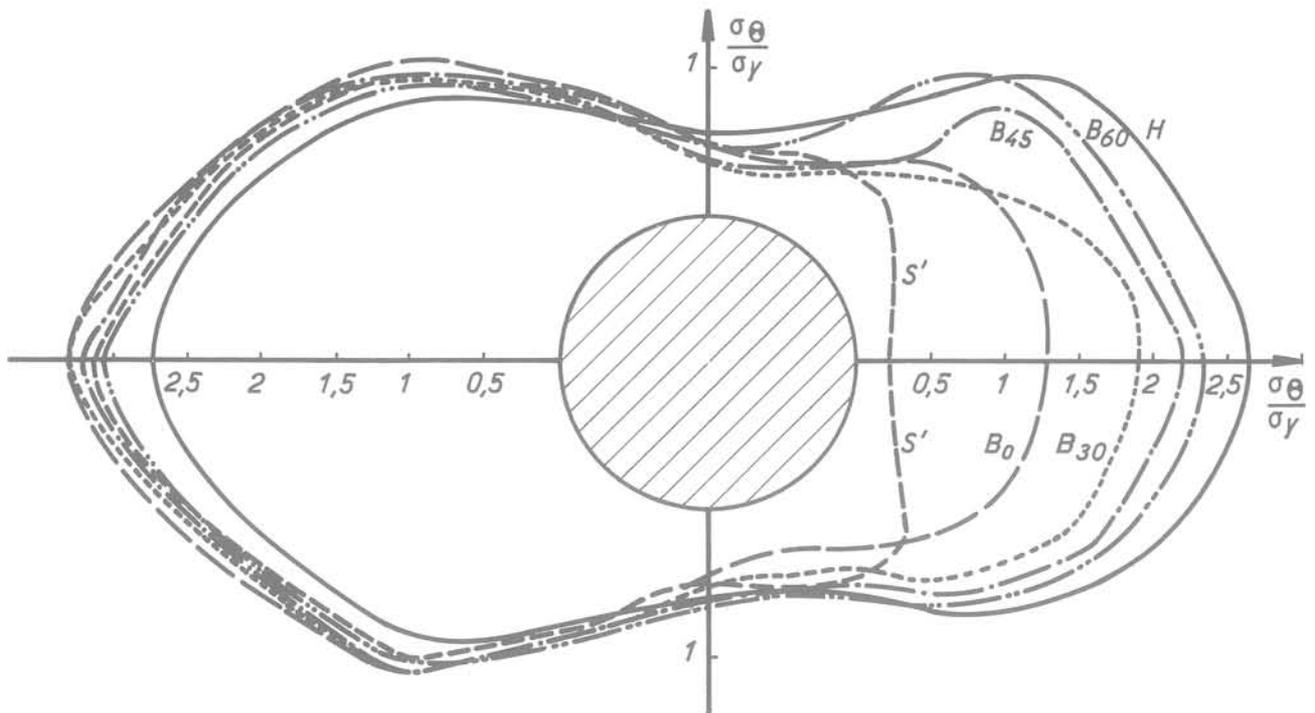
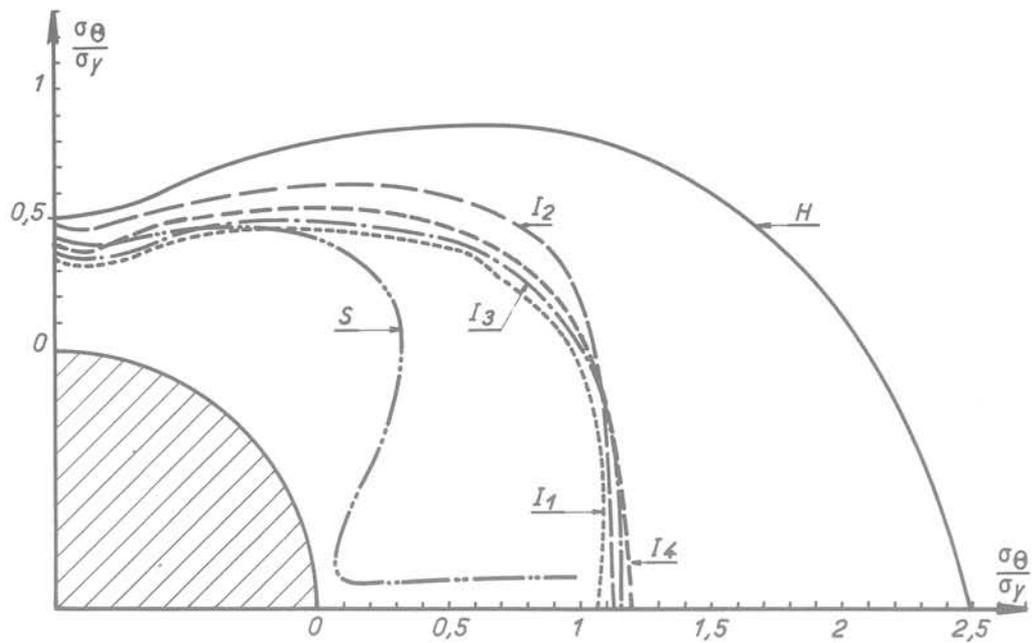


Fig. 3 Modélisation pour le calcul par éléments finis



- H : Milieu homogène
- B 60 : Inclusion inclinée à 60°
- B 45 : Inclusion inclinée à 45°
- B 30 : Inclusion inclinée à 30°
- B 0 : Inclusion de longueur infinie d'un seul côté
- S' : Saignée dissymétrique de longueur R/2

Fig. 5 Contraintes tangentielles le long du contour d'une cavité circulaire
Inclusions dissymétriques de longueur infinie



- H : Milieu homogène
 - S : Inclusion longue $R/2$, module nul
 - I₁ : Inclusion longue $R/2$
 - I₂ : Inclusion longue R
 - I₃ : Inclusion longue $2/R$
 - I₄ : Inclusion longue $4/R$
- } module $E/100$

Fig. 4 Contraintes tangentielles le long du pourtour d'une galerie circulaire
 Problème biaxial, $\sigma_x = \sigma_y/2$ toutes les inclusions sont planes et symétriques

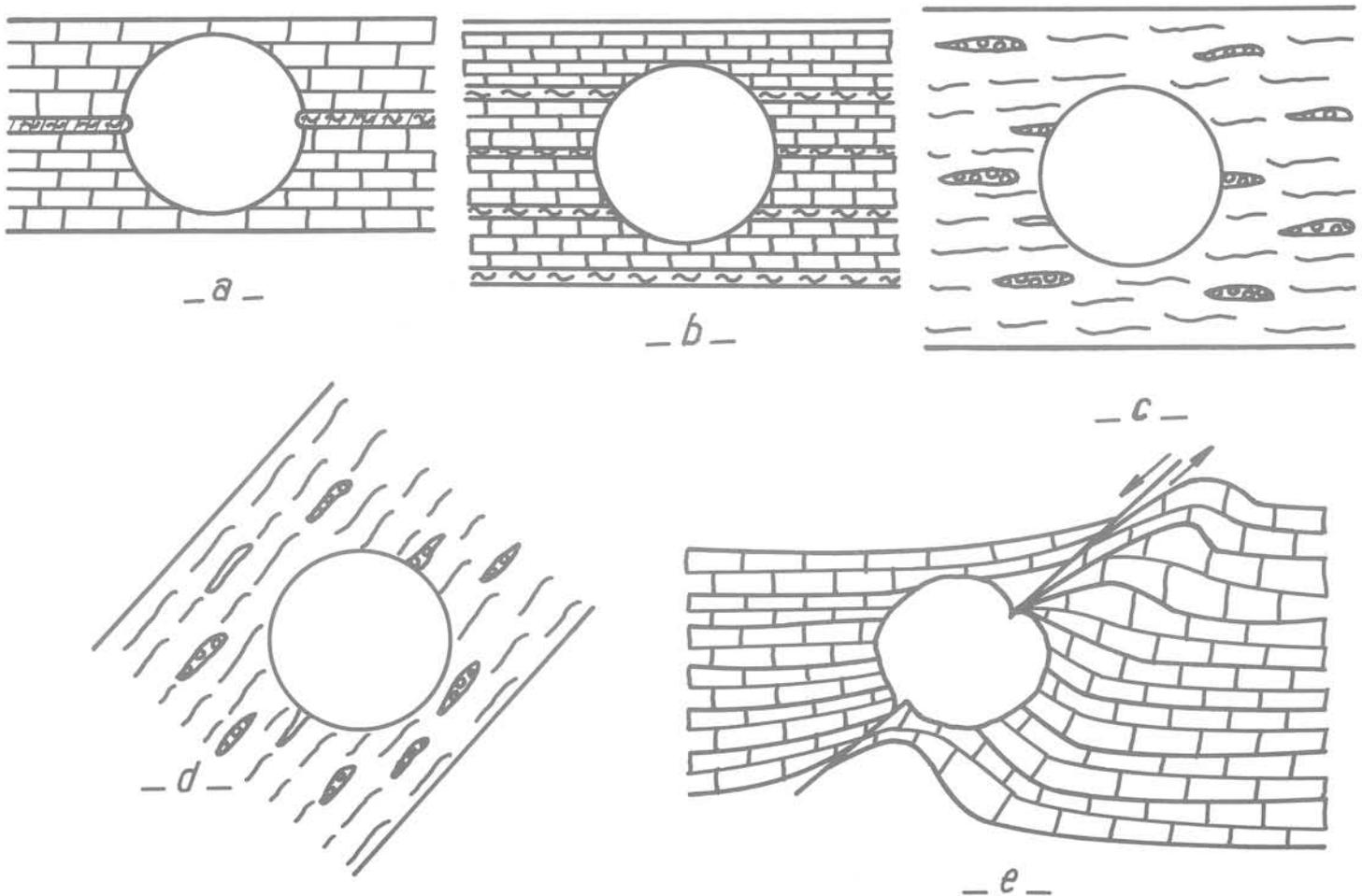


Fig. 6 Structures géologiques favorables à la stabilité des tunnels

Conclusions

La stabilité des cavités profondes isolées est un problème local, limité aux environs immédiats de la cavité. Ce problème peut être résolu par le raccourcissement du contour sans qu'un soutènement ait un effort à exercer. Il convient toutefois que le raccourcissement intervienne de préférence dans les zones où la concentration de contrainte apportée par la cavité est la plus grande.

Or, tout « défaut » du massif rocheux, c'est-à-dire toute discontinuité et toute inclusion susceptible de grande déformation, fut-ce un écrasement localisé, prend une part prépondérante à ce raccourcissement, et décharge d'autant le reste du massif.

Divers procédés ont été utilisés pour limiter les contraintes subies par les revêtements, dont plusieurs font appel à un matériau susceptible de s'écraser, exactement comme dans l'emballage des objets fragiles. Or, il convient de reconnaître que certaines structures géologiques comportent déjà un tel matériau d'emballage, à l'intérieur.

Références Bibliographiques

- AUFAURE M., BOZETTO J. and DUFFAUT P., *Influence de saignées sur la répartition des contraintes autour d'une galerie*, Symp. int. de la construction de cavités souterraines, Lucerne, 1972.
- DEJEAN M. and DUFFAUT P., *Valeurs extrêmes et stabilités des cavités*. Journées géotechniques d'Orléans, BRGM, déc. 1975.
- DESSENNE J.-L. and DUFFAUT P., *Les propriétés rhéologiques de la craie et leur influence sur le percement des galeries*, La Houille Blanche, n° 5, 1970.
- ENDERSBEE L.-A. and HOFTO E.-O., *Civil engineering design and studies in rock mechanics for Poatina underground power station, Tasmania, Austral.* Inst Engr. Conf., May 1963.
- MUIR WOOD A., *The circular tunnel in elastic ground*, 1975, Geotechnique 25, n° 1, 115-127
- RABCEWICZ L. von, *Diskussionsbeitrag*, Symp. intern. de la construction des cavités souterraines, Lucerne, 1972.

les concepts d'état limite et d'état critique et leurs applications pratiques à l'étude des argiles

par

F. Tavenas

Professeur agrégé
Département de Génie civil
Université Laval, Québec, Canada

et

S. Leroueil

Ingénieur
Terratech Limitée
Montréal, Canada

Depuis une dizaine d'années, le groupe de recherche en géotechnique de l'Université Laval poursuit un vaste programme d'étude des argiles molles et sensibles, axé sur la détermination des propriétés *in situ* de ces argiles et de leur comportement comme fondation de remblais. Ce programme a été établi de manière à fournir une vue globale du problème et il a comporté :

- l'étude des différentes techniques d'essai *in situ* et de prélèvement non remanié des argiles sensibles ;
- des programmes expérimentaux en laboratoire visant à la détermination des caractéristiques de résistance, de déformation et de fluage des argiles à l'état intact et remanié ;
- la construction et l'observation de quatre remblais expérimentaux à Saint-Alban, Québec ;
- l'accumulation de données sur le comportement de nombreux autres remblais sur argiles molles, tant au Québec qu'ailleurs dans le monde ;
- le développement d'une coopération étroite avec le département des sols et fondations du LCPC, Paris, sur le thème du comportement des remblais sur sols compressibles. Cette coopération, établie dans le cadre des accords Franco-Québécois de Coopération Scientifique, a permis une mise en commun des expériences, des données et des idées et a fourni un vaste champ d'application et de vérification de nos idées respectives.

Une telle approche globale est certes une des conditions essentielles à un progrès rapide de la recherche, mais elle ne peut vraiment être efficace que dans la mesure où elle repose sur un appareil théorique convenable. Or il s'est rapidement avéré que l'approche classique de la mécanique des argiles ne pouvait constituer une base théorique adéquate. En effet les divisions très nettes entre les problèmes de résistance et de déformation, de fluage et de consolidation, de comportement drainé et non drainé, rendent très difficile la compréhension des comportements naturels qui intègrent généralement l'ensemble de ces problèmes. Au contraire, nous avons pu établir que les concepts d'état limite et d'état critique proposés par Roscoe, Schofield et Wroth [18] s'appliquent bien aux argiles naturelles et peuvent être élargis de façon à en décrire, sous une forme intégrée, toutes les propriétés rhéologiques.

Après un bref rappel des principes de base d'état limite et d'état critique, le but de cet article est de montrer succinctement :

- comment la notion d'état limite représente effectivement le comportement d'une argile naturelle dans tous ses aspects ;
- comment cette notion peut être utilisée de manière simple pour aider à l'interprétation des essais *in situ* et en laboratoire ;
- comment surtout, en imposant l'étude précise des conditions de contraintes effectives, elle conduit à une approche toute nouvelle de l'étude des ouvrages sur sol compressible.

Cet article étant une synthèse de travaux récents, le lecteur est renvoyé aux différentes publications citées en référence pour obtenir une vue détaillée des différents problèmes abordés ici.

1 Rappel des principes de base des états limite et critique

Les concepts d'état limite et d'état critique ont été mis en forme entre 1958 et 1968 par Roscoe et ses collègues à Cambridge [18, 19, 20]. Dans leur forme originale, ils ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées, isotropes, donc à des matériaux de nature fictive ; mais nous allons voir que tous les principes qui forment la base de ces concepts sont qualitativement applicables aux argiles naturelles, surconsolidées et anisotropes.

Si on soumet une argile, remaniée à une teneur en eau proche de sa limite de liquidité, à une consolidation isotrope, son indice des vides va diminuer suivant la loi bien connue

$$\Delta e = C_c \Delta \log p'$$

représentée par la droite OE (fig. 1).

Si, après avoir atteint la condition A (fig. 1) on réduit la contrainte effective moyenne de p'_A à p'_R , l'indice des vides du spécimen étudié va augmenter légèrement de e_A à e_R , suivant une loi du type

$$\Delta e = C_s \Delta \log p'$$

où C_s est nettement inférieur à C_c . Si on reprend alors le chargement isotrope la variation $e = f(p')$ va d'abord suivre RA, puis, pour des contraintes effectives moyennes supérieures à p'_A , retrouver la loi suivie au début de l'essai, c'est-à-dire OE.

Si, à partir d'un état suivant, B, on procède à un nouveau cycle de déchargement-rechargement, la loi $e = f(p')$ sera telle que BR'BE.

On peut donc définir pour le spécimen étudié deux types de comportement effort-déformation :

- entre R et A ou R' et B, les déformations sont petites et essentiellement réversibles et peuvent être approchées par une loi élastique. De manière plus générale tout le demi-espace $e - \log p'$ à gauche de OE, qui correspond au domaine surconsolidé, est un domaine de comportement de type élastique ;
- entre A et B les déformations sont grandes et essentiellement irréversibles, et donc de nature plastique. La droite OE, qui correspond à l'état normalement consolidé de l'argile représente également un domaine de comportement plastique ;
- les points A et B constituent des états limites entre comportement élastique et comportement plastique et la droite OE est aussi la trace dans le plan $e - \log p'$ du lieu de ces états limites ; on l'appelle droite d'état limite.

Si maintenant on réalise des essais de cisaillement triaxial drainé et non drainé à partir d'un point A quelconque de la droite d'état limite, Roscoe et al [18] ont montré que les chemins d'état suivis dans l'espace e, p', q (fig. 1) étaient situés sur une surface unique pour une argile donnée. Cette surface, dont OE est la trace dans le plan e, p' , est appelée surface d'état limite (SEL). Elle représente également le lieu des états normalement consolidés de l'argile étudiée.

Lorsqu'on poursuit les essais de cisaillement triaxial jusqu'à grandes déformations, Roscoe et al [18] ont montré qu'on finit par atteindre en U_A ou D_A des états stables tels que :

$$\frac{\partial p}{\partial \epsilon} = \frac{\partial q}{\partial \epsilon} = 0$$

et

$$\frac{\partial u}{\partial \epsilon} \text{ ou } \frac{\partial e}{\partial \epsilon} = 0$$

Ces états, appelés états critiques, sont situés sur une ligne FF qui constitue une borne supérieure de la SEL, et dont la projection dans le plan p', q est une droite de pente

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \approx \frac{\varphi'^{(0)}}{25}$$

qui correspond en fait à la droite de Mohr-Coulomb. Cette droite est appelée ligne d'état critique (LEC). Dans le plan $e - \log p'$, la LEC se projette sous la forme d'une droite de pente C_c , parallèle à la ligne d'état limite OE. Ceci implique que, dans des essais non drainés sur une argile donnée, il existe un rapport constant entre le déviateur à l'état

critique et la pression isotrope de consolidation initiale ; on retrouve là, dans une certaine mesure, le principe du rapport c_u/σ'_p caractéristique de chaque argile établi de manière empirique par Skempton [24] puis Bjerrum [3].

Ainsi donc, la connaissance de la SEL et de la LEC d'une argile permet d'en décrire complètement le comportement. Tout état e, p', q situé à l'intérieur de l'espace délimité par la SEL et la LEC correspond à un comportement de type élastique, décrit en première approximation par un module volumétrique K ou le coefficient C_s et un module de cisaillement G (ou E_u). Tout état de contrainte situé sur la SEL amène l'argile en état normalement consolidé avec des grandes déformations calculables, à partir de C_c pour les déformations volumétriques, et à partir d'une loi d'écoulement plastique pour les déformations de cisaillement. Tout état de contrainte situé sur la LEC, définie par la connaissance de l'angle de frottement effectif φ' , provoque la rupture de l'argile. Par conséquent, le comportement d'une argile est défini en première approximation par la connaissance des paramètres suivants :

- l'indice des vides e_o ;
- les paramètres de déformation dans le domaine surconsolidé, soit C_s ou K et G ;
- l'indice de compressibilité de l'argile normalement consolidée C_c ;
- l'angle de frottement effectif φ' ;
- l'équation (Y) de la surface d'état limite.

Les premiers paramètres sont classiques et relativement simples à déterminer. On notera cependant qu'ils correspondent à une description simplifiée du comportement d'une argile et qu'ils devront être complétés ou modifiés pour tenir compte des propriétés d'anisotropie, de non linéarité et de fluage des argiles naturelles.

Pour ce qui est de l'équation (Y) de la SEL, Roscoe et al [19, 20] ont cherché à développer une approche mathématique à partir de la théorie de plasticité. Il en a résulté les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié applicables strictement aux argiles isotropes. Ohta et Hata [16] ont par ailleurs modifié le modèle Cam-Clay pour tenir compte dans une certaine mesure de l'anisotropie. Il reste que ces modèles sont difficilement applicables tels quels aux argiles naturelles.

On peut au contraire utiliser une approche d'abord expérimentale, consistant à déterminer la forme des SEL de différentes argiles naturelles à partir d'essais de laboratoire, et à préciser la nature physique des phénomènes d'état limite pour ensuite, éventuellement, en développer une formulation mathématique.

2 États limites des argiles naturelles

La détermination de la SEL d'une argile naturelle se fait par essais triaxiaux sur des échantillons non remaniés. Deux techniques peuvent être utilisées.

Crooks et Graham (5), travaillant sur une série d'échantillons provenant d'une profondeur donnée, à laquelle correspondent des valeurs communes de e_o, σ'_{vo} et σ'_p , reconsolident d'abord chaque échantillon sous les contraintes en place $\sigma'_{vo}, K_o \sigma'_{vo}$. Ils appliquent ensuite à chaque échantillon un chargement triaxial drainé suivant un cheminement de contrainte tel que 1, 2, ...7 (fig. 2a) en mesurant la variation de volume de l'échantillon en fonction des contraintes appliquées. Par définition, l'état limite le long de chacun de ces cheminements est l'état de contrainte qui correspond à l'initiation des grandes déformations irréversibles. L'ensemble de ces états limites définit une courbe gauche sur la surface d'état limite, dont on représente la projection dans le plan p', q (fig. 2a). En faisant la même série d'essais sur des échantillons provenant de plusieurs profondeurs dans le même dépôt on obtient plusieurs lignes de la SEL et finalement une image suffisante de l'ensemble de cette surface. Cette technique a l'avantage de bien reproduire les conditions de contrainte *in situ*. Elle présente par contre deux difficultés : d'une part les chemi-

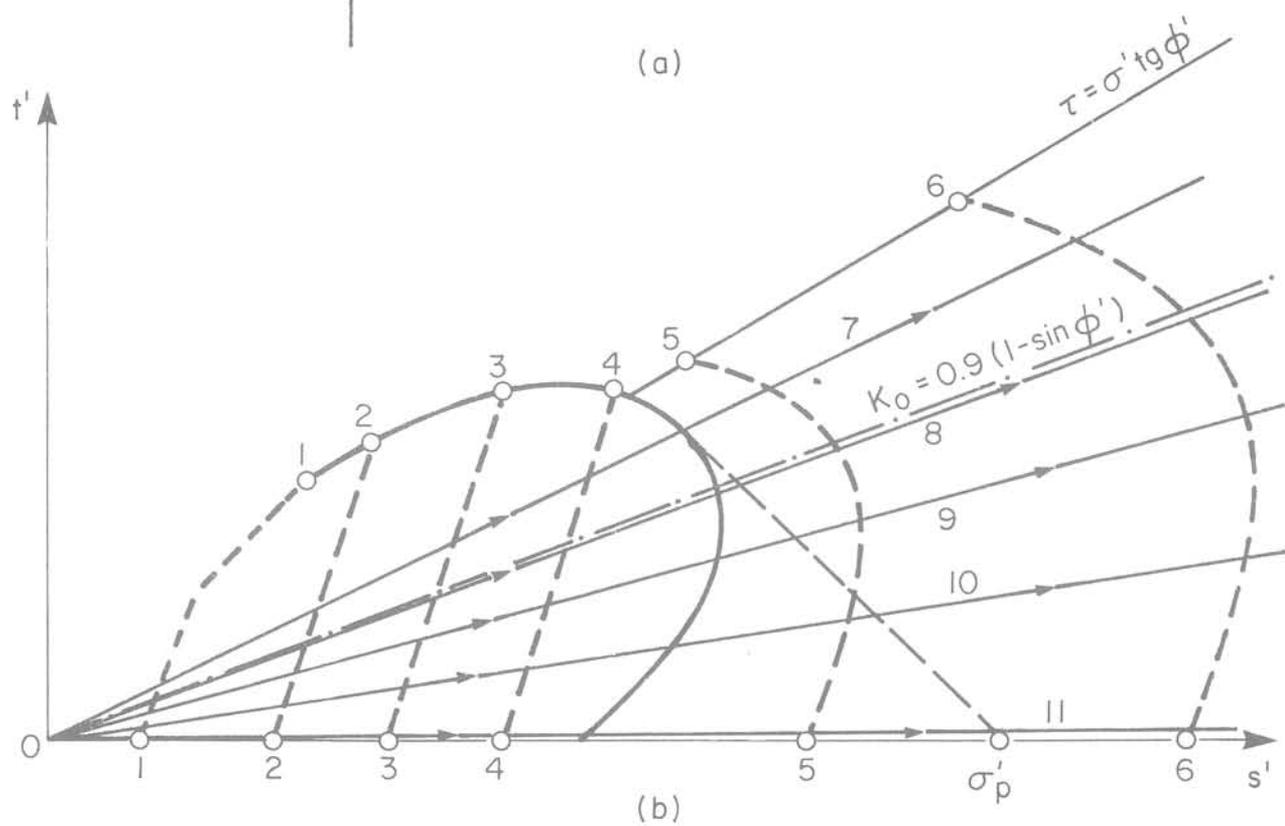
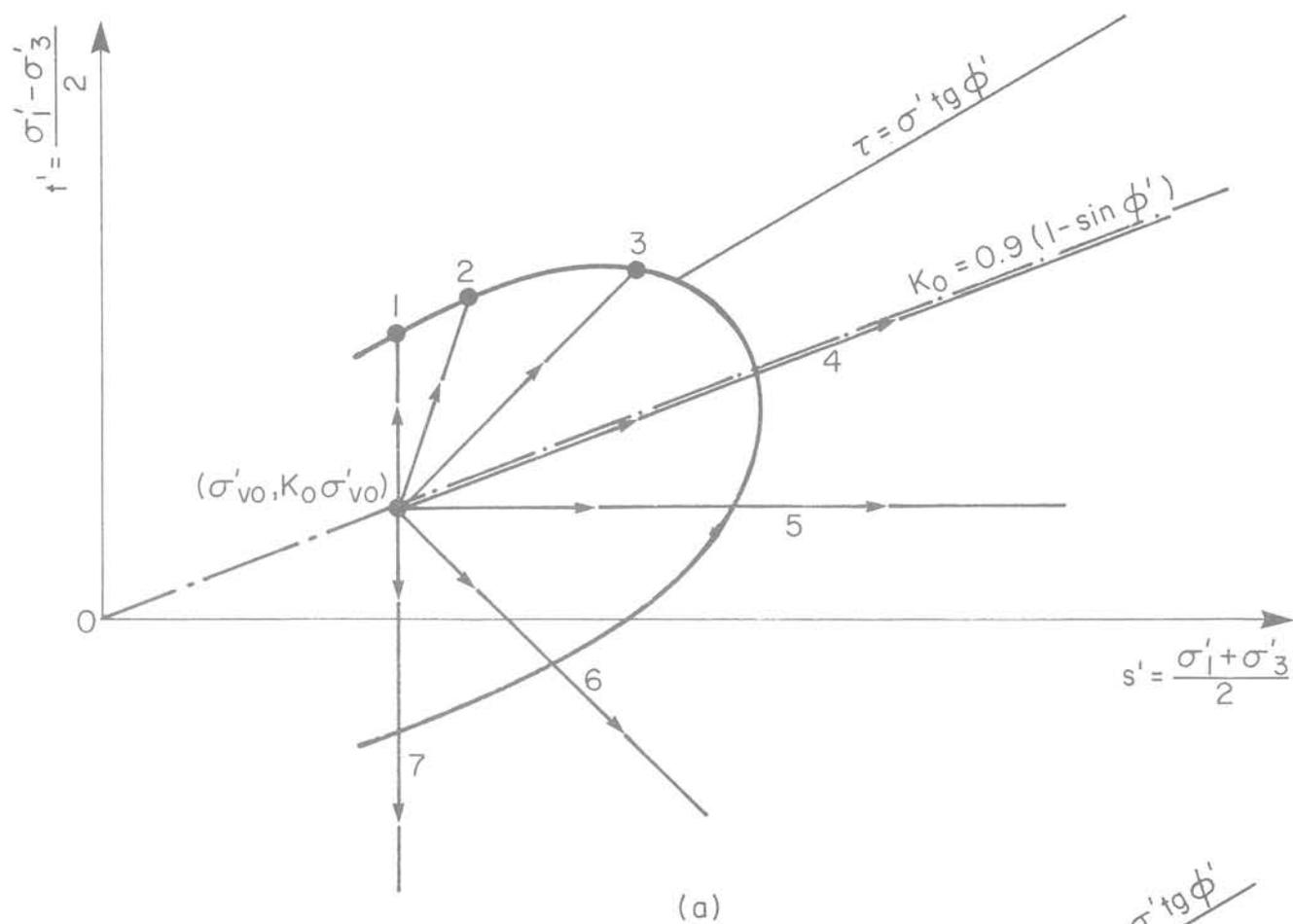


Fig. 2 Cheminement des contraintes effectives dans les essais servant à la définition de la SEL

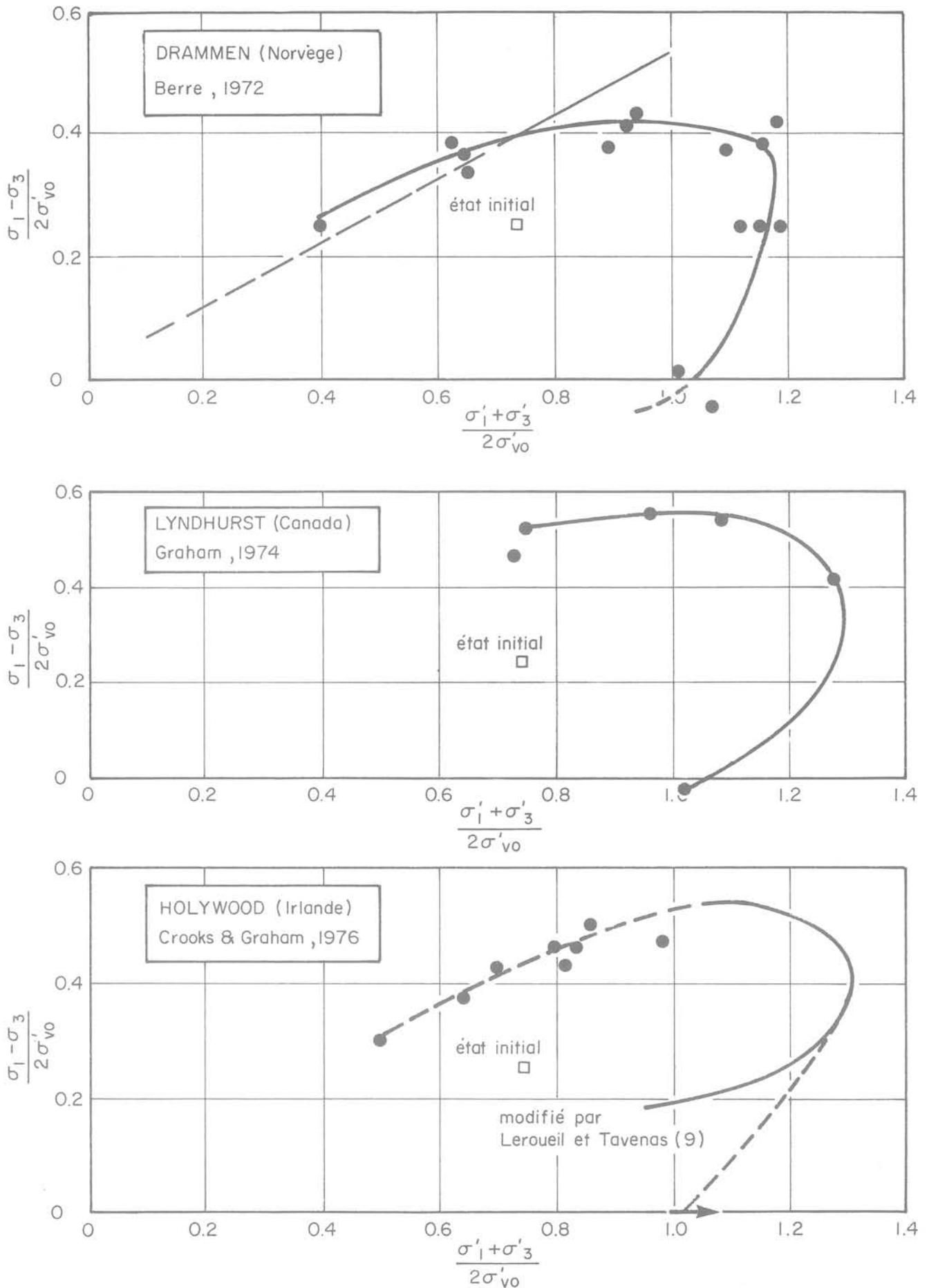


Fig. 4 SEL d'argiles de différentes origines (d'après Leroueil, [8])

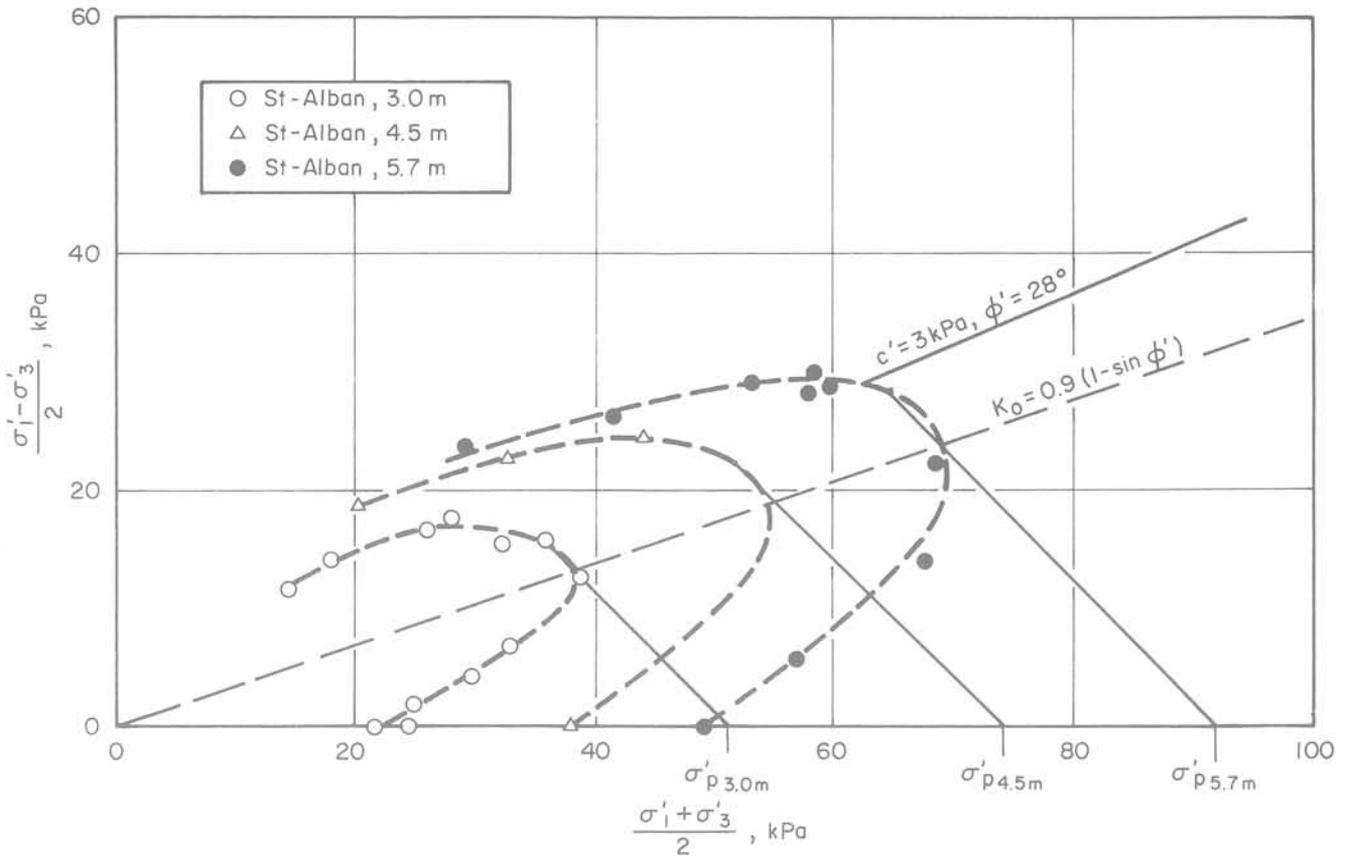


Fig. 5 Coupes de la SEL de l'argile de Saint-Alban à différentes profondeurs (d'après Leroueil, [8] et Trak [32])

La figure 5 présente les états limites obtenus en faisant des essais similaires sur des échantillons prélevés à différentes profondeurs dans le dépôt de Saint-Alban. Les coupes de la SEL correspondant à chaque profondeur et donc à chaque valeur de e_0 et σ'_p sont bien toutes de forme elliptique centrée sur la ligne K_0 et elles sont localisées le long de cette ligne en fonction de la valeur locale de σ'_p . On peut donc en conclure que la forme et la position des coupes de la SEL dans des plans $e \approx \text{Cste}$ dans l'espace e, p', q , sont fixées par l'état de contrainte maximum ayant régné en cours de formation du dépôt étudié. On note par ailleurs que les coupes de la SEL aux différentes profondeurs sont à peu près homothétiques entre elles, le rapport des pressions de préconsolidation σ'_p représentant le rapport d'homothétie. Cette propriété d'homothétie qui est également conforme à la théorie de Cam-Clay, a, comme on le verra, des implications pratiques importantes.

On a également reproduit sur les figures 3 et 5 l'enveloppe de Mohr-Coulomb de l'argile normalement consolidée. D'après tous les essais ayant été conduits jusqu'à des déformations de l'ordre de 15 %, il est apparu que cette enveloppe pouvait être considérée comme représentant la ligne d'état critique de l'argile de Saint-Alban. On a noté par ailleurs sur l'argile de Saint-Alban que, à un indice des vides donné, l'état critique était situé à l'intérieur de la coupe de la SEL correspondante. Cette propriété, mise en évidence sur l'argile de Saint-Alban, semble s'appliquer à toutes les argiles naturelles structurées et intactes, mais pas nécessairement aux argiles naturelles ayant subi un remaniement même très faible [12]. Elle doit donc être due à un phénomène de structuration produit par fluage, thixotropie ou cimentation, qui reste cependant à préciser.

3 Relation entre état limite et loi effort-déformation

Selon les principes de base des modèles Cam-Clay, une argile soumise à un état de contrainte inférieur à l'état limite correspondant à son indice des vides a un comportement parfaitement élastique, caractérisé par un module E et un coefficient de Poisson ν . Ceci ne s'applique évidemment que dans la mesure où l'argile est supposée isotrope. La caractérisation du comportement des argiles naturelles, anisotropes, dans le domaine surconsolidé est évidemment beaucoup plus complexe. Les études récentes sur les lois effort-déformation-temps, tendent à prouver que ce comportement, de type visco-élastique, devrait être exprimé en fonction de l'état limite plutôt qu'à partir des formulations classiques de l'élasticité. Il est trop tôt pour proposer une expression mathématique globale de ce comportement mais les paramètres physiques commencent à en être connus.

Une étude détaillée [29] du fluage de l'argile de Saint-Alban sous des contraintes inférieures à l'état limite a conduit d'abord au résultat présenté à la figure 6. Les lieux des états de contraintes produisant des déformations volumétriques identiques à 1 500 minutes après leur application à partir d'un état initial $\sigma'_{vo}, K_0, \sigma'_{vo}$, présentent des formes manifestement reliées à celle de la coupe de la SEL au niveau étudié. Un résultat semblable est obtenu pour les déformations de cisaillement. Ainsi donc la loi effort-déformation de l'argile surconsolidée doit être exprimée non pas en fonction de la valeur absolue des contraintes appliquées mais bien en fonction de la distance à l'état limite de ces contraintes, c'est-à-dire finalement en fonc-

Une étude récente de l'énergie de déformation des argilles naturelles surconsolidées est venue confirmer le rôle déterminant de la SEL (Tavenas et al, 30). La figure 7 présente les courbes d'énergie de déformation de l'argile de Saint-Alban. Sans être parfaitement homothétiques à la SEL, ces courbes sont directement influencées par la forme de la SEL.

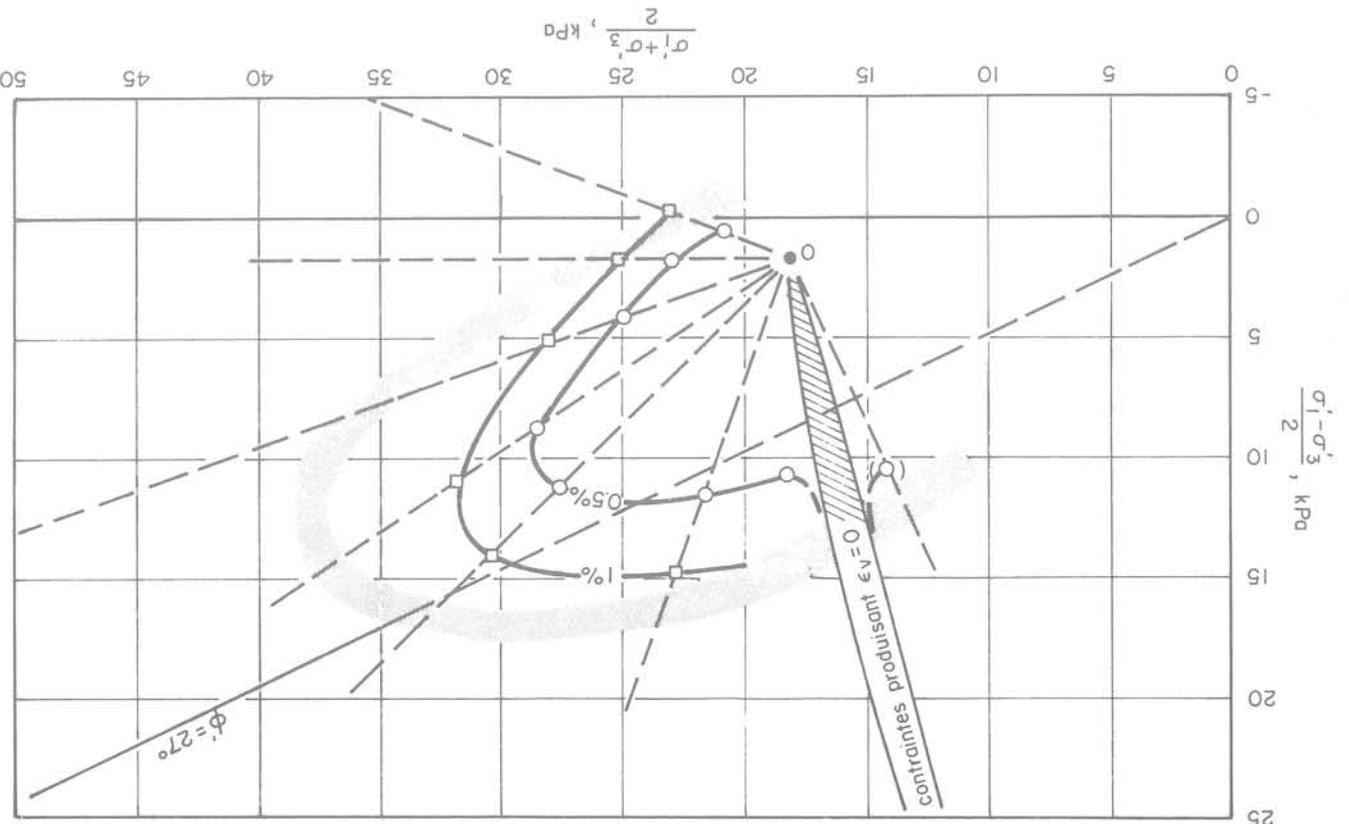
dans laquelle $f(\sigma')$ est une fonction de contrainte, particulaire pour chaque composante du tenseur des vitesses de déformation, mais exprimant dans chaque cas la distance de l'état de contrainte sous lequel se développe par rapport à la coupe de la SEL correspondant à l'indice des vides de l'argile étudiée. Tavenas et al [29] ont finalement suggéré qu'une formulation générale de la loi effort-déformation-temps pourrait résulter de la combinaison des notions d'état limite et d'isotaches (Suklje, [25]).

$$\dot{\epsilon} = A f(\sigma') \left(\frac{t}{t_0}\right)^m$$

En ce qui concerne l'effet du temps sur les déformations, Tavenas et al [29] ont montré que toutes les composantes du tenseur des vitesses de déformation pouvaient s'exprimer sous la forme générale proposée par Singh et Mitchell [23] :

tion de l'état limite lui-même. Une étude de laboratoire visant à préciser une telle formulation de la loi effort-déformation est actuellement en cours.

Fig. 6 Courbes d'égales déformations volumétriques de l'argile de Saint-Alban dans le domaine surconsolidé



En conclusion, même si de nombreux points restent à préciser, tout indique que l'ensemble des propriétés de résistance, de déformation et de fluage d'une argile surconsolidée peuvent être exprimées en fonction de la SEL de cette argile. De manière plus générale ces propriétés sont directement reliées à la structure physique de l'argile c'est-à-dire à la distribution spatiale et à la résistance des contacts interparticules résultant de la déposition et de la consolidation anisotrope de l'argile, la SEL étant, comme on l'a vu l'image de cette structure dans l'espace des contraintes.

4 Application à l'interprétation des essais

On vient de montrer que, pour un dépôt d'argile donné, la forme de la SEL était unique, fixée par la valeur du coefficient de poussée des terres au repos K_0 de l'argile en cours de consolidation, c'est-à-dire en fait par la minéralogie et la valeur résultante de l'angle de frottement effectif ϕ' de l'argile, puisque $K_0 \approx 0.9 (1 - \sin \phi')$. On a également établi que, à chaque profondeur, la position et la dimension de la coupe de la SEL étaient directement fonction de la valeur locale de σ'_v et donc de l'indice des vides e_0 et que les coupes de la SEL à différentes profondeurs étaient homothétiques entre elles. La considération, de la forme elliptique particulière des SEL des argiles naturelles, et de l'homothétie des coupes de SEL à différentes profondeurs, permet d'améliorer qualitativement l'interprétation des différents essais de laboratoire et de chantier.

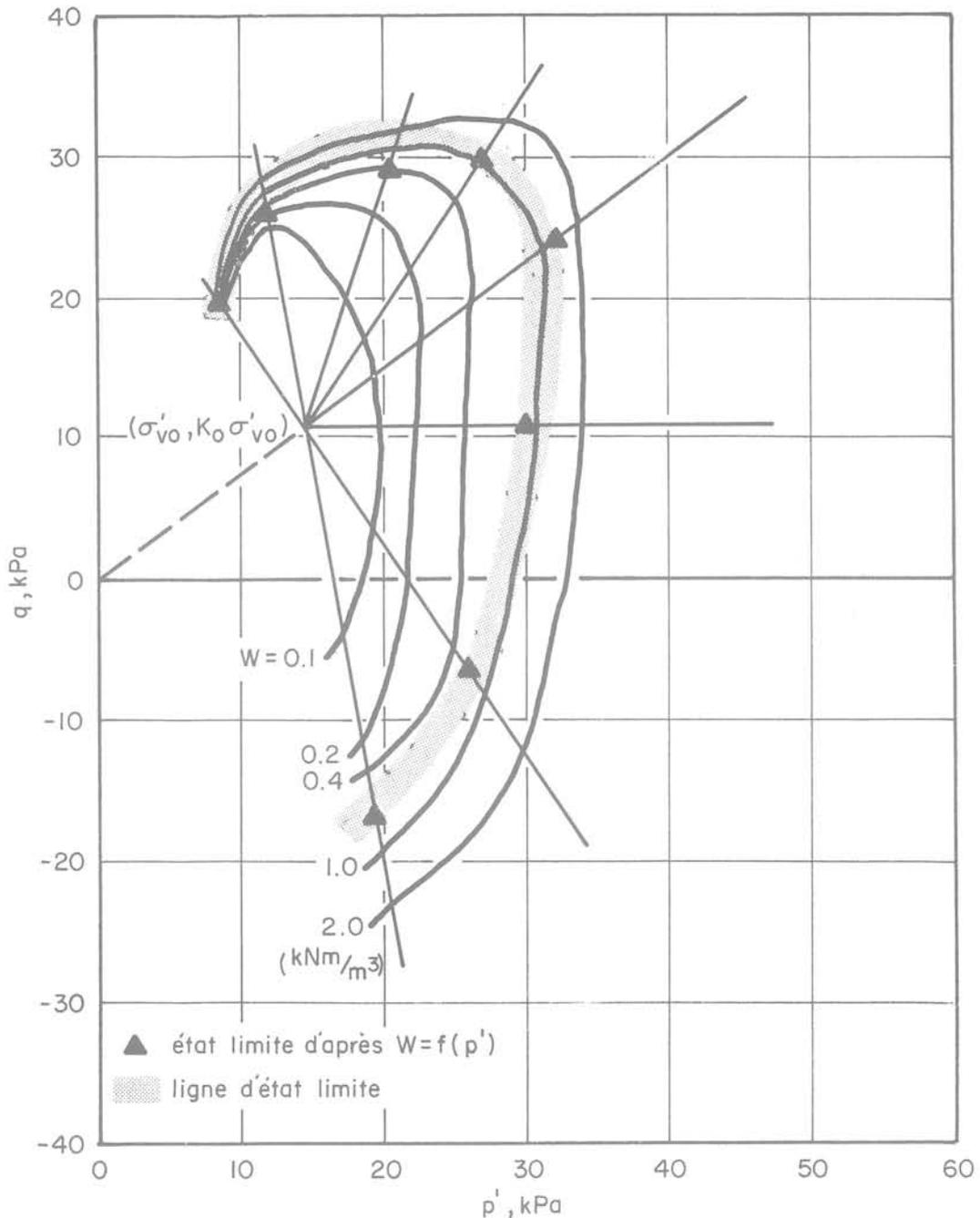


Fig. 7 Courbes d'égalles énergies de déformation de l'argile de Saint-Alban (d'après Tavenas et al, [30])

Dans le cas des essais de laboratoire, chaque essai correspond à un cheminement de contraintes effectives propre. Chaque essai donnera donc un état limite en un point particulier de la SEL correspondant à ce cheminement. Connaissant la forme de la SEL des argiles naturelles, on conclut (fig. 8) qu'un essai non consolidé non drainé, réalisé à faible contrainte effective moyenne donnera une résistance au cisaillement UU plus faible qu'un essai triaxial CAU consolidé sous σ'_{vo} , $K_o \sigma'_{vo}$. Ainsi, contrairement à une pratique courante qui conduit à évaluer la qualité d'un essai à partir de la valeur de la résistance au cisaillement qu'il donne, il apparaît, d'une part que tout essai bien exécuté sur un échantillon d'argile surconsolidée intacte donnera un point de la SEL de cette argile, d'autre part que les différences dans les résultats obtenus par les divers essais traduisent simplement les

différences dans les cheminement de contraintes effectives suivis. Par ailleurs l'existence d'une homothétie de rapport $\sigma'_{p1}/\sigma'_{p2}$ entre les coupes de la SEL à deux profondeurs (1) et (2) permet d'écrire que les états limites mesurés suivant un cheminement de contrainte donné aux deux profondeurs seront dans ce même rapport, sous réserve que les contraintes effectives en place σ'_{vo} soient également dans ce même rapport, c'est-à-dire que le rapport de surconsolidation soit constant dans le dépôt. En notant les cohésions respectivement UU et CAU on obtient :

$$\frac{\sigma'_{p1}}{\sigma'_{p2}} = \frac{\sigma'_{vo1}}{\sigma'_{vo2}} = \frac{UU_1}{UU_2} = \frac{CAU_1}{CAU_2} = \frac{p'_1}{p'_2}$$

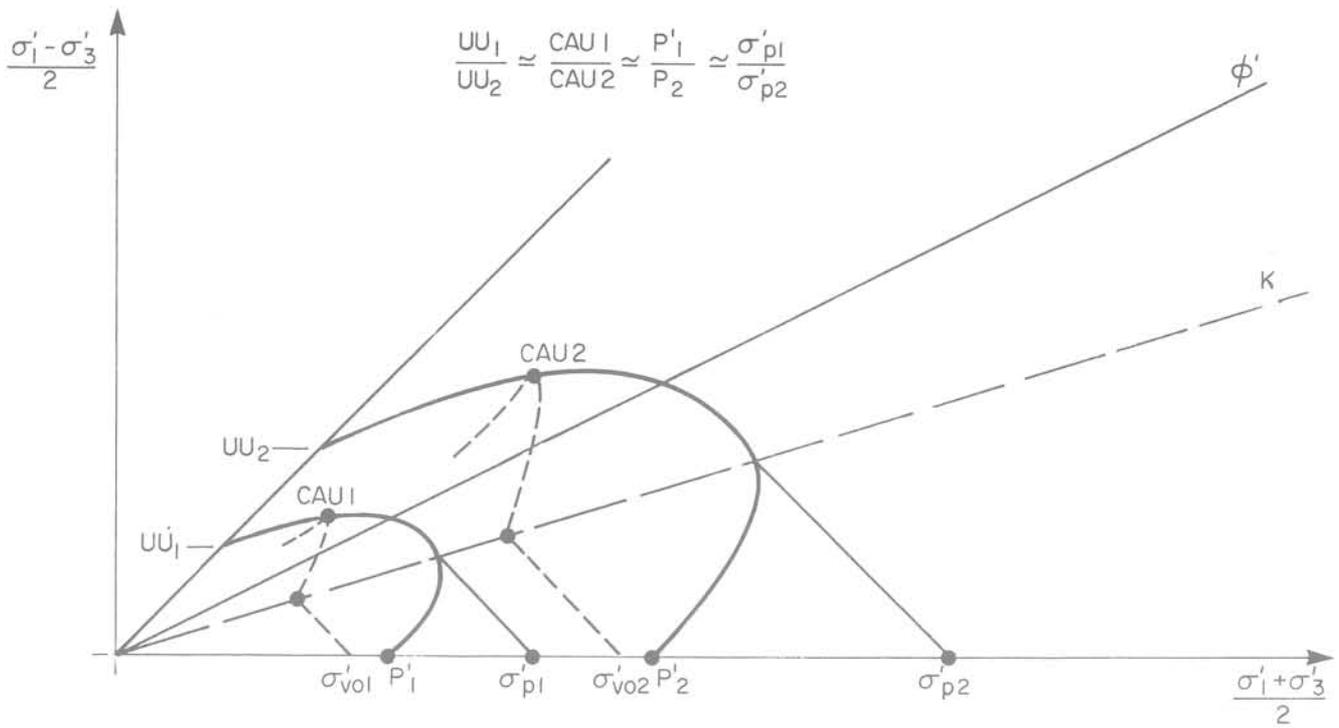


Fig. 8 SEL et interprétation des essais de laboratoire

Par combinaison, on voit ainsi qu'il y aura, dans un dépôt d'argile donné conservation des rapports UU/CAU ou encore CAU/σ'_p .

Le problème est sensiblement plus complexe dans le cas des essais *in situ* pour lesquels on ne connaît en général pas les cheminements de contraintes effectives. On sait seulement que la cohésion mesurée au scissomètre comme la résistance en pointe mesurée au pénétromètre statique ou la pression limite donnée par le pressiomètre sont toutes des représentations particulières de l'état limite de l'argile étudiée. Si on ne peut établir avec certitude le point de la SEL obtenu avec chacun de ces essais, on peut cependant appliquer à ces résultats les principes d'homothétie des SEL (fig. 9). Le fait que la résistance en pointe au pénétromètre soit représentative non seulement de la résistance (donc de l'état limite) de l'argile mais aussi de ses caractéristiques de déformation à l'état intact [21] n'empêche pas cette application dans la mesure où on a vu que les déformations étaient fonction de la SEL. On peut donc écrire

$$\frac{C_{u1}}{C_{u2}} = \frac{q_{c1}}{q_{c2}} = \frac{\sigma'_{p1}}{\sigma'_{p2}}$$

et, par conséquent, retrouver le principe des rapports C_u/σ'_p et q_c/C_u caractéristiques de chaque dépôt. Dans le cas du pressiomètre, on dispose de quelques informations sur les

cheminements de contraintes effectives depuis les essais de Baguelin et al (2) et l'étude en laboratoire de Wood et Wroth (33). Ces cheminements sont assez complexes puisque, aux variations largement étudiées des contraintes horizontales σ'_2 et σ'_3 s'ajoute une variation de la contrainte principale verticale σ'_1 produite par les pressions interstitielles générées en cours d'essai. On a donc finalement un cheminement de contrainte « en spirale » dans l'espace $\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ (fig. 10), et qui touche l'état limite en un point encore mal défini mais correspondant à une valeur faible ou négative de σ'_3 . Puisque ce cheminement est totalement différent de tous les cheminements suivis dans les essais classiques, les paramètres de déformation ou de résistance obtenus au pressiomètre seront donc nécessairement différents de ceux mesurés lors des essais de laboratoire. On trouve là, la raison des échecs répétés des tentatives de comparaison entre les lois effort-déformation déterminées en laboratoire et au pressiomètre. Par contre le principe d'homothétie s'applique à la pression limite P_L comme à tous les autres états limites et, à deux profondeurs dans un dépôt donné on aura :

$$\frac{P_{L1}}{P_{L2}} = \frac{C_{u1}}{C_{u2}} = \frac{\sigma'_{p1}}{\sigma'_{p2}}$$

Encore ici on retrouve la justification des rapports caractéristiques $q_c/p_L, p_L/C_u$ ou p_L/σ'_p .

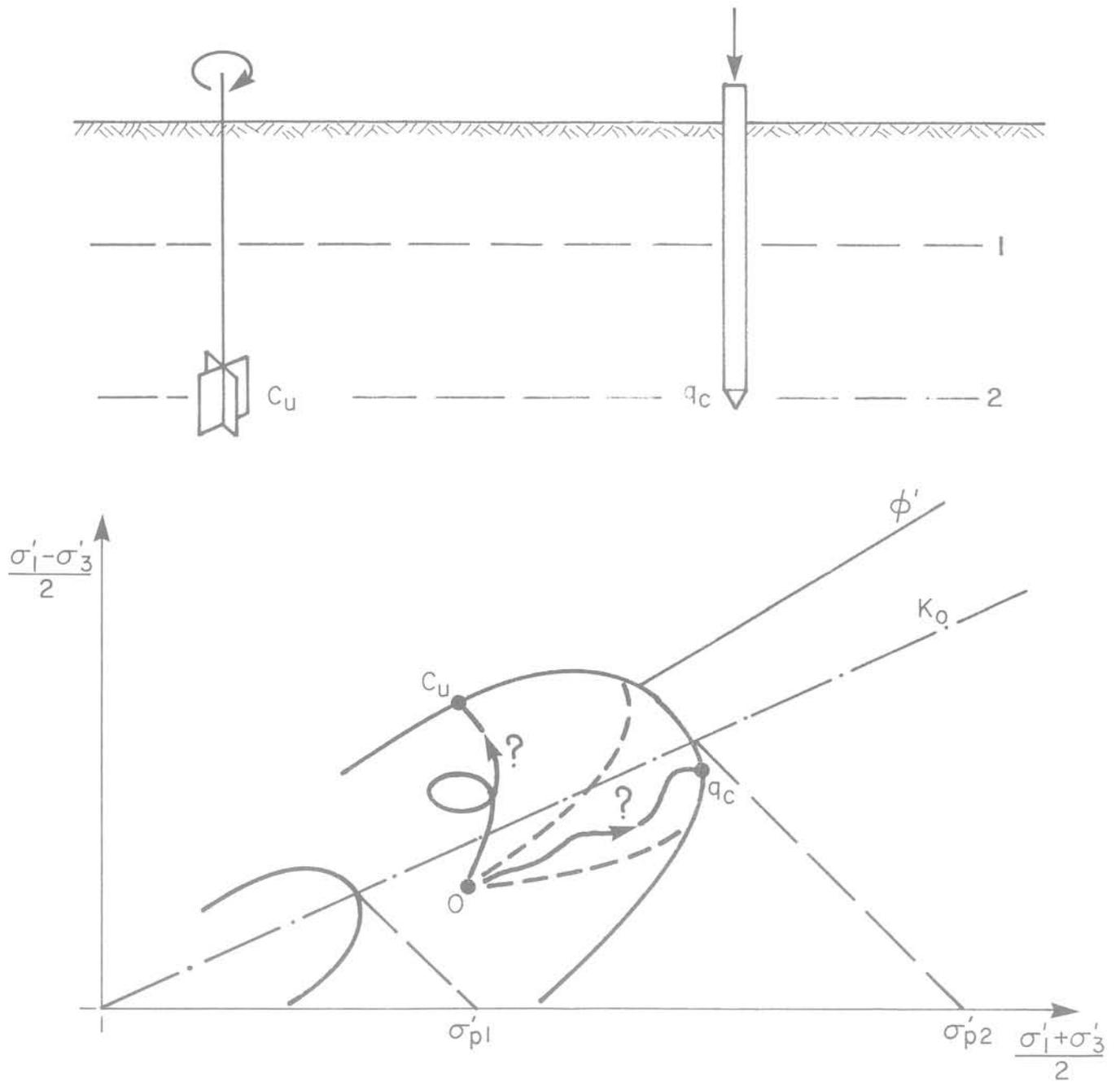
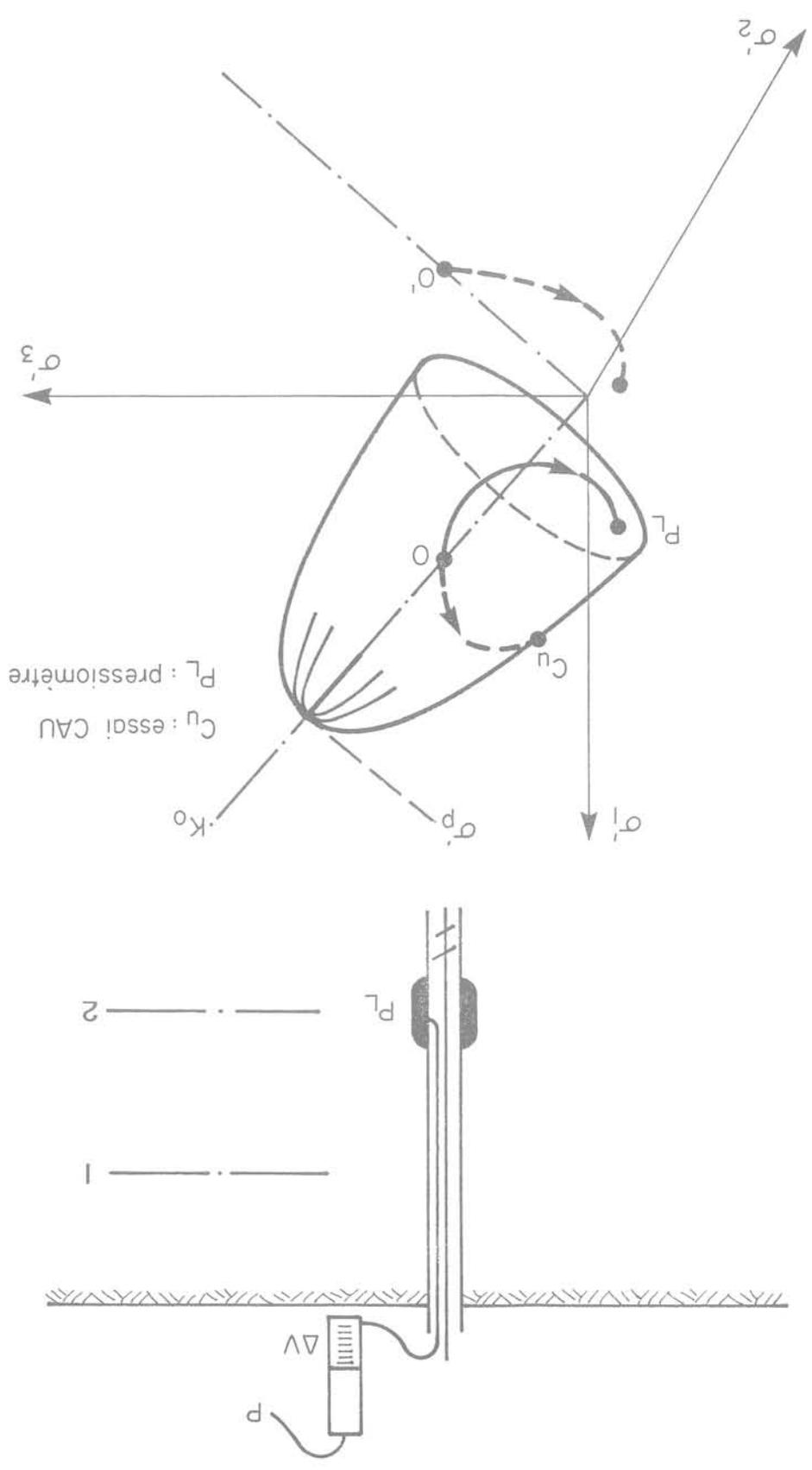


Fig. 9 SEL et interprétation des essais in situ

Fig. 10 SEL et interprétation de l'essai pressiométrique



P_L : pressiomètre
 C_u : essai CAU

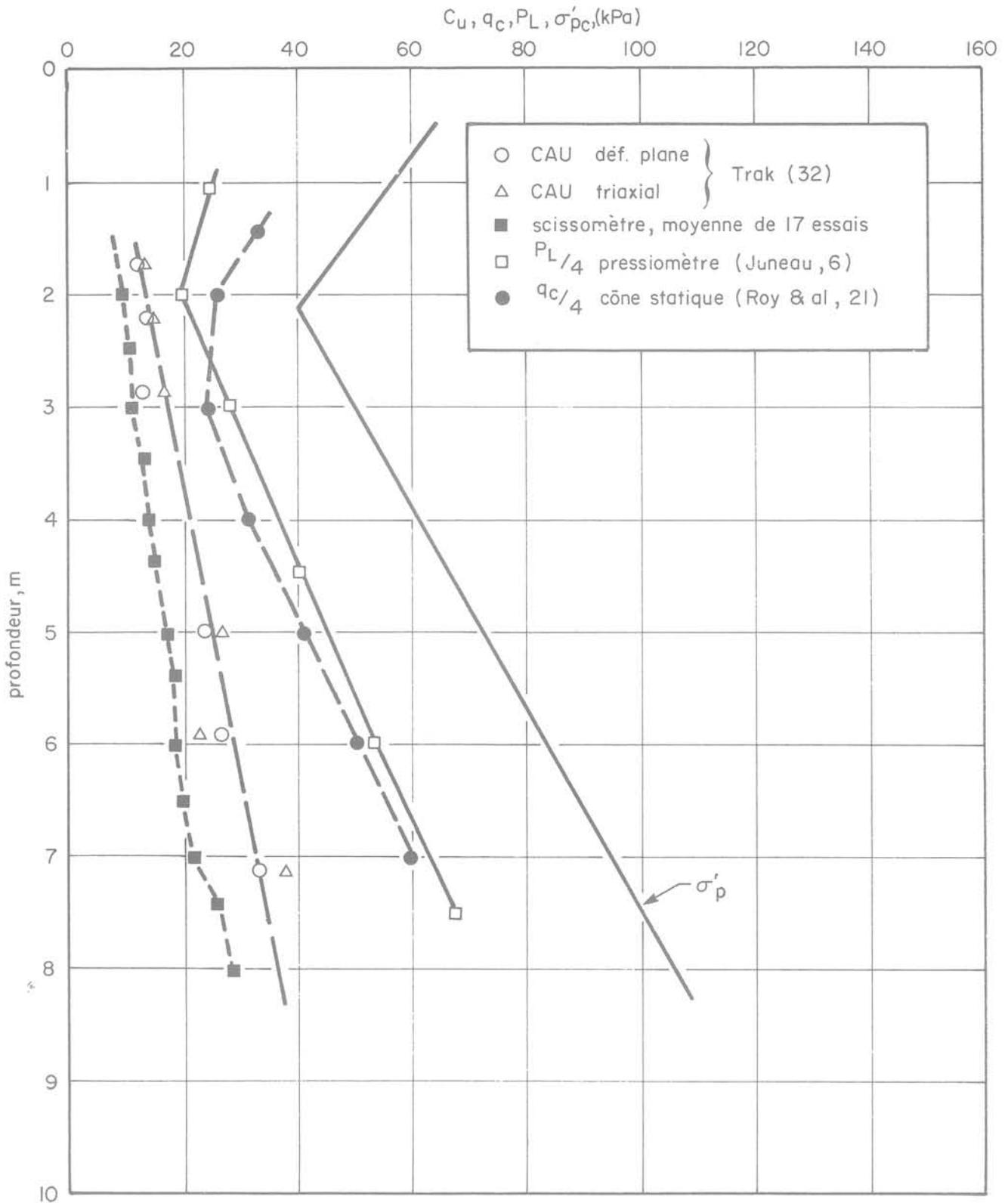


Fig. 11 Variations de σ'_p, C_u, q_c et P_L en fonction de la profondeur à Saint-Alban

La figure 11, qui regroupe l'ensemble des mesures de résistance de l'argile de Saint-Alban, met bien en évidence l'existence de rapports constants entre σ'_p, C_u, q_c et P_L et

confirme le principe d'homothétie des coupes de la SEL aux différentes profondeurs.

5 Application au calcul des ouvrages

Les résultats présentés plus tôt indiquent clairement que, pour une argile naturelle, chaque cheminement de contraintes effectives à partir de l'état initial σ'_{vo} , $K_o \sigma'_{vo}$ correspond à une valeur particulière de la résistance au cisaillement ou plus généralement de l'état limite et à une forme propre de la loi effort-déformation. Ce principe s'applique également au comportement de n'importe quel ouvrage construit sur ou dans un massif d'argile. Par conséquent, si on veut arriver à une prévision convenable de tous les aspects du comportement d'un ouvrage donné il faut d'abord identifier les cheminements de contraintes effectives suivis pendant la construction et la vie de cet ouvrage, ensuite simuler ces cheminements dans des essais de laboratoire appropriés pour en déduire la loi de comportement, et finalement établir la prévision à partir des paramètres obtenus de ces essais. Cette méthode n'est malheureusement pas ou peu applicable, car les essais classiques correspondent à des cheminements de contraintes fixés, généralement très différents de ceux suivis sous les ouvrages habituels. Il est donc normal que les paramètres obtenus par ces essais ne conduisent pas à de bonnes prévisions ; le cas le plus typique est celui de la résistance au cisaillement mesurée au scissomètre ou par essai CAU, qui est beaucoup plus élevée que la résistance mobilisée sous les remblais (Bjerrum, [4]). On doit cependant relever ici le cas exceptionnel de l'essai pressiométrique dont le cheminement des contraintes effectives est pratiquement identique à celui imposé au voisinage d'un pieu soumis à un chargement horizontal. Dans ce cas, comme l'ont noté Baguelin et Jezequel [1], les paramètres de déformation et de résistance mesurés au pressiomètre correspondent bien à ceux qui caractérisent le comportement du pieu.

Dans tous les cas où une simulation des cheminements de contraintes effectives ne sera pas réalisée, on pourra tout de même arriver à une prévision correcte du comportement des ouvrages par application des principes d'homothétie et de quasi-unicité de la forme des SEL des argiles naturelles (Leroueil et Tavenas, [9]). En effet, pour un couple essai-ouvrage donné, la différence entre les cheminements de contraintes et donc les valeurs correspondantes des paramètres mécaniques sera fixée et on pourra empiriquement corriger les paramètres de résistance et de déformation obtenus par essai pour les ajuster à ceux mobilisables sous l'ouvrage. On a là la justification des méthodes empiriques de calcul proposées par Ménard [14] ou par Bjerrum [4].

6 Cas de la fouille avec soutènement ancré

La fonction de tout soutènement (paroi moulée, berlinoise, etc.) avec ancrages précontraints est de limiter les déformations du sol, en particulier les tassements du sol à l'arrière de l'ouvrage lors de l'excavation de la fouille.

Le dimensionnement d'un tel ouvrage repose, après identification de la nature des sols et des conditions phréatiques, sur le choix du coefficient de poussée des terres K . La limite inférieure de ce coefficient, K_a , implique pour être mobilisée des déplacements non négligeables du soutènement vers la fouille. Les valeurs courantes, dans le cas où on veut contrôler ces déplacements, sont supérieures à K_a ; par exemple les normes allemandes recommandent l'usage de valeurs variant de $(K_o + K_a)/2$ à K_o selon la grandeur des déplacements admissibles. Quant à la détermination du coefficient de poussée des terres au repos K_o , elle est associée à certaines difficultés puisqu'on connaît mal l'influence de la surconsolidation sur les contraintes horizontales ; c'est ainsi qu'on prend des valeurs de K_o plus ou moins arbitraires et comprises entre 0.5 et 1.0.

Les notions d'état limite et de loi effort-déformation présentées plus tôt permettent une nouvelle approche de choix de K . On a vu que les déformations sont faibles à l'intérieur de la SEL, et fonctions de la distance de l'état de

contraintes effectives appliqué à la SEL, et qu'elles deviennent très grandes lorsqu'on dépasse l'état limite, c'est-à-dire lorsque l'argile devient normalement consolidée. Par conséquent, pour limiter les déformations à l'arrière d'un rideau de soutènement, il suffira d'appliquer à l'aide des ancrages un état de contraintes qui soit le plus possible au centre du domaine élastique délimité par la SEL. On réalisera cette condition de la façon la plus sûre en utilisant un coefficient de poussée :

$$K_o = 0.9 (1 - \sin \varphi')$$

Par contre, on voit (fig. 12) que pour une argile faiblement surconsolidée, le choix d'une valeur de K_o élevée pourrait conduire à un passage de l'argile à l'état normalement consolidé ; un tel cas a été rapporté par McRostie et al [13], où une valeur $K_o = 1$ a conduit au développement simultané d'un déplacement du rideau vers l'intérieur du massif et d'un tassement de la surface du terrain à l'arrière du rideau.

7 Application à l'étude des remblais sur sols mous

De manière quasi-dogmatique, on a considéré que tous les remblais sur sols mous sont construits assez vite pour qu'on puisse distinguer d'une part la phase de construction, correspondant à un comportement non drainé de la fondation, d'autre part la phase de consolidation et donc de comportement drainé de l'argile. Toutes les méthodes de calcul de stabilité et de tassement des remblais sur sols mous sont fondées sur cette distinction, malheureusement injustifiée.

L'utilisation des notions d'état limite présentées plus tôt impose une connaissance détaillée des cheminements de contraintes effectives. Elle a donc d'abord conduit à une étude du comportement réel des fondations argileuses de remblais en cours de construction.

Une étude approfondie des pressions interstitielles générées en cours de construction sous l'axe des remblais a conduit Leroueil et al [10, 11] à conclure qu'une consolidation importante se développe au début de la période de construction. En effet, à ce moment là, l'argile de la fondation est en état surconsolidé et donc caractérisée par une faible compressibilité et une forte valeur de C_v . Ce phénomène, général puisqu'il a été observé sous plus de trente remblais construits sur toutes sortes de dépôts argileux, conduit à un accroissement rapide des contraintes effectives comme le montre la figure 13. Ainsi, assez rapidement après le début de la construction on atteint un état où $\sigma'_v = \sigma'_p$ et où un volume important de la fondation passe en état normalement consolidé. A ce stade, la compressibilité et donc le coefficient de consolidation de l'argile sont considérablement diminués et la poursuite de la construction se fait dans une condition pratiquement non drainée. La théorie d'état limite veut que le cheminement des contraintes effectives suive alors la coupe de la SEL à l'indice des vides correspondant. Compte tenu de la forme de la SEL des argiles naturelles (fig. 5), ceci se traduit par un cheminement à $\sigma'_v = \sigma'_p = \text{Cste}$ et donc par un accroissement des pressions interstitielles

$$\Delta u = \Delta \sigma'_v$$

La figure 14a illustre ce phénomène sous le remblai expérimental de Cubzac-les-Ponts B. Comme indiqué sur cette figure, la distance horizontale entre la ligne $\Delta u = \gamma H$ et la ligne expérimentale doit correspondre à $\sigma'_p - \sigma'_{vo}$ si l'interprétation suggérée ici est correcte. La figure 14b présente la comparaison entre les valeurs de σ'_p obtenues par essai œdométrique et par interprétation de la figure 14a ; la concordance est remarquable. Analysant plus de 90 observations sous 32 remblais, Leroueil et al [11] ont pu établir que cette concordance se retrouvait dans tous les cas d'argiles ayant un rapport de surconsolidation inférieur à 2.5 (fig. 15).

Ce passage de l'argile à l'état normalement consolidé a des conséquences très importantes sur tous les aspects du comportement des fondations de remblais en cours de construction, et donc sur toutes les méthodes de prévision de ce comportement.

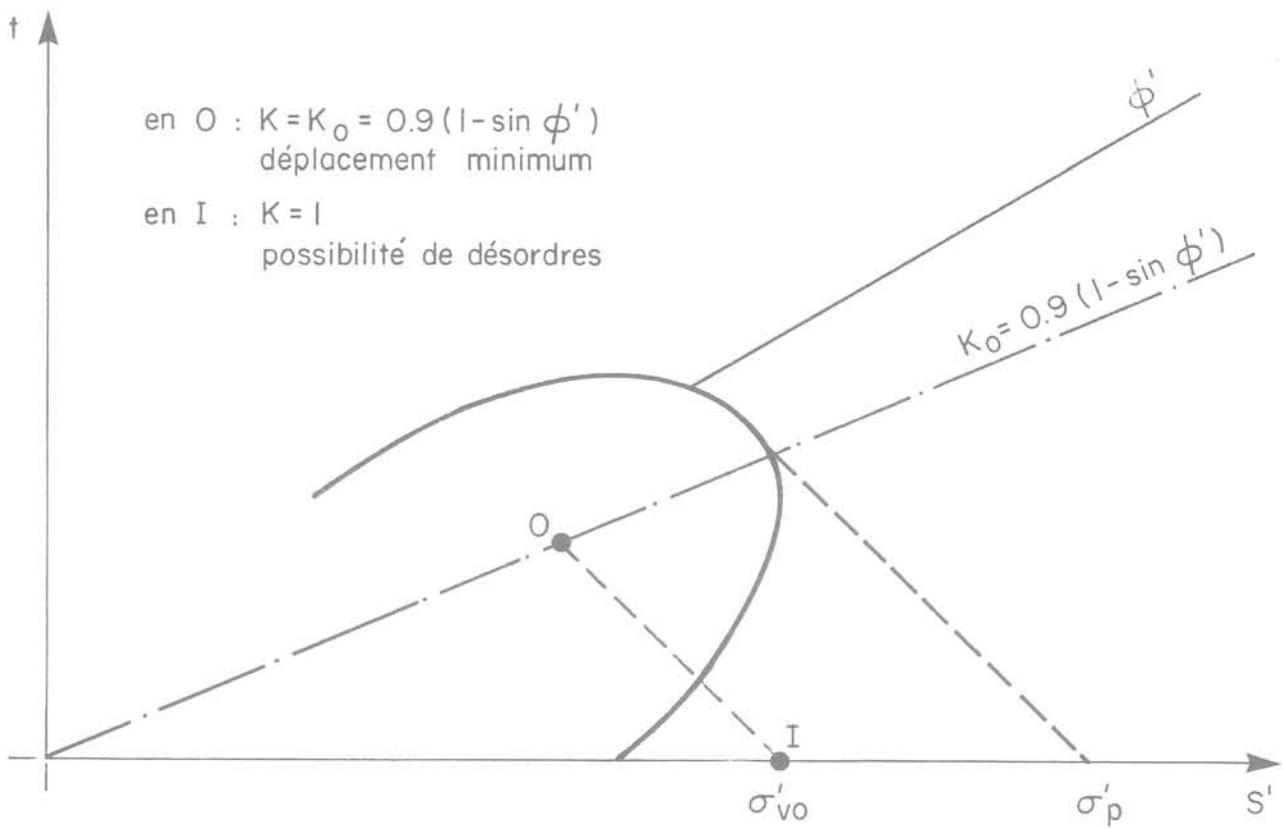
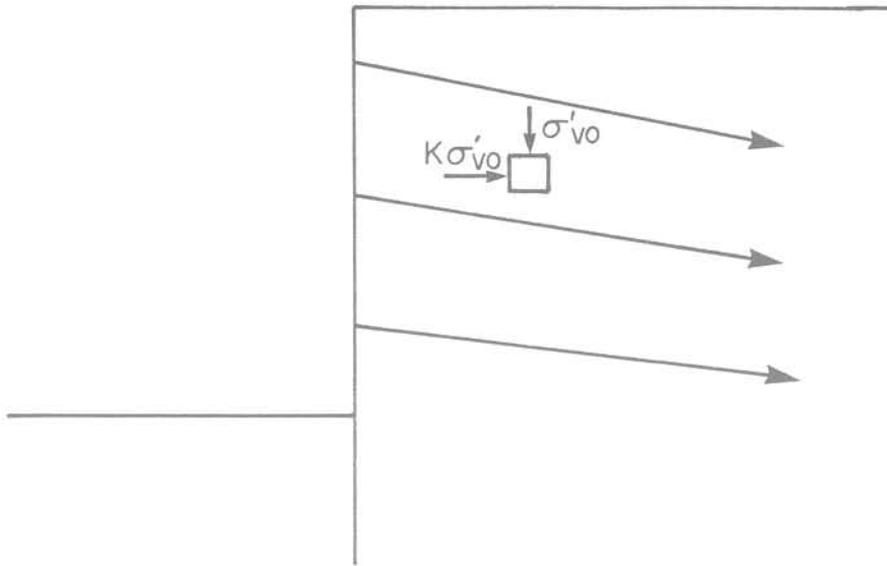


Fig. 12 SEL et le calcul des soutènements ancrés

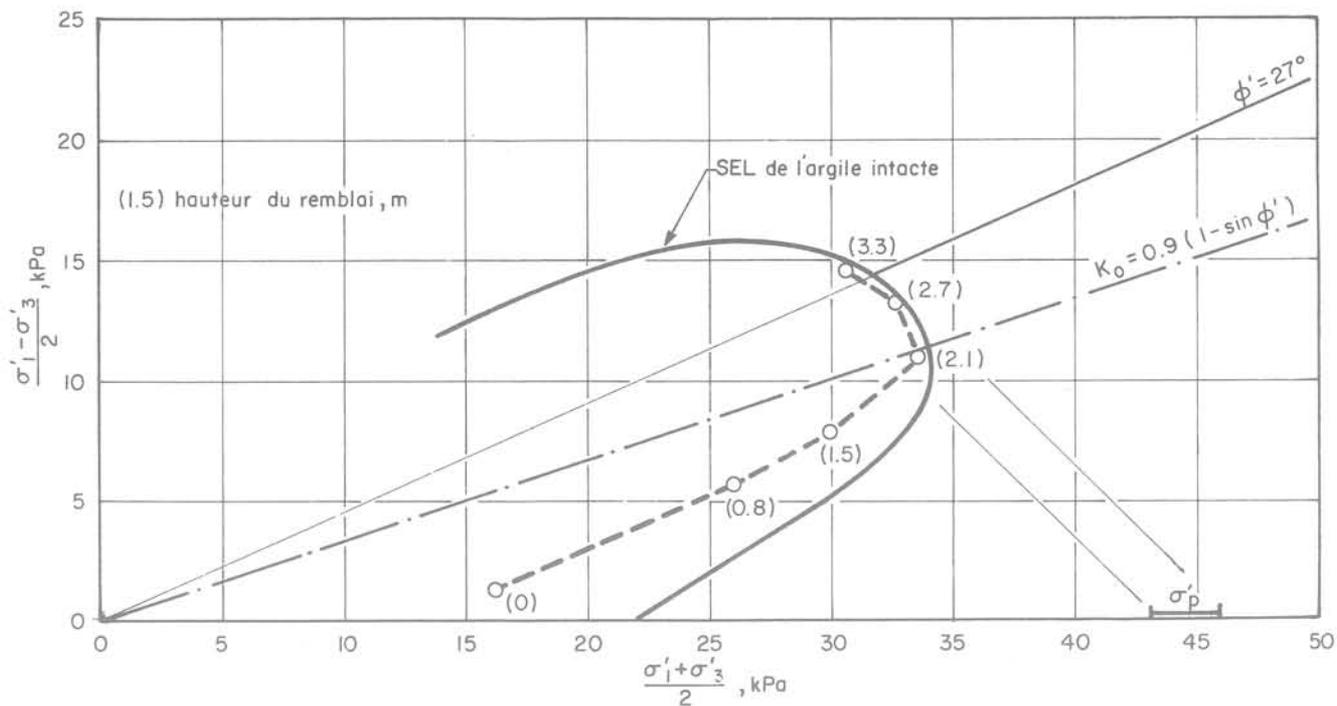


Fig. 13 Cheminement des contraintes effectives à 2.7 m sous l'axe du remblai C de Saint-Alban en cours de construction

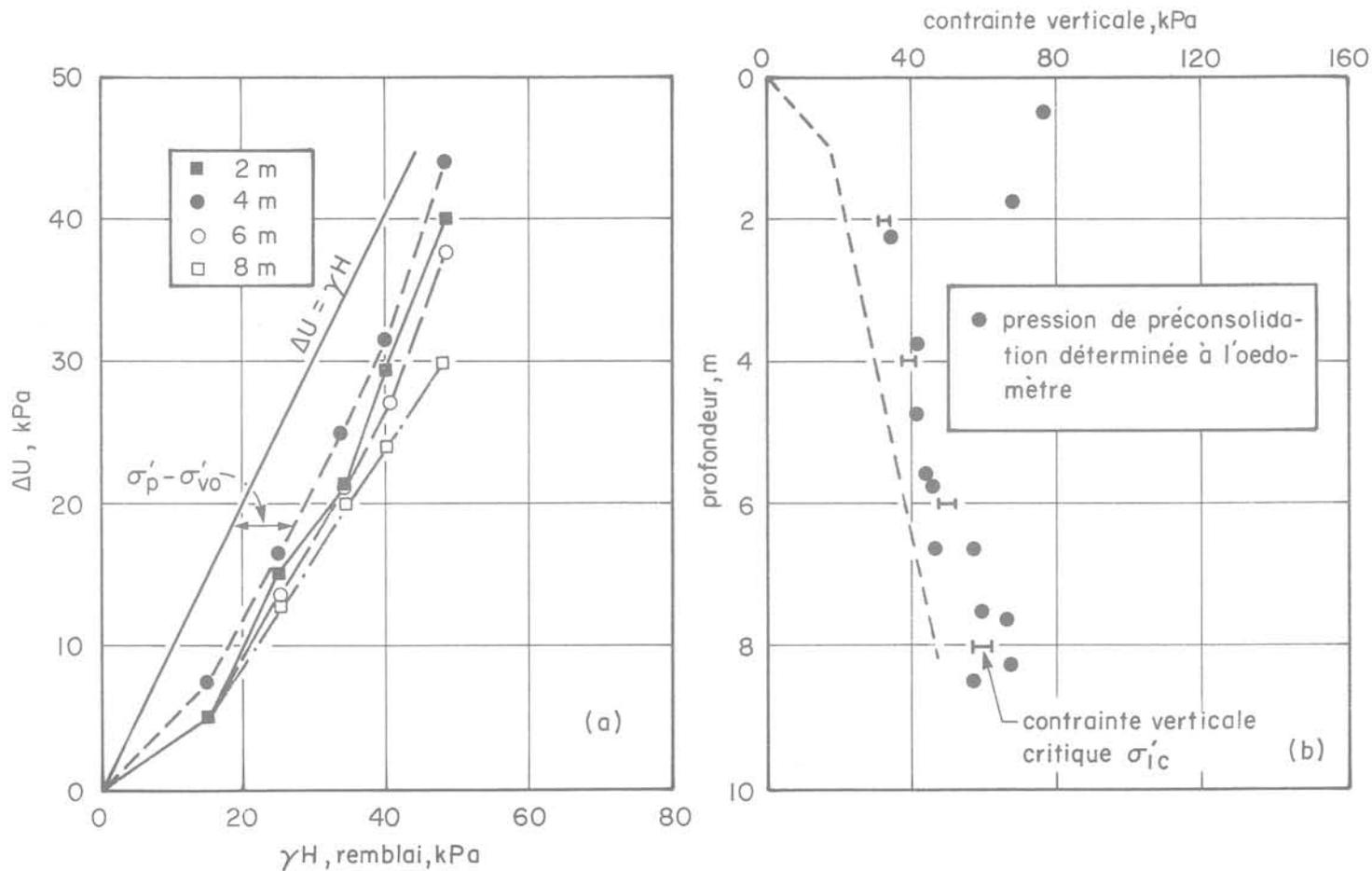


Fig. 14 Pressions interstitielles de construction sous le remblai B de Cubzac-les-Ponts

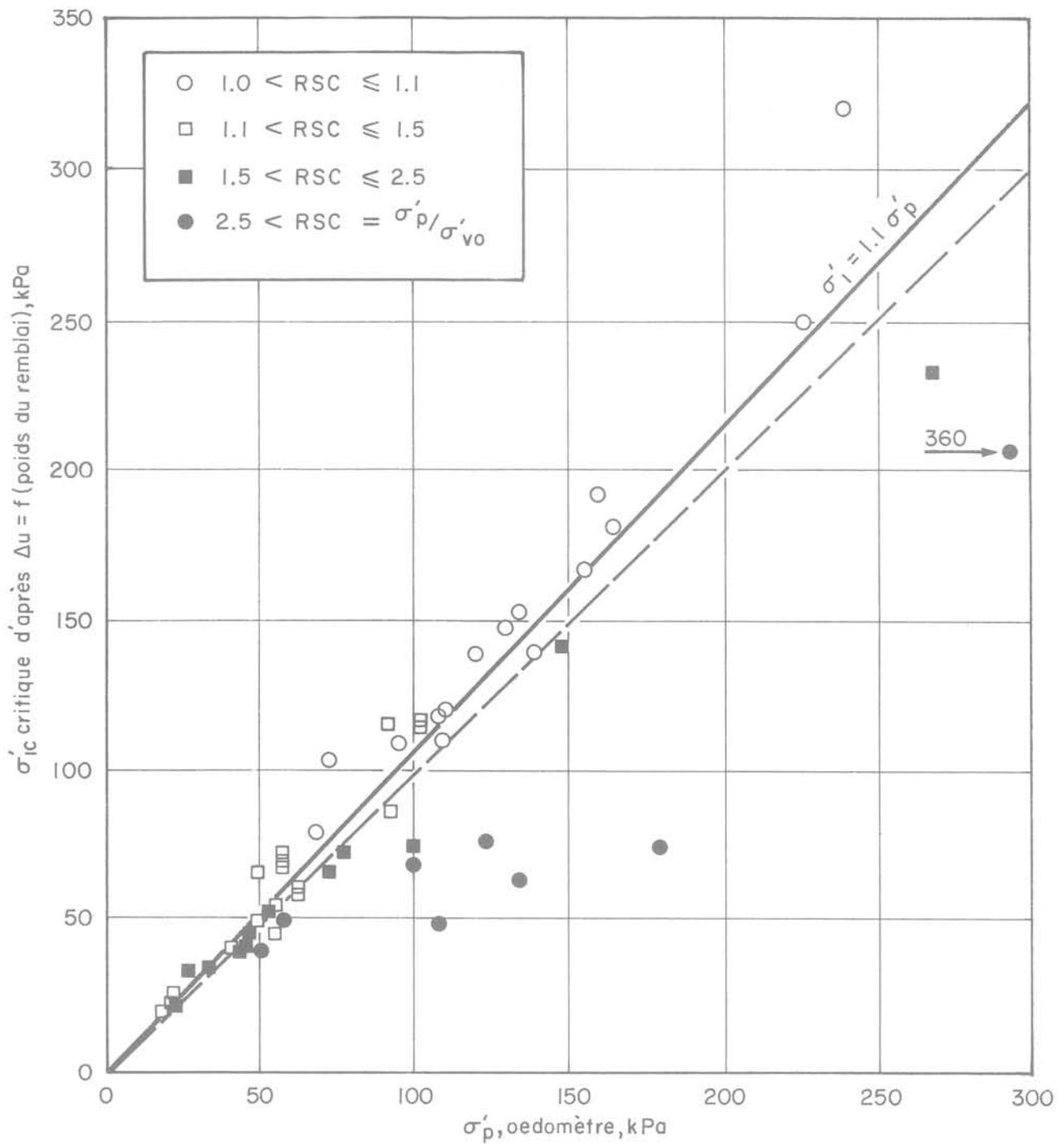


Fig. 15 Comparaison des pressions de consolidation mesurées à l'œdomètre et déduites des observations de pressions interstitielles (d'après Leroueil et al, [11])

On a toujours admis que les tassements et les déformations latérales qui se développent dans la fondation d'un remblai en cours de construction sont le résultat de la sollicitation en état non drainé de l'argile de fondation et qu'ils doivent donc être calculés par application de la théorie de l'élasticité en supposant un coefficient de Poisson égal à 0,5 et un module d'élasticité E_u déduit d'essais triaxiaux non drainés. Toutefois, les résultats obtenus par cette approche se sont toujours révélés de qualité douteuse (Poulos, [17]). Ceci n'est pas surprenant puisque nous venons de voir que le comportement réel de la fondation comportait initialement une phase drainée, non prise en compte dans les calculs classiques.

La figure 16 montre les cheminement de contraintes effectives suivis sous le centre d'un remblai en cours de construction et à long terme. Initialement, de 0 à la fondation argileuse, en état surconsolidé, a un comportement élastique partiellement drainé. Après passage à l'état normalement consolidé en F , la forte réduction du coefficient de consolidation C_v de l'argile se traduit par une poursuite du chargement en état non drainé et un cheminement tel que PF . Enfin, si on décidait de construire le remblai jusqu'à la rupture de sa fondation, l'argile passerait en état de plasticité en F pour subir ensuite une perte de résistance jusqu'à son état critique en C . A chacune de ces trois phases de comportement, drainé, non drainé et en anti-écrouissage, doit correspondre une forme particulière de la loi tassement-charge de remblais. Effectivement, on a pu observer ce phénomène lors de la construction du remblai d'essai A de Saint-Alban (La Rochelle et al, [7]). La figure 17 montre les variations du tassement sous le centre du remblai en fonction de la hauteur du remblai. On observe d'abord une augmentation faible et linéaire du tassement, correspondant au comportement élastique drainé de la fondation. En F , puis en F_u où Leroueil et al [10] ont observé le passage à l'état normalement consolidé, puis le développement de la rupture et de l'anti-écrouissage de l'argile, on note deux modifications correspondantes de la loi tassement-charge. Deux fois plus lentement (Tavenas et al, [26]) confirment ces résultats puisque d'une part les tassements initiaux sont plus importants du fait de la durée de consolidation plus grande, d'autre part, l'accélération du tassement se produit à la hauteur de remblai où Leroueil et al [10] avaient noté le passage en état normalement consolidé.

La séquence des phases drainées puis non drainées en cours de construction affecte également le développement des déformations latérales. Dans une étude récente, Tavenas et al [31], ont mis en évidence les comportements présentés à la figure 18. Au début de la construction le déplacement latéral est beaucoup plus faible que le tassement, ce qui correspond au développement d'une consolidation importante. Puis lorsque l'argile est devenue normalement consolidée en F , on note des accroissements identiques de Y_m et de S , correspondant à une distorsion relative de la déformation latérale et du tassement en fin de construction. On voit donc que l'importance des déformations latérales est de même ordre de grandeur que celle du tassement. On voit donc que l'importance relative de la déformation latérale et du tassement en fin de construction seront fonction de la durée des phases drainées et non drainées, c'est-à-dire de la vitesse de chargement et du coefficient de consolidation de l'argile entre autres paramètres.

Pour ce qui est des déformations à long terme après la fin de construction, Leroueil et al [11] ont montré d'abord que l'amplitude du tassement à long terme devait normalement résulter d'un accroissement de la contrainte effective verticale de σ_p à $\sigma_p + \Delta\sigma_v$, dans l'argile normalement consolidée, c'est-à-dire suivant le cheminement de contraintes ABC (fig. 16b). D'autre part, Tavenas et al [31] ont noté que les déformations latérales augmentaient linéairement en fonction des tassements, une relation $\Delta Y_m = 0,16 \Delta S$

étant une moyenne valable pour les remblais ayant des pentes de 1,5/1 à 2/1 et des facteurs de sécurité de 1,3 à

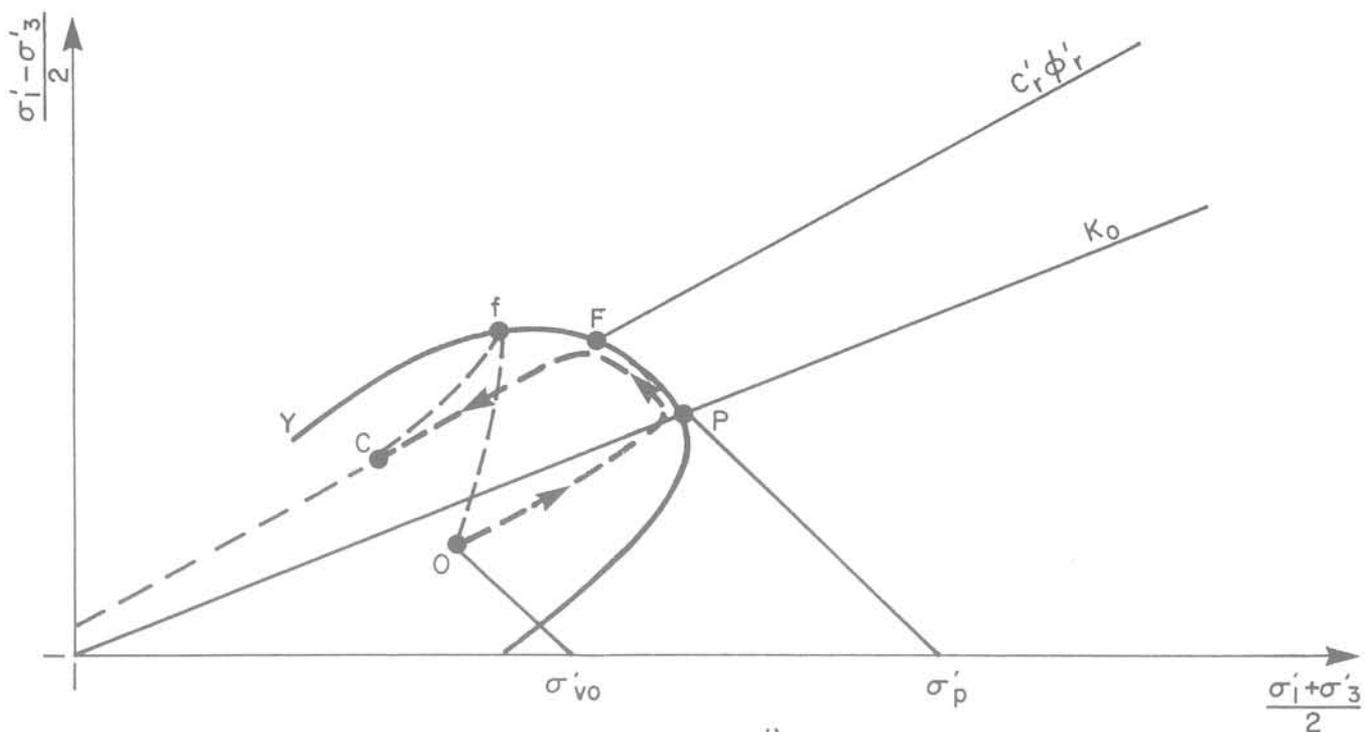
1.5. Cette variation linéaire de $Y = f(S)$ correspond à un cheminement de contraintes effectives tel que AB (fig. 16b). Il est possible toutefois qu'une telle loi linéaire ne soit applicable que dans les premières années de la consolidation, alors qu'à plus long terme on observe un ralentissement de la déformation latérale correspondant à un rabattement du cheminement des contraintes effectives vers la ligne K_0 comme indiqué par la ligne BC, (fig. 16b).

9 Stabilité des remblais

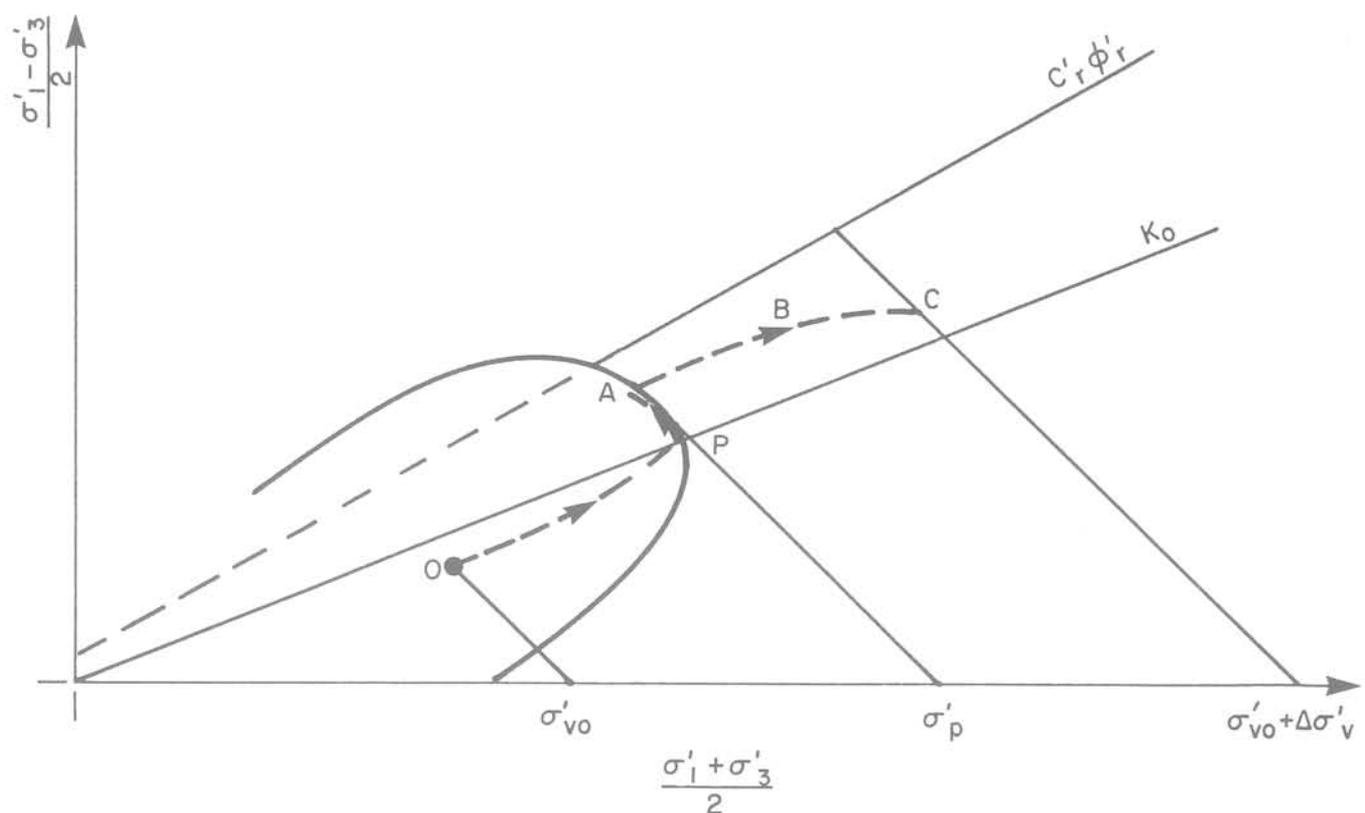
Dans la pratique courante, la stabilité d'un remblai en cours de construction est évaluée par une méthode de calcul en contraintes totales ($\phi = 0$) en utilisant la résistance au cisaillement non drainé C_u mesurée par essai au scissomètre ou par essai de laboratoire sur l'argile intacte. Pour être valable, cette méthode exige que le cheminement des contraintes effectives suivi sous le remblai lors de sa construction soit tel que OF (fig. 16a). Elle suppose de plus que la résistance mobilisable est celle de l'argile intacte, donc en un point tel que « F » sur la SCL de cette argile. Or nous venons de montrer que tous les comportements observés en cours de construction correspondent à un cheminement de contraintes tel que OFFC. Le passage de la fondation à l'état normalement consolidé a des conséquences très importantes sur les caractéristiques de résistance de l'argile, ainsi que sur les cheminement de contraintes possibles, et donc sur le développement de la rupture de la fondation. En effet, Leroueil et al [12] ont montré que le passage de l'argile à l'état normalement consolidé produisait une modification de la SCL dont la partie « résistance » (FY (fig. 16a) se trouvait rabaisée pour devenir, à la précision des essais près, confondu avec l'enveloppe c_p , ϕ_p correspondant aux grandes déformations et probablement à l'état critique de l'argile normalement consolidé. Par conséquent la résistance au cisaillement non drainé, mesurée par essais de laboratoire ou essais au scissomètre sur l'argile intacte, et correspondant à la zone 'F' de la SCL n'est certainement pas mobilisable sous un remblai puisque la SCL a pris la forme PFC avant que la fondation atteigne une condition de rupture. On retrouve là une justification d'une réduction empirique de la résistance mesurée au scissomètre pour l'évaluation de la stabilité des remblais, proposée par Bjerrum [4].

Le cheminement des contraintes effectives suivi étant tel que PFC (fig. 16a), la rupture locale de l'argile normalement consolidée s'amorce lorsque les contraintes effectives au point considéré atteignent le critère de rupture, soit en F . La plupart des argiles naturelles présentant de l'anti-écrouissage il y aura alors perte de résistance vers l'état critique C , le cheminement de contraintes de F à C étant associé au développement de pressions interstitielles très fortes dans la fondation. Sachant cela on peut arriver à une méthode convenable des calculs de stabilité.

Lorsqu'on étudie un projet de faible envergure, pour lequel une optimisation de l'ouvrage n'est pas nécessaire, et où on peut donc rechercher simplement une valeur minimum fiable du facteur de sécurité, il suffit de considérer que tous les cheminement de contraintes effectives dans la fondation aboutissent à l'état critique C de l'argile. On pourra donc évaluer le facteur de sécurité du remblai par référence à la résistance à l'état critique C . Cette résistance, on l'a vu, est reliée directement à l'indice des vides et à la pression de préconsolidation de l'argile; elle a donc une valeur définie à chaque profondeur dans la fondation. On doit donc pouvoir déterminer un profil de variations de cette résistance en fonction de la profondeur et l'utiliser dans un calcul de type $\phi = 0$ comme on le fait actuellement pour le profil de résistance non drainé C_u . La question qui se pose est celle de l'évaluation de cette résistance à l'état critique. Impossible par suite de problèmes expérimentaux (correction de section, de membrane et de papier filtre, non homogénéité des échantillons à grande déformation). Par contre, il apparaît que la cohésion mesurée au scissomètre



a — CONSTRUCTION JUSQU'À LA RUPTURE



b — CONSTRUCTION SUIVIE DE CONSOLIDATION

Fig. 16 Cheminements des contraintes effectives sous le centre d'un remblai :
 — a — conduit jusqu'à la rupture, — b — en construction et en consolidation

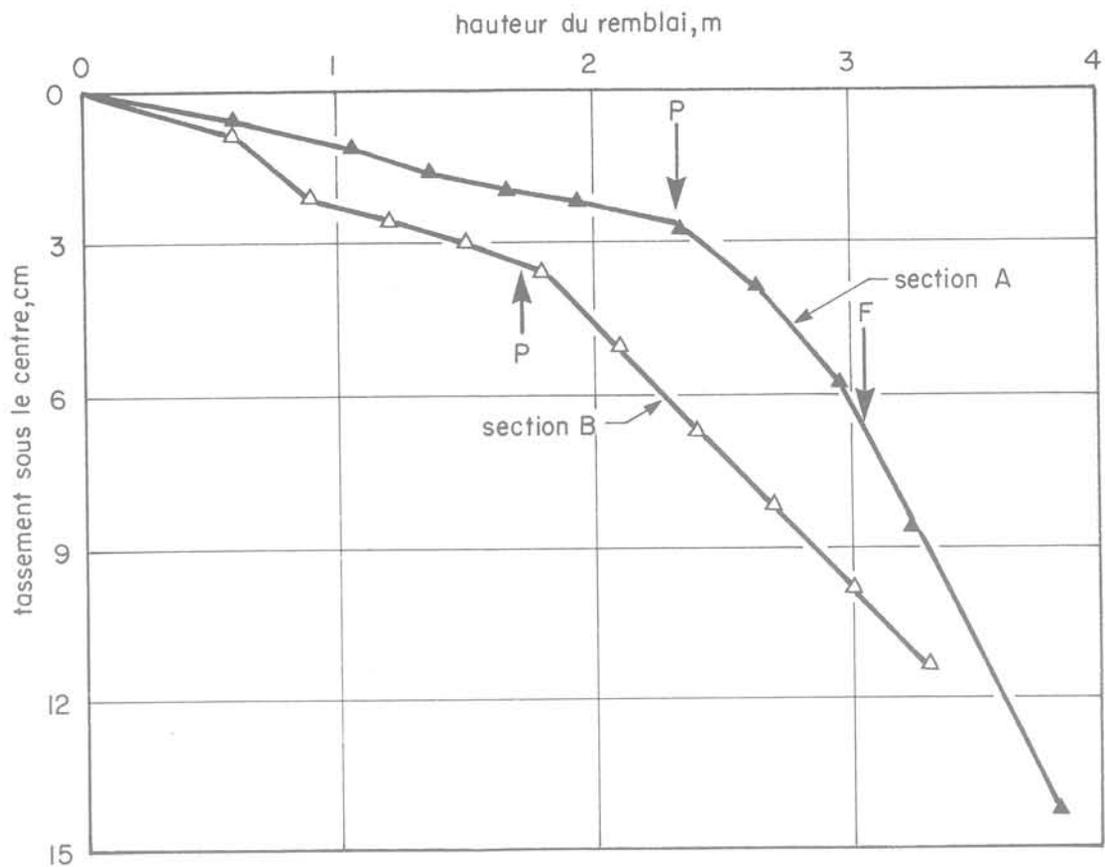


Fig. 17 Tassements de construction des remblais A et B de Saint-Alban

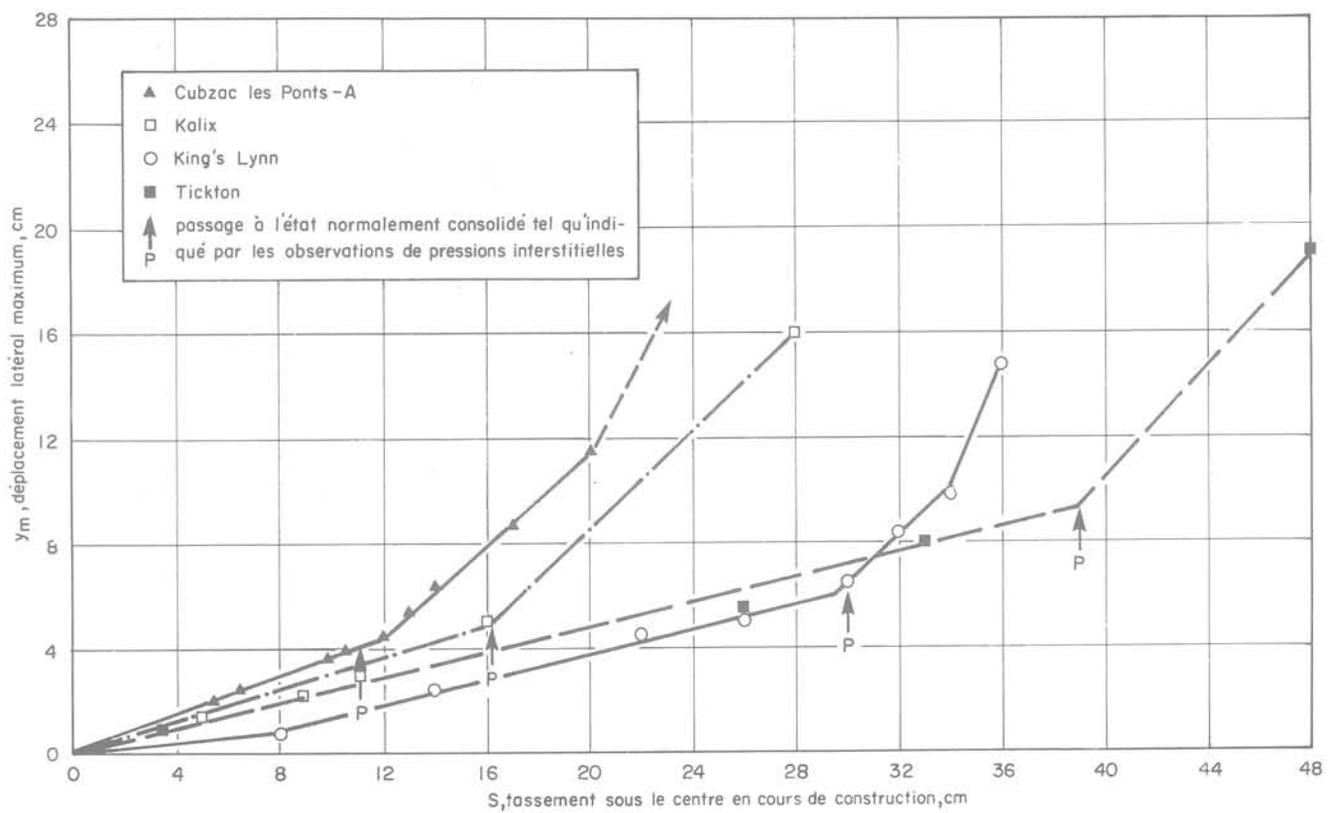


Fig. 18 Variations des déformations latérales en fonction du tassement des fondations de remblais en cours de construction (d'après Tavenas et al, [31])

et corrigée par application du facteur μ proposé par Bjerrum [4] donne une résistance proche de l'état critique. Par ailleurs, en montrant que la résistance disponible sous

$$\tau'_1 = 0.22 \sigma'_p$$

Mesri [15] a probablement donné une bonne approximation de la stabilité des remblais à partir de cette expression de la résistance au cisaillement de l'argile.

Si on doit au contraire optimiser le projet étudié ou s'il est nécessaire de recourir à la technique de la construction par étapes, il devient essentiel de pouvoir suivre les variations du facteur de sécurité en cours de construction. Ceci ne pourra se faire qu'en utilisant une analyse en contraintes effectives prenant en compte les pressions interstitielles observées dans la fondation qui aura été préalablement instrumentée. Le cheminement des contraintes effectives suivra à l'approche de la rupture étant tel que PFC (fig. 16a), les paramètres de résistance à prendre en compte seront ceux correspondant à FC, c'est-à-dire les paramètres c', ϕ' , mesurés à grandes déformations dans l'argile normalement consolidée. L'utilisation d'une telle méthode d'analyse permettra de suivre exactement les variations des contraintes effectives et des résistances disponibles correspondantes dans la fondation, et donc d'obtenir une image plus réelle des variations du facteur de sécurité. En effet, tant qu'aucun point de la fondation n'aura atteint la condition de rupture locale (F), la résistance disponible sera celle en F. Cette résistance étant nettement plus élevée que la résistance à l'état critique C, il s'ensuit que les facteurs de sécurité calculés seront supérieurs à ceux obtenus par l'analyse de type $\phi = 0$. La figure 19 illustre

cette différence et met en évidence tout le bénéfice que l'on peut tirer de l'utilisation de l'analyse en contraintes effectives. Tavenas et al [28] ont d'ailleurs décrit un cas d'application de cette méthode à l'étude de sept remblais dans la vallée du Saint-Laurent, Québec, où une accélération du rythme de construction et une économie substantielle dans le coût du projet ont pu être obtenues. Il convient cependant de faire attention aux conséquences du développement d'un anti-écrouissage dans l'argile de la fondation. En effet, dès qu'un élément de la fondation passe à la rupture locale en F, le cheminement de la résistance au cisaillement disponible localement diminue donc vers la résistance à l'état critique au fur et à mesure de l'augmentation des pressions interstitielles due à l'anti-écrouissage. De ce fait, à partir du développement de la rupture locale en un point de la fondation, le facteur de sécurité calculé par une analyse en contraintes effectives va subir une diminution rapide vers la valeur de 1.0, correspondant à la résistance à l'état critique, obtenue au moment de la rupture totale de la fondation. Ainsi, c'est seulement lors de la rupture totale, et sous réserve d'une mesure convenable des pressions interstitielles à ce moment, que les deux analyses en contraintes effectives et en contraintes totales donneront le même facteur de sécurité de 1.0. Pour le projecteur désirant faire usage du bénéfice possible par application du calcul en contraintes effectives, le seul impératif est de s'assurer qu'aucun point de la fondation ne passe en état de rupture locale, c'est-à-dire que le facteur de sécurité ne se situe pas dans sa phase de décroissance rapide. Selon les observations faites par Trak [32] à Saint-Alban il semble que cette condition soit satisfaite si on maintient le facteur de sécurité à des valeurs supérieures à 1.3. Les observations

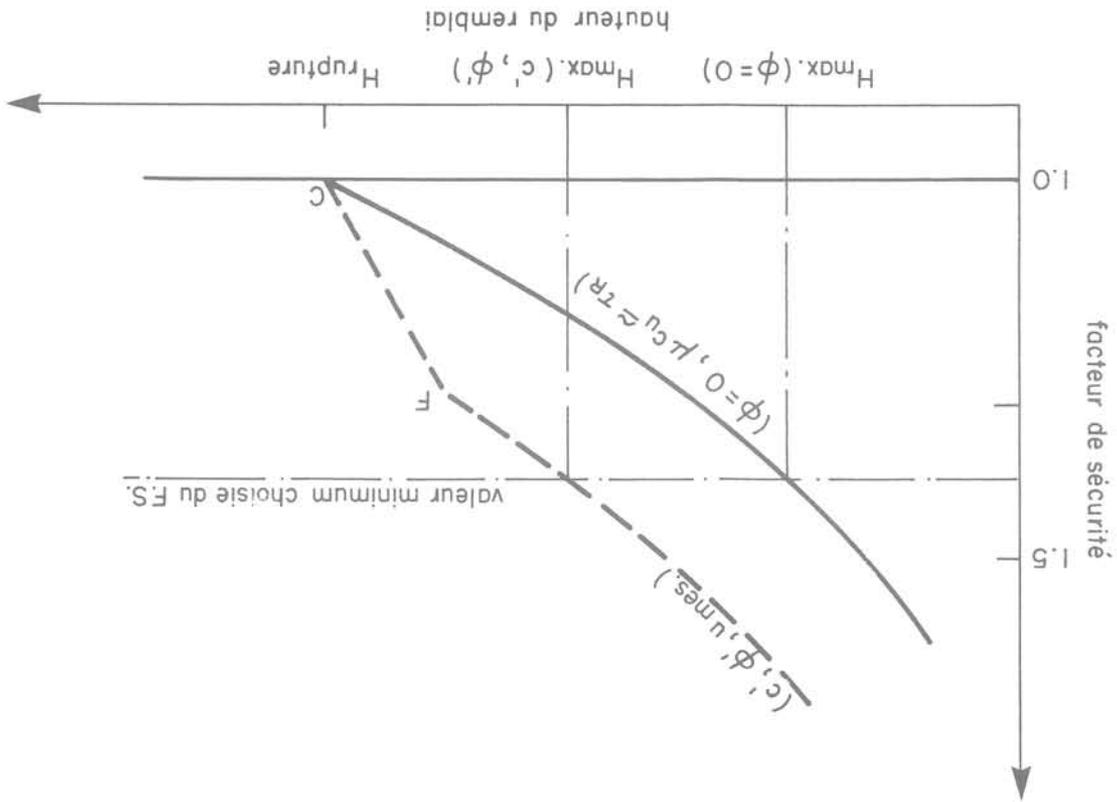


Fig. 19 Variations des facteurs de sécurité calculés en contraintes totales en fonction de la hauteur de remblai (d'après Tavenas et al, [28])

des pressions interstitielles sous le centre du remblai fournissent un moyen de contrôle supplémentaire ; en effet, le développement d'une condition de rupture locale et d'anti-écrouissage sera mis en évidence par des accroissements de pressions interstitielles Δu nettement supérieurs à l'accroissement de charge du remblai $\Delta \gamma H$.

On voit donc que la mise en œuvre des concepts d'état limite et d'état critique, en imposant une étude détaillée des cheminements de contraintes effectives suivis dans les fondations de remblais, a permis de développer une meilleure compréhension du comportement de ces fondations et, partant, de renouveler les méthodes d'analyse de ces ouvrages.

10 Conclusion

Les études expérimentales réalisées récemment sur des argiles molles d'origines diverses ont montré que les concepts d'état limite et d'état critique, s'appliquent bien, de manière qualitative, à la description du comportement mécanique des argiles naturelles. Si les modèles mathématiques Cam-Clay et Cam-Clay modifié, fondés sur ces concepts, ne peuvent s'appliquer correctement aux argiles naturelles parce qu'ils en négligent les caractéristiques d'anisotropie et de viscosité, il reste que les lois rhéologiques de ces matériaux sont certainement gouvernées par les caractéristiques d'état limite et qu'on devrait pouvoir prochainement proposer des formulations assez simples et générales de ces lois.

L'utilisation des notions d'état limite et d'état critique conduit par ailleurs à une approche nouvelle, intégrée, et relativement simple des problèmes courants de la mécanique des argiles. Essentiellement on a vu :

- 1 Qu'elle met en évidence la nécessité absolue de définir et d'étudier les cheminements des contraintes effectives dans l'analyse de tout problème de comportement d'argile.
- 2 Qu'elle permet une meilleure évaluation de la qualité des essais de laboratoire et une utilisation plus juste des caractéristiques mécaniques obtenues de ces essais.
- 3 Qu'elle conduit à la compréhension des limitations des essais *in situ* et à la justification des méthodes empiriques d'interprétation et d'utilisation des résultats de ces essais.
- 4 Qu'elle a imposé une remise en question des méthodes classiques d'analyse de la stabilité et des déformations des remblais sur sols mous. Elle a conduit, après l'examen des cheminements de contraintes effectives réellement suivis sous les remblais en cours de construction et à long terme, à la proposition d'une nouvelle approche des calculs de tassement, de déformation latérale et de stabilité, souvent plus simple que l'approche antérieure, et certainement plus fiable.

11 Remerciements

Les travaux présentés ici ont été développés à l'Université Laval depuis 1970 avec la collaboration active de Madame Fauveau-Brucy et Messieurs M. Brucy, C. Chapeau, J.-P. Des Rosiers, R. Juneau, D. Michaud, J. Sarrailh, B. Trak, Vu, K.M., étudiants gradués et de Messieurs J.-P. Dussault, J.-Y. Julien, S. Paré, et M. Pouliot, techniciens.

Les auteurs remercient leurs collègues P. La Rochelle et M. Roy, professeurs à l'Université Laval, G. Pilot, J.-P. Magnan, C. Mieussens, M. Peignaud et D. Queyroi des Laboratoires des Ponts et Chaussées de Paris, Toulouse, Angers et Bordeaux, et R. Garneau de Terratech Ltée, Montréal pour leur participation active à la recherche, leurs discussions et commentaires.

Ces travaux ont été financés par des octrois du Ministère de l'Éducation du Québec, du Conseil National de Recherches du Canada, et par un accord de coopération France-Québec.

Références Bibliographiques

- [1] BAGUELIN F., et JEZEQUEL J.-F. – *Étude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement*. Annales de l'ITBTP, Supplément au n° 297, série SF/1, pp. 153-204, 1972.
- [2] BAGUELIN F., JEZEQUEL J.-F. et LE MÉHAUTÉ A. – *Étude des pressions interstitielles développées lors de l'essai pressiométrique*. C.R. 8^e conf. int. Mec. Sols & Trav. Fond., Vol. 1.1, pp. 19-24, Moscou, 1973.
- [3] BJERRUM L. – *Engineering Geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings*. Géotechnique, Vol. 17 (2), pp. 81-118, 1967.
- [4] BJERRUM L. – *Problems of soil mechanics and construction on soft clays*. Rapport sur l'état des connaissances, session 4, C.R. 8^e Conf. int. Mec. Sols & Trav. Fond., Vol. 3, pp. 111-159, Moscou, 1973.
- [5] CROOKS J.H.A. et GRAHAM J. – *Geotechnical properties of the Belfast estuarine deposits*. Géotechnique, Vol. 26 (2), pp. 293-315, 1976.
- [6] JUNEAU R. – *Contribution au développement de la mise en place de la sonde pressiométrique dans les argiles sensibles*. Thèse de maîtrise. Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, 1975.
- [7] LA ROCHELLE P., TRAK B., TAVENAS F. et ROY M. – *Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit*. Rev. Can. de Géot. Vol. 11 (1), pp. 142-164, 1974.
- [8] LEROUEIL S. – *Quelques considérations sur le comportement des argiles sensibles*. Thèse de doctorat, Dépt. Génie civil, Université Laval, Québec, 1977.
- [9] LEROUEIL S. et RAVENAS F. – *Discussion de Crooks J.H.A. and Graham J.* Géotechnique, Vol. 27 (3), pp. 441-446, 1977.
- [10] LEROUEIL S., TAVENAS F., TRAK B., LA ROCHELLE P. et ROY M. – *Construction pore pressures in clay foundations under embankments, Part I: The Saint-Alban test fills*. Rev. Can. de Géot., Vol. 15 (1), pp. 54-65, 1978.
- [11] LEROUEIL S., TAVENAS F., MIEUSSENS C. et PEIGNAUD M. – *Construction pore pressures in clay foundations under embankments, Part II: generalized behaviour*. Rev. Can. de Géot., Vol. 15 (1), pp. 66-82, 1978.
- [12] LEROUEIL S., TAVENAS F., BRUCY F., LA ROCHELLE P. et ROY M. – *Effect of destruction on the behaviour of natural clays*. Soumis pour publication, ASCE Journ. Géot. Eng. Div., 1978.
- [13] MC ROSTIE G.C., BURN K.-N. et MITCHELL R.-J. – *The performance of tied-back sheet piling in clay*. Rev. Can. de Géot., Vol. 9 (2), pp. 206-218, 1972.
- [14] MÉNARD L. – *Règles pour le calcul de la force portante et du tassement des fondations en fonction des résultats pressiométriques*. C.R. 6^e Conf. Int. Mec. Sols & Trav. Fond., Vol. II, pp. 295-299, Montréal, 1965.
- [15] MESRI G. – *Discussion de Ladd et Foott*. ASCE Journ. Géot. Eng. Div., Vol. 101 (GT4), pp. 409-412, 1975.
- [16] OHTA H., et HATA S. – *On the state surface of anisotropically consolidated clays*. Proc. Jap. Soc. Civ. Eng., n° 196, pp. 117-124, 1971.
- [17] POULOS H.-G. – *Difficulties in prediction of horizontal deformations of foundations*. ASCE, Journ. Soil. Mech. & Found. Div., Vol. 98 (SM8), pp. 843-848, 1972.
- [18] ROSCOE K.-H., SCHOFIELD A.N. et WROTH, C.-P. – *On the yielding of soils*, Géotechnique, Vol. 8 (1), pp. 22-53, 1958.
- [19] ROSCOE K.-H., SCHOFIELD A.-N. et THURAIRAJAH, A. – *Yielding of clays in states wetter than critical*. Géotechnique, Vol. 13 (3), pp. 211-240, 1963.
- [20] ROSCOE K.-H. et BURLAND J.-B. – *On the generalized stress-strain behaviour of wet clay*. Engineering plasticity (Éd. J. Heyman, F.A. Leckie), Cambridge University Press, pp. 535-609, 1968.
- [21] ROY M., MICHAUD D., TAVENAS F., LEROUEIL S., LA ROCHELLE P. – *The interpretation of static cone penetration tests in sensitive clays*. C.R. ESOPT, Vol. 2.2, pp. 323-331, Stockholm, 1974.
- [22] SARRAILH J. – *Contribution à l'étude des méthodes d'échantillonnage des argiles sensibles*. Thèse de maîtrise, Dépt. Génie civil, Université Laval, Québec, 1975.
- [23] SINGH A.-W., MITCHELL J.-K. – *General stress-strain-time function for soils*. ASCE Journ. Soil Mech. and Found. Div., Vol. 94 (SM1), pp. 21-46, 1968.

- [24] SKEMPTON A.-W. - Vane tests in the alluvial plain of the River Forth near Grangemouth. Géotechnique, Vol. I, pp. 111-124, 1948.
- [25] SUKLUJE L. - The analysis of the consolidation process by the isotaches method. C.R. 4^e conf. int. Mec. Soils & Trav. Fond., Vol. 1, pp. 200-206, Londres, 1957.
- [26] TAVENAS F., CHAPEAU C., LA ROCHELLE P. et ROY M. - Immediate settlements of three test embankments on Champlain clay. Rev. Can. de Géot., Vol. 11 (1), pp. 109-141, 1974.
- [27] TAVENAS F., LEROUÉIL S. - Effects of stresses and time on yielding of clays. C.R. 9^e Conf. int. Mec. Soils et Trav. Fond., Vol. 1, pp. 319-326, Tokyo, 1977.
- [28] TAVENAS F., BLANCHET R., GARNEAU R., LEROUÉIL S. - The stability of stage constructed embankments on Champlain clay. Rev. Can. de Géot., Vol. 15 (2).
- [29] TAVENAS F., LEROUÉIL S., LA ROCHELLE P., ROY M. - Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay. Rev. Can. de Géot. Vol. 15, pp. 402-423, 1978.
- [30] TAVENAS F., DES ROSIERS J.-P., LEROUÉIL S., LA ROCHELLE P., ROY M. - The use of strain energy as a yield and creep criterion for soft clays. Soumis pour publication, Géotechnique, 1978.
- [31] TAVENAS F., MIEUSSENS C., BOURGES F. - Lateral displacements in clay foundations under embankments. Soumis pour publication, ASCE Géot. Eng. Div., 1978.
- [32] TRAK B. - Contribution à l'étude de la stabilité des remblais sur sols mous. Thèse de doctorat à être présentée à l'École des Gradués de l'Université Laval, Québec, 1978.
- [33] WOOD D.-M., WROTH C.-P. - Some laboratory experiments related to the results of pressuremeter tests. Géotechnique, Vol. 27 (2), pp. 181-201, 1977.
- [29] TAVENAS F., LEROUÉIL S., LA ROCHELLE P., ROY M. - Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay. Rev. Can. de Géot. Vol. 15, pp. 402-423, 1978.

géologie et génie civil des ouvrages souterrains sous la chaîne du Chat et de l'Épine (Savoie) *

par

Jean Darcy

Ingénieur géologue
Centre d'Études des Tunnels
Ministère de l'Équipement

1 Avant-propos

Depuis une quinzaine d'années, les géologues et les spécialistes des travaux souterrains ont eu à étudier différents projets et à en assurer la réalisation dans la chaîne des Monts du Chat et de l'Épine, en Savoie.

Il paraissait intéressant de faire la synthèse des enseignements recueillis lors de ces travaux, tant sur le plan de la Géologie que sur celui du Génie Civil.

En effet, l'historique des prévisions des structures géologiques, l'hydrogéologie du massif, et le comportement des roches rencontrées méritent une réflexion générale sur le double problème de l'étude des projets et de la conduite des travaux souterrains dans le cas précis des chaînons jurassiens, et peut-être dans le cas plus général des structures géologiques profondes et complexes.

2 La chaîne des Monts du Chat et de l'Épine

2.1 Géographie et morphologie (fig. 1)

Les Monts du Chat et de l'Épine forment une chaîne continue d'orientation Nord-Sud qui domine la dépression de Chambéry et du Lac du Bourget située immédiatement à l'Est.

Ce relief présente une ligne de crête d'altitude régulièrement voisine de 1 000 m et culmine à 1 400 m environ. Il s'agit donc d'un obstacle géographique important que les ouvrages modernes (routes, voies ferrées, émissaires) doivent franchir en galerie.

2.2 Géologie

La chaîne du Chat et de l'Épine est le chaînon jurassien le plus oriental à cette latitude, puisqu'il est situé en bordure du sillon subalpin constitué par la dépression de Chambéry et du Lac du Bourget. Il apparaît sur la carte géologique comme un anticlinal de Jurassique supérieur et de Crétacé

dont les flancs s'ennoient sous les formations molassiques miocènes. Un accident tectonique frontal affecte la bordure Ouest de ce chaînon sur toute sa longueur.

L'observation de surface est relativement facile sur le flanc Est de structure régulière ; par contre, elle est difficile sur le flanc Ouest souvent abrupt et recouvert de formations quaternaires - dépôts glaciaires ou éboulis - abondantes qui masquent souvent l'accident frontal précité.

3 Les principaux ouvrages souterrains

Du Nord au Sud, trois ouvrages ont fait l'objet de travaux récemment, ou sont en cours d'exécution. Les principales caractéristiques de ces ouvrages, localisés sur la figure 1, sont résumées dans le tableau 1, ci-après :

	Date de construction	Longueur (m)	Cote NGF	Couverture (m)	Section (m ²)
Tunnel routier du Chat	1929 - 1931	1 486	400	490	51
Galerie du Bourget	en cours (depuis 1974)	12 325*	225	1 300	7
Tunnel autoroutier de l'Épine					
- galerie de reconnaissance	1967 - 1968	3 120	400	600	7
- tunnel	1972 - 1974	3 120	405	600	95

* Longueur totale du tronçon en souterrain. La partie en souterrain sous les Monts du Chat est longue de 5 500 m.

Le tunnel routier du Chat a fait l'objet d'une réfection complète en 1972 et 1973. A ce titre, il a été examiné en détail et des observations ont pu être effectuées sur le comportement des roches et l'hydrogéologie.

La galerie de reconnaissance du tunnel de l'Épine et le tunnel autoroutier de l'Épine (Autoroute A-43 Lyon-Chambéry) ont fait l'objet d'études depuis 1963 et leur exécution a pu être suivie dans le détail.

* Comité Français de Géologie de l'Ingénieur. Séance du 9 février 1978.

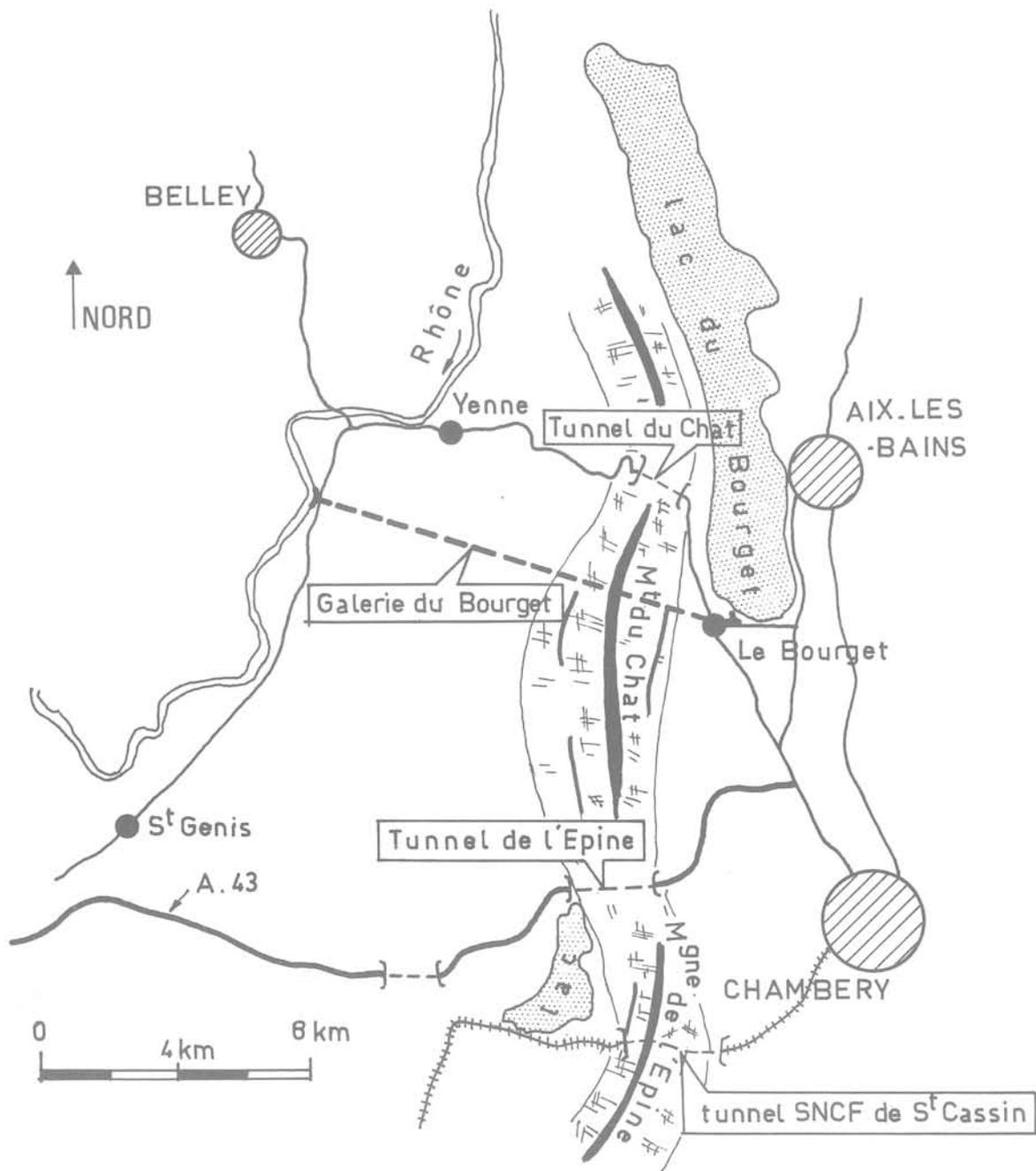


Fig. 1 Situation des ouvrages souterrains

La galerie du Bourget est destinée à évacuer vers le Rhône les eaux usées, après épuration, des agglomérations de Chambéry et d'Aix-les-Bains ; cette galerie servira également et éventuellement à assainir le lac du Bourget en évacuant les eaux profondes polluées. Cette galerie en cours d'exécution présente un grand intérêt en ce qui concerne les problèmes d'interprétation structurale qu'elle a posés, et le rôle du Géologue dans les travaux souterrains. Pour mémoire, il faut citer le tunnel ferroviaire de Saint-Cassé qui n'a pas fait l'objet de travaux récents dont nous ayons eu connaissance.

4 Structure géologique au droit des ouvrages souterrains

4.1 La stratigraphie des formations rencontrées

Les roches rencontrées dans les différents ouvrages vont du Bajocien à l'Helvétien supérieur, exception faite des formations quaternaires qui ne feront pas l'objet de développements particuliers dans cet exposé. Une description lithologique sommaire en est donnée ci-après :

- Jurassique moyen

Bajocien (Baj)	calcaires à entroques, spathiques ou siliceux
Bathonien (Bat)	marno-calcaires à la base et calcaires à silex

- Jurassique supérieur

Callovien (Cal)	calcaire à oolithes ferrugineuses (niveau repère de faible épaisseur)
Oxfordien (Oxf)	marnes et marno-calcaires
Kimmeridgien (K)	à la base - calcaires en gros bancs, puis calcaires en petits bancs décimétriques bien lités dans la partie moyenne et au sommet - calcaires massifs ou récifaux présence générale d'une zone dolomitisée
Portlandien (P)	calcaires massifs à la base, bien stratifiés au sommet
Purbeckien (Purb)	calcaires lacustres à niveaux bréchiques et intercalations de marnes à galets, indurées

- Crétacé

Valanginien (V)	calcaires massifs dans l'ensemble, spathiques, ou à faciès subréfical. Tendances marno-calcaire ou marnieuse au sommet
Hauterivien (H)	calcaires siliceux, calcaires argileux et marnes
Barrémien (B)	calcaires et marno-calcaires jaunes et gros bancs à faciès urgonien

- Oligocène

Chattien (ch)	conglomérat et marnes rouges
---------------	------------------------------

- Miocène

Burdigalien (Burd)	conglomérat et grès verts
Helvétien (Helv)	marnes et grès à la base ensemble argilo-silto-gréseux dans la partie médiane sables peu cimentés intercalés de bancs de grès au sommet.

4.2 Le tunnel du Chat - structure géologique

La coupe géologique des Monts du Chat à l'aplomb du tunnel s'est trouvée parfaitement vérifiée lors du creusement du souterrain. En effet, l'extrapolation des observations de surface très faciles a permis d'établir une coupe géologique prévisionnelle précise car la structure était simple ; l'anticlinal s'est déversé vers l'Ouest et cisailé au droit de l'accident frontal qui met en contact le Valanginien et le Bajocien (fig. 2). Il en est résulté une structure simple qui règne en profondeur au moins jusqu'à la cote du tunnel routier.

Les seuls anomalies de la structure sont les plissements nombreux observés dans l'Oxfordien et le Kimmeridgien inférieur ; le comportement de ces roches bien litées et moins résistantes que les formations voisines est bien connu et général.

4.3 Le tunnel de l'Épine - reconnaissances et structure géologique

Les premières reconnaissances de surface ont montré que la Montagne de l'Épine présentait, au moins extérieurement, l'aspect d'un anticlinal légèrement asymétrique à flanc Ouest redressé. L'accident frontal à l'Ouest est visible, mais difficilement interprétable.

Ces constatations ont conduit à dessiner la coupe de la figure 3, c'est-à-dire un anticlinal régulier dont le cœur serait constitué de Jurassique moyen. Cependant, étant donné la tendance bien connue de l'Oxfordien et du Kimmeridgien inférieur à se plisser et à engendrer des surépaisseurs notables, il a paru nécessaire de s'assurer de la validité de cette coupe par un sondage profond de 637 m qui a traversé l'anticlinal jusqu'à la cote du projet.

Ce sondage a été partiellement carotté et le forage a fait l'objet de plusieurs diagraphies - logs électriques, soniques, pendagemétrie. En outre, la rencontre de plusieurs zones karstiques a engendré des difficultés - pertes de fluide d'injection, nécessité de cimentations. Seul le Kimmeridgien inférieur a été rencontré ; il présente son faciès habituel de calcaires sombres en petits bancs à l'exception d'une zone dolomitisée de 120 m d'épaisseur environ située à 200 m de profondeur. La pendagemétrie indiquait des discontinuités d'orientation très variable. La structure prévisionnelle a donc dû être corrigée compte tenu des plissements annexes du Kimmeridgien inférieur.

Une galerie de reconnaissance a été ensuite exécutée pour servir également de galerie de drainage, compte tenu de la forte probabilité de rencontre de venues d'eau nombreuses et importantes. Cette galerie a été implantée entre les deux tunnels autoroutiers prévus, et à 5 m en dessous. Elle a confirmé et précisé les prévisions déjà affinées par le sondage, et la coupe géologique définitive a pu être établie (fig. 4).

Il a été possible de mettre en évidence les trois zones de contraintes conformes au schéma théorique relatif aux plis anticlinaux.

- zones en extension à l'Est et à l'Ouest avec fissuration ouverte à remplissage d'argile ou de calcite.
- zone neutre correspondant approximativement à la zone dolomitisée.
- zone centrale en compression caractérisée par des plissements et plusieurs plis secondaires dans le Kimmeridgien inférieur.

Il faut signaler que cette galerie a fait l'objet de nombreux essais de mécanique des roches, parmi lesquels des mesures de contraintes par M. Panet [5] et des essais de prédécoupage par P. Weber [5] qui a bien mis en évidence l'influence des contraintes initiales dans la roche sur le phénomène de propagation de la fissure. Les résultats de mesures de contraintes se sont révélés très dispersés, notamment dans la zone centrale où l'on a observé des contraintes très élevées, mais également des tractions, ce qui s'explique par la présence de nombreux plis secondaires qui présentent chacun des zones en compression et des zones en tension.

Fig. 3 Tunnel de l'Epine. Coupe géologique prévisionnelle

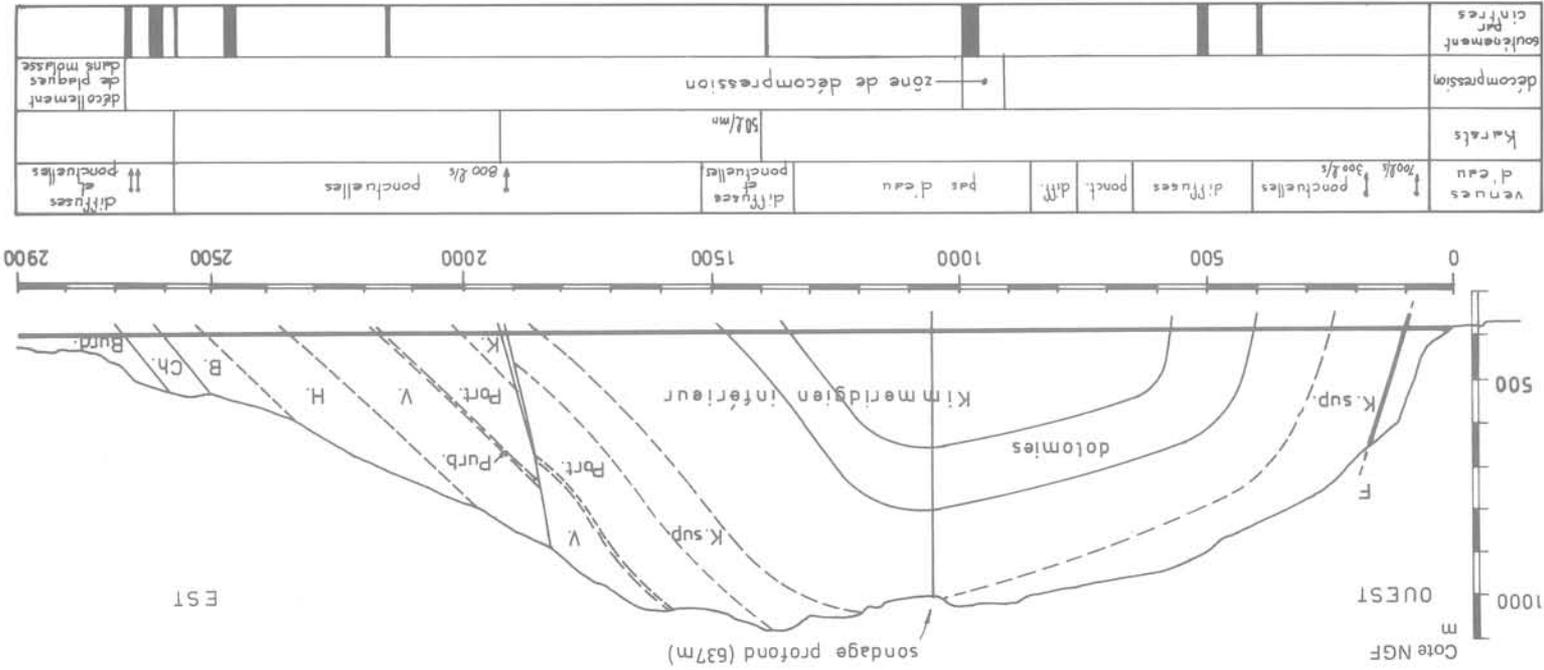
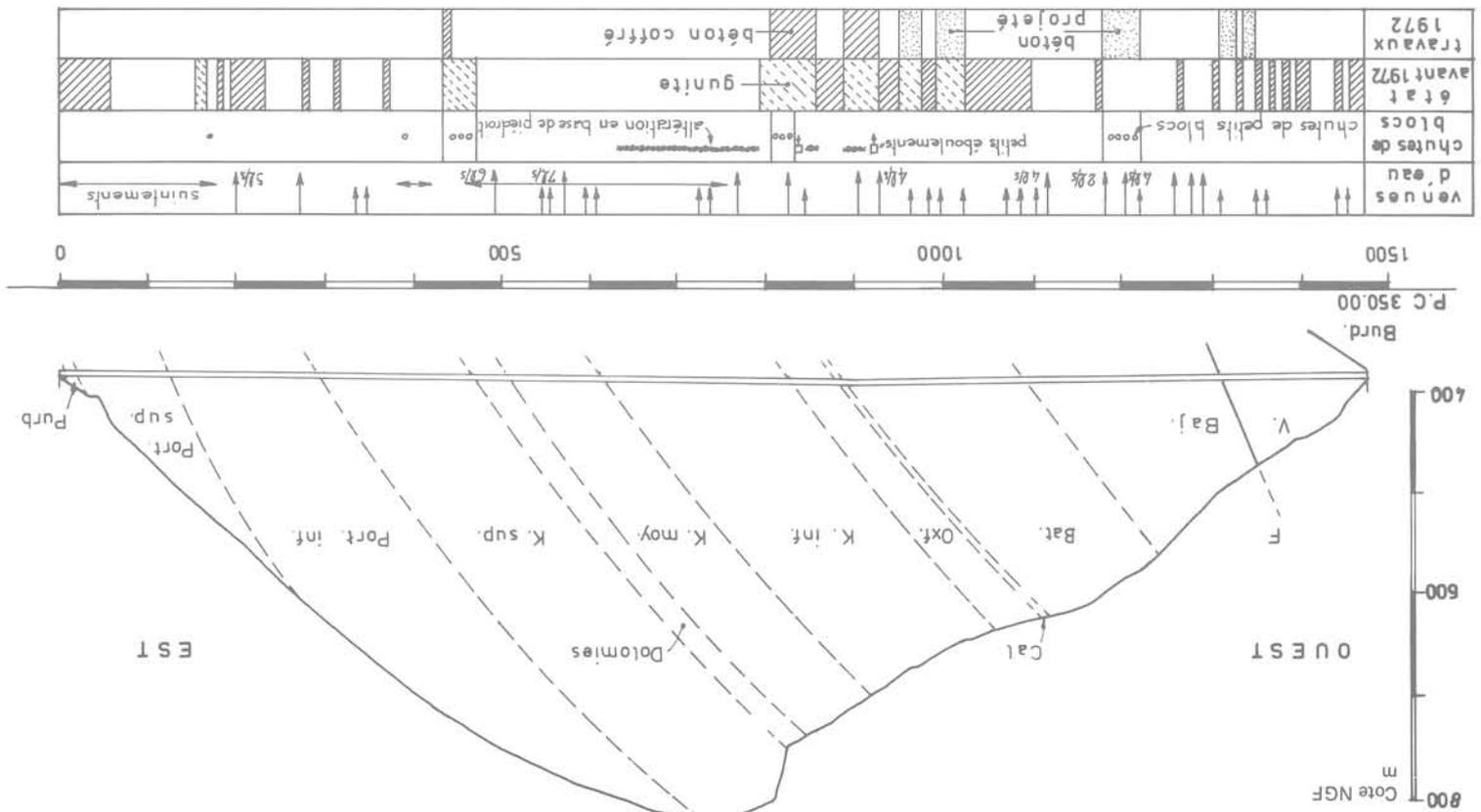


Fig. 2 Tunnel du Chat. Géologie. Venues d'eau. Revêtement



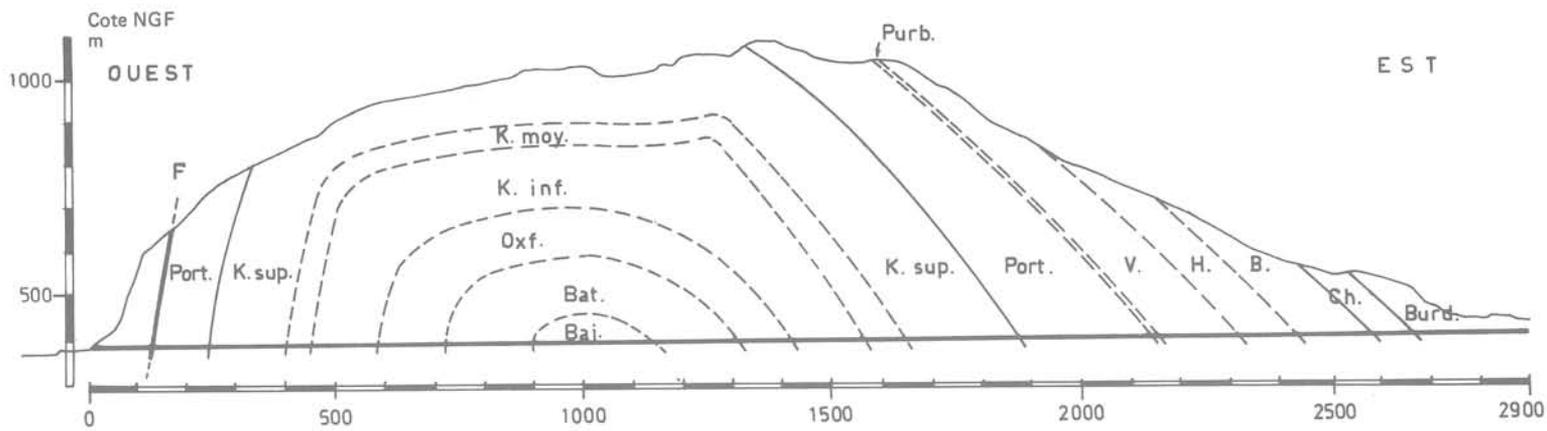


Fig. 4 Galerie de reconnaissance du tunnel de l'Epine. Géologie. Hydrogéologie. Soutènement

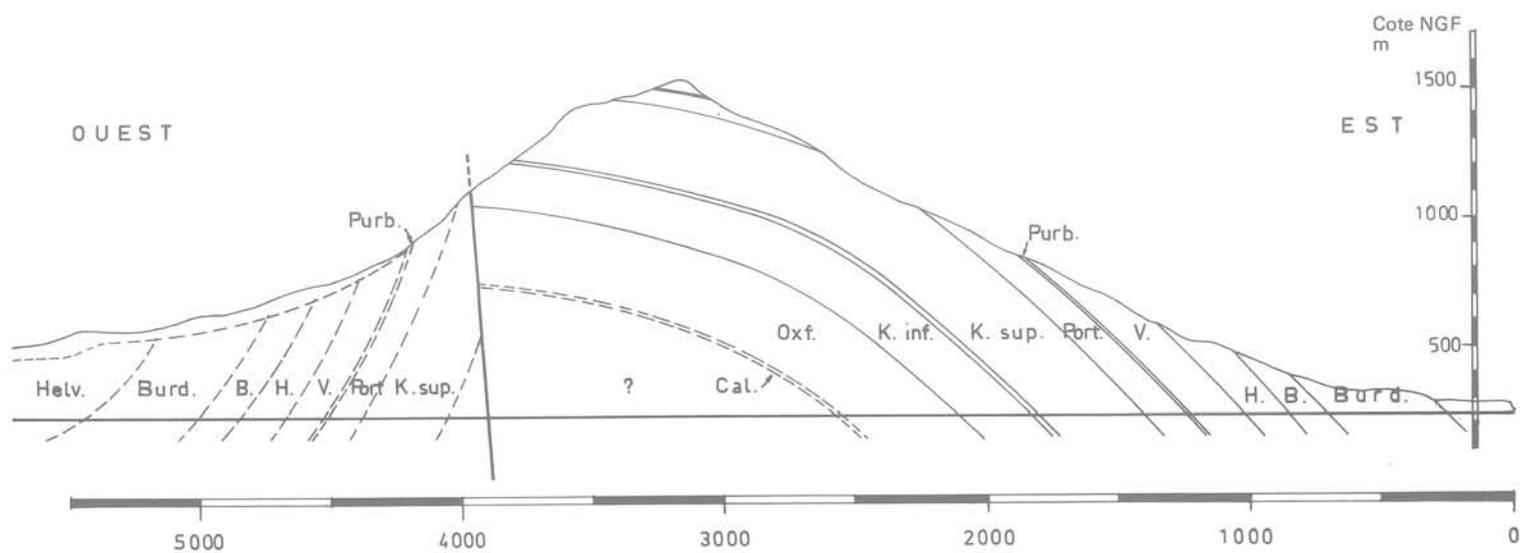


Fig. 5 Galerie du Bourget. Coupe géologique prévisionnelle effectuée en 1976

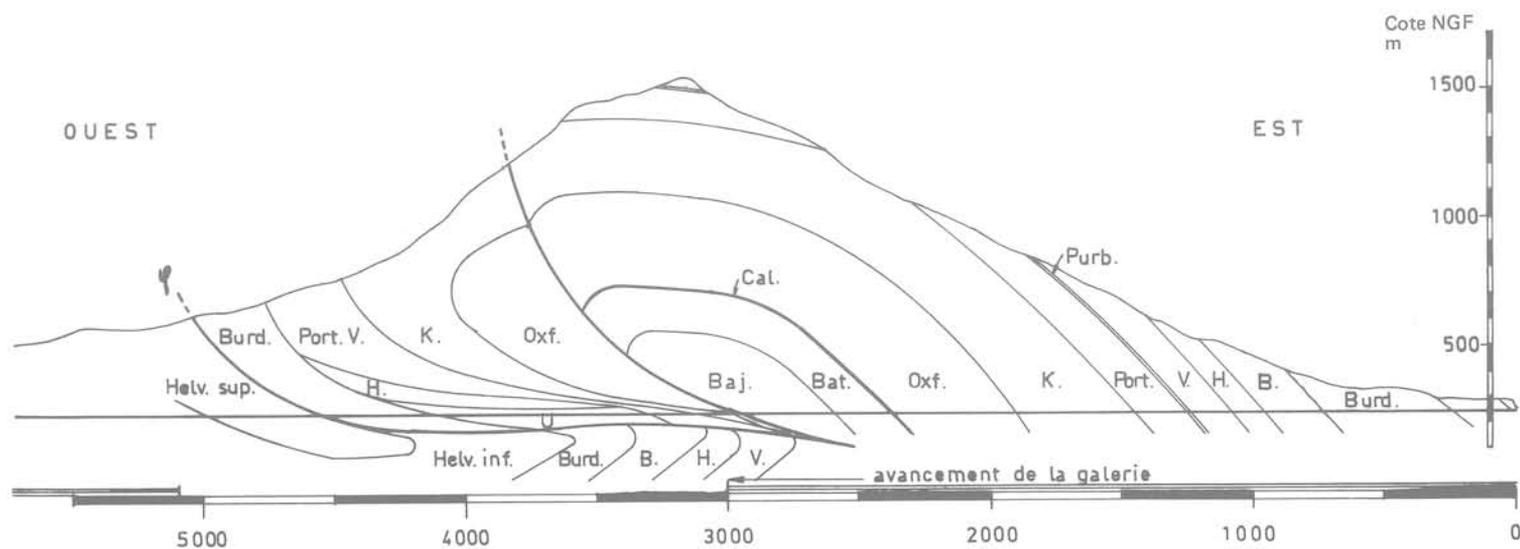


Fig. 6 Galerie du Bourget. Coupe prévisionnelle établie à la fin de 1977

C'est finalement une succession de terrains et une tectonique cohérentes avec l'hypothèse de la figure 7 qui ont été rencontrées. De nombreux petits accidents cassants peu inclinés ont été observés dès le point métrique 3000 et dès que la série a été bien recalée par étude de la microfaune et des microfaciès, la coupe a pu être précisée et le Maître d'œuvre averti de la haute probabilité de rencontrer de la molasse aux environs du point métrique 3700.

Sur le plan de la mécanique des roches, la partie du massif située à l'Est des grands accidents tectoniques présente des caractéristiques analogues à la Montagne de l'Épine au droit du tunnel autoroutier. On retrouve bien une zone centrale comprimée qui se développe vers l'Est jusqu'à l'Oxfordien et au Kimmeridgien inférieur plissé et une zone en extension avec fissures ouvertes et développement de karsts. La zone neutre semble très réduite.

5 Quelques aspects du génie civil liés à la nature et au comportement des roches

5.1 Le Tunnel du Chat

Ce tunnel routier s'est avéré d'un niveau de confort insuffisant eu égard du trafic de l'itinéraire aux environs de 1970. Une réfection complète a alors été décidée sous le double aspect de la ventilation et de l'éclairage, et du génie civil. En ce qui concerne le génie civil, il convenait de remédier aux nombreuses venues d'eau et à des chutes de pierres, l'ouvrage n'étant que très partiellement revêtu, et d'assainir la chaussée dont le drainage s'avérait insuffisant. Les travaux exécutés sont schématisés sur la figure 8. Il a été réalisé :

- des anneaux de béton soit coffré soit projeté dans les zones instables ou altérables,
- un approfondissement des caniveaux et des drains,
- un chemisage complet de l'ouvrage par tôles parapluie.

Préalablement à ces travaux, un examen complet de l'ouvrage et de l'historique de son percement et de son exploitation a été effectué. Il s'agissait en effet de bien connaître le tunnel et de mettre en place, dans un souci de sécurité évident, tous les revêtements indispensables à la pérennité de l'ouvrage, et en tenant compte du fait que l'examen du gros œuvre et des sections non revêtues ne pourrait plus être que difficile et partiel après la pose des tôles parapluie.

La stabilité des roches s'est avérée assez bonne lors de l'exécution de l'ouvrage. Les principales instabilités qui sont apparues dans le temps étaient liées à des zones fissurées et le plus souvent aquifères, à proximité de la faille par exemple, au droit des karsts dans la partie Est, et dans les zones de marnes ou de calcaires argileux plissotés où l'altération a joué un rôle prépondérant.

Les venues d'eau sont réparties sur toute la longueur du tunnel, ce qui est normal dans une telle structure où les écoulements se font parallèlement à la stratification. Les principales venues d'eau sont cependant concentrées aux têtes, dans les zones de faible couverture, et à fissuration ouverte et au droit de l'accident tectonique. Les débits sont faibles dans la zone centrale, dans le Kimmeridgien inférieur et l'Oxfordien comprimés et relativement imperméables de par leur nature lithologique. Les débits cumulés sont de 25 l/s pour chaque moitié du tunnel.

Ce débit relativement faible s'explique par le fait de la position élevée du tunnel dans la chaîne à 400 m NGF par rapport au réseau hydrographique au pied des versants : 200 m NGF pour le Lac du Bourget à l'Est et 300 m NGF au Lac du Chevelu à l'Ouest. Le tunnel ne joue donc pas un rôle véritable de drain ; il ne fait qu'intercepter quelques circulations d'eau. Une modification des propriétés hydrauliques du massif s'est produite depuis le percement ; les exploitants ont en effet constaté que l'arrivée de l'eau dans le tunnel à la suite de fortes précipitations se produisait maintenant avec un décalage de 0,5 jour contre 2 jours au moment de la construction. Le lessivage de fissures initia-

lement colmatées a donc probablement eu lieu, ce qui accroît la vitesse de percolation de l'eau dans le massif. Des phénomènes de dissolution sont probables également. Des karsts, colmatés pour la plupart, ont été rencontrés aux extrémités du tunnel, notamment dans le Portlandien à l'Est.

Les revêtements mis en place avant 1972 avaient été motivés pour la plupart par l'abondance des venues d'eau. Une étanchéité relative avait été obtenue par canalisation de ces venues d'eau, puis mise en place de béton coffré, ou gunitage sur un grillage.

La détermination des zones à revêtir avant mise en place des tôles parapluie a été faite à partir d'un examen détaillé de la voûte complété par une auscultation dynamique dans les zones douteuses. Cette auscultation a été effectuée par dispositifs microsismiques comprenant 12 capteurs espacés de 2 m avec tirs en bout de ligne et tirs lointains. Ces dispositifs ont été complétés par carottages sismiques de 4 m de longueur où ont été effectuées des mesures de vitesses par tranche de 1 m. Ces mesures ont permis de déterminer la vitesse longitudinale de la zone décomprimée et du rocher sain, l'épaisseur de la zone décomprimée, le module dynamique du rocher sain, et le « délai » à chaque capteur, lequel est fonction de l'épaisseur et de la vitesse de la zone décomprimée. Les zones de risque ont pu être ainsi classées et leur revêtement par béton coffré ou projeté a pu être décidé. Le tableau 2 indique quelques résultats caractéristiques.

	E_{dyn} (MPa)	Zone décomprimée	
		vitesse (m/s)	épaisseur (m)
Valanginien (marno-calcaires)	43 000	1 800	3
Portlandien karstique	25 000 à 37 000	1 900	3
Kimmeridgien inférieur	38 000	2 500	2
Oxfordien	25 000	27 000	2,8

5.2 La galerie de reconnaissance et le tunnel de l'Épine

La galerie de reconnaissance a fait l'objet de nombreuses observations et mesures et peut encore être examinée avec intérêt car elle n'est que très partiellement revêtue, contrairement au tunnel autoroutier qui a été creusé beaucoup plus rapidement et revêtu sur toute sa longueur de béton coffré en voûte et de béton projeté ou coffré en piédroits (fig. 9).

La stabilité des roches a été assez bonne tant en galerie que dans le tunnel. Les instabilités ayant nécessité un soutènement par cintres se sont manifestées dans la dolomie poreuse ou microfissurée, dans les zones marnueuses de l'Hauterivien, les karsts du Barrémien et les marnes du Chattien. La molasse Burdigalienne constituée de grès tendres présentait une tendance au délitage en plaques épaisses et a nécessité un boulonnage avec grillages ou plaques pour la sécurité du chantier dans l'attente du revêtement de béton. Le phénomène le plus remarquable est la décompression liée aux fortes contraintes dans la zone centrale comprimée. Un écaillage progressif des reins puis des naissances et du sommet des piédroits a été observé dans la galerie. Ce phénomène s'est lentement étendu jusqu'à régner entre les points métriques 900 et 1 000 ; la zone intéressée correspond exactement à la partie centrale de la structure du massif. Le phénomène n'a pas été gênant dans le tunnel car il était suffisamment lent pour être neutralisé par la pose du revêtement.

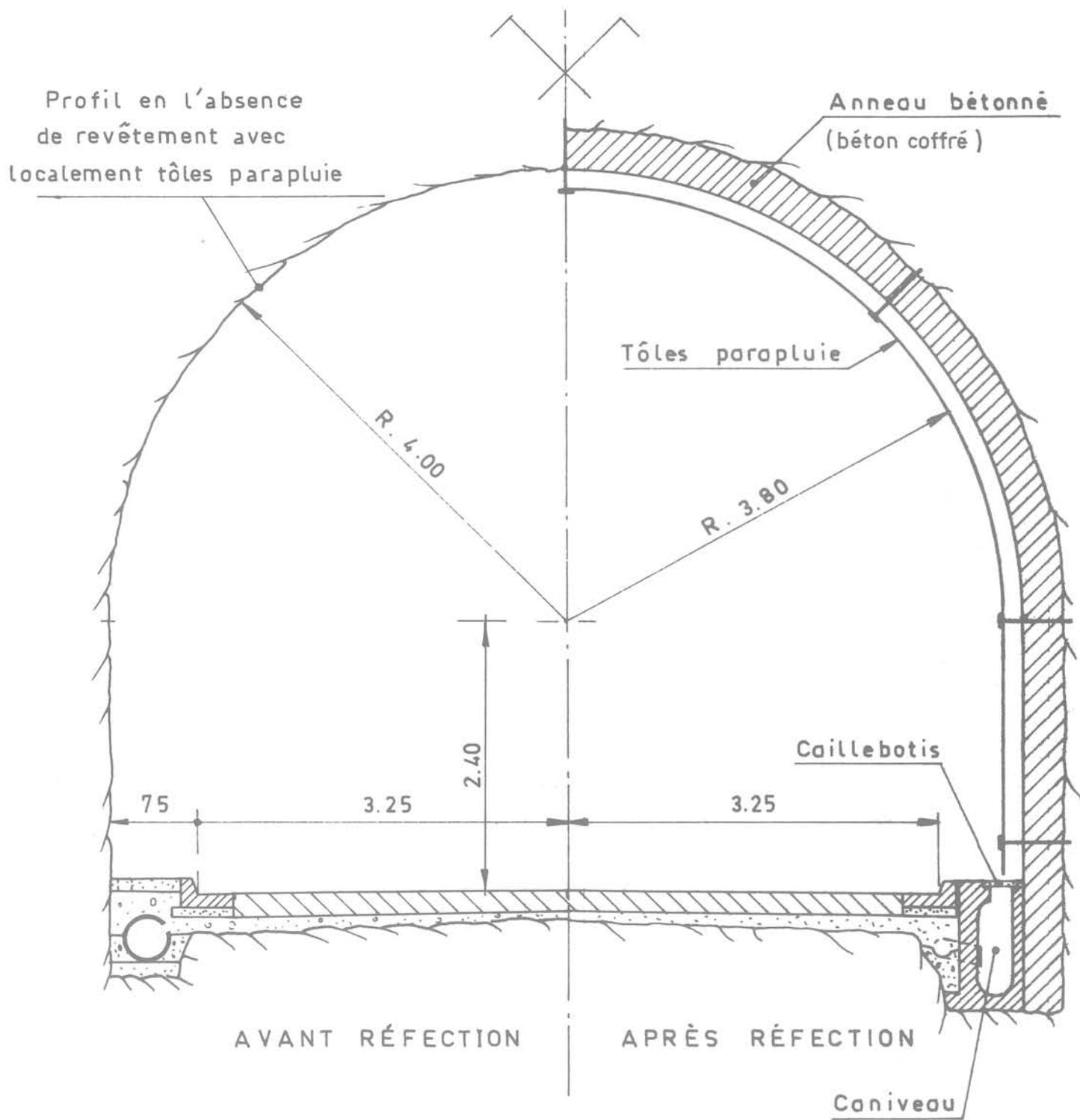


Fig. 8 Tunnel du Chat. Profil en travers

SOUTÈNEMENT PAR CINTRES
REVÊTEMENT BÉTON COFFRÉ

PAS DE SOUTÈNEMENT
REVÊTEMENT BÉTON PROJETÉ

CINTRE

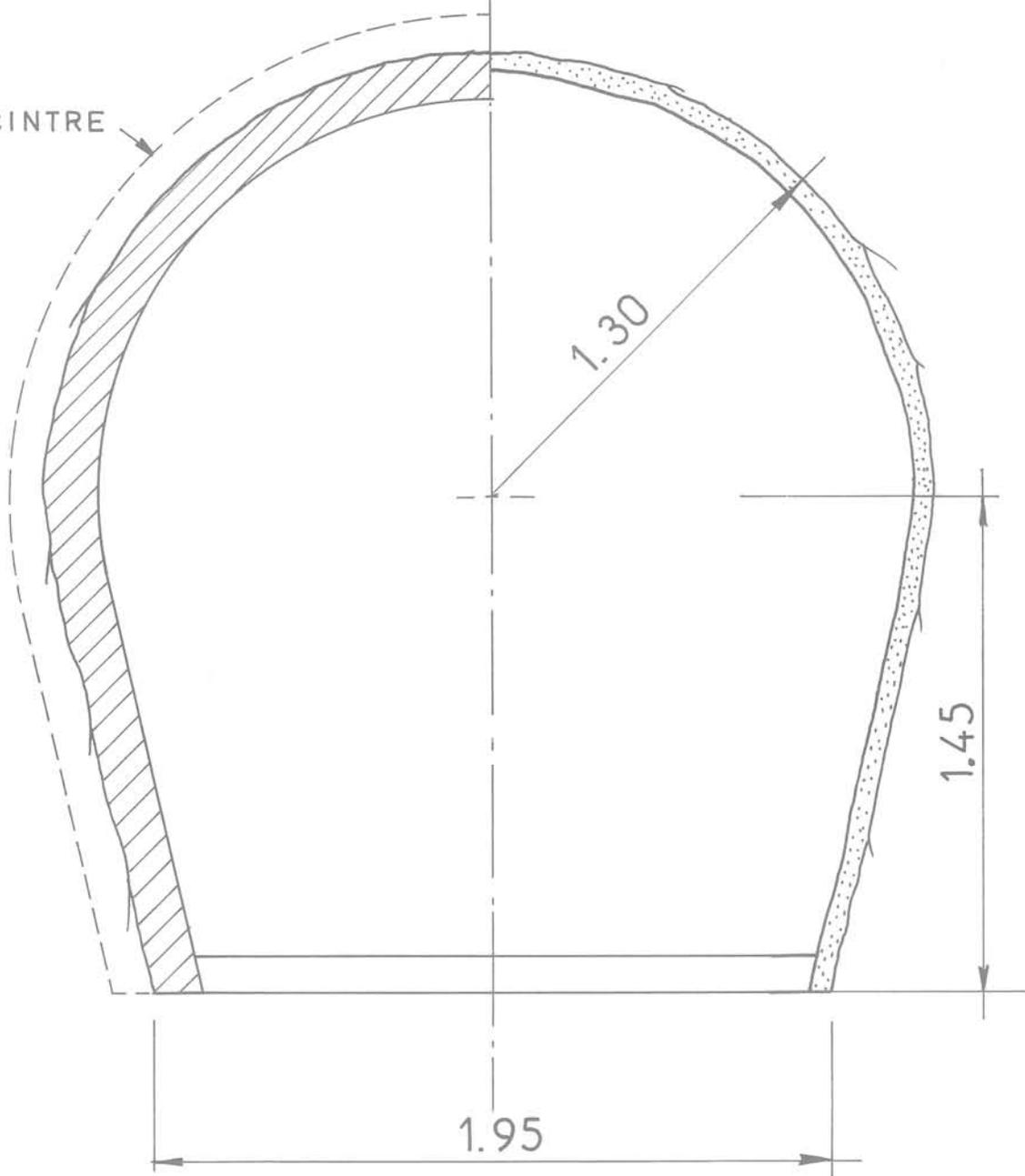
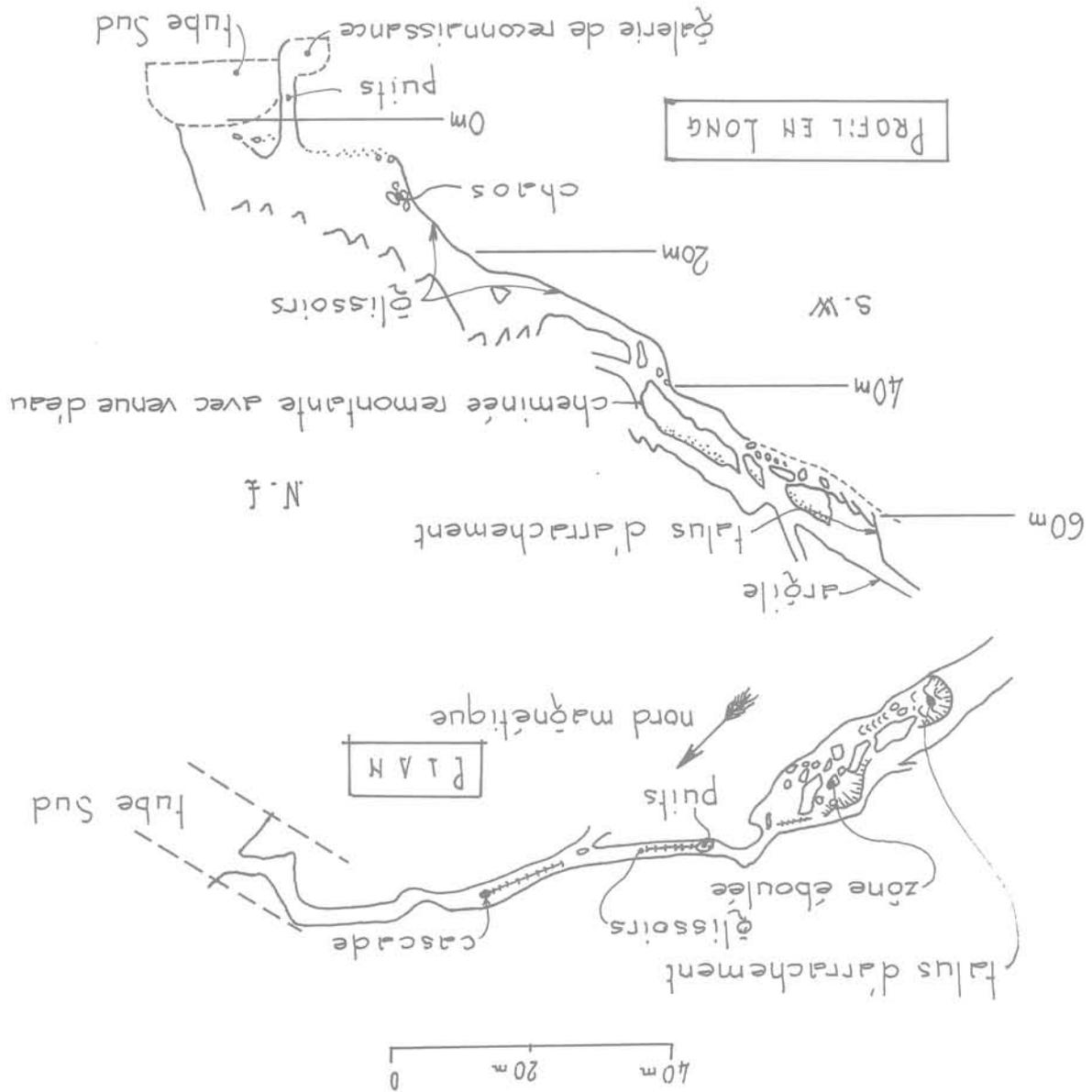


Fig. 9 Tunnel de l'Épine. Profil en travers

Fig. 10 Tunnel de l'Epine. Karst du Barrémien au pm 2570 env.



Les venues d'eau se répartissent irrégulièrement dans l'ouvrage. Dans la galerie de reconnaissance elles sont très abondantes et plutôt ponctuelles dans les calcaires des zones en tension aux extrémités de l'ouvrage ; elles deviennent diffusées vers l'intérieur du massif sauf au droit de la zone dolomitique. La zone centrale en compression est sèche. Les venues d'eau sont faibles dans les terrains tertiaires argileux à l'Est. Les débits de crue atteignent $2 \text{ m}^3/\text{s}$ dans la galerie de reconnaissance. La galerie joue bien un véritable rôle de drain. L'explication en est à rechercher dans la position de l'ouvrage dans la chaîne : à l'Est les calcaires sont recouverts par le Miocène imperméable au droit du tunnel, et en contre-bas, d'où mise en charge des zones de circulation - à l'Ouest, la galerie est située à 15 m seulement au-dessus de la cote du réseau hydrographique local (marais de Nances et Lac d'Aiguebette). Il en résulte que, à chaque précipitation importante, les eaux qui circulent rapidement dans le massif fissuré et karstique se mettent en charge dans les conduits d'écoulement au voisinage de la galerie qui devient un drain. Ce fait est confirmé par les nombreuses venues d'eau observables en base des piédroits en période de forte pluviosité.

Les karsts étaient déjà connus dans la montagne de l'Épine avant ces travaux - grande doline au sommet, source vauclusienne de la Conche au Nord. Des karsts actifs ont été rencontrés en souterrain au droit des accidents tectoniques (pm. 1900), des zones dolomitiques tectoniques (pm. 1400). Le Barrémien a été intensément karstifié pendant la période d'émersion antétertiaire : il a été révélé un karst très important au pm. 2570 environ (fig. 10), mais dont s'est échappée une quantité notable de matériaux meubles. Des réseaux karstiques colmatés ont également été observés dans le Kimmeridgien et le Valanginien.

5.3 La galerie du Bourget

Les problèmes liés aux formations quaternaires (injections, congélation) ne seront pas développés dans ce paragraphe, consacré uniquement au comportement des roches secondaires et tertiaires.

La stabilité de l'excavation a été satisfaisante dans l'ensemble. Cependant, un écaillage des parois est apparu nettement dans la zone du cœur de l'antichenal qui correspond également à la zone de plus forte couverture. Le phénomène s'est manifesté de la manière la plus caractéristique dans les roches les moins résistantes : marnes de l'Oxfordien et marno-calcaires du Bathonien. La forme élançée de la galerie (fig. 11) a favorisé l'écaillage en naissances et en piédroits. Par rapport à la galerie de l'Épine, la décompression s'est manifestée plus rapidement et son extension est plus grande, ce qui peut s'expliquer par la tectonique, mais certainement par l'épaisseur double du recouvrement. La zone neutre semble intéresser à l'Est l'Oxfordien supérieur et le Kimmeridgien inférieur (zone située entre la décompression et les karsts sur la figure 7) ; elle est beaucoup moins nette à l'Ouest.

Un soutènement par cintres métalliques a été nécessaire à l'Est dans certaines zones de calcaires karstiques et locale-ment à l'Ouest dans des calcaires fissurés du compartiment proche des accidents tectoniques. Les formations conglomératiques de la base du Burdigalien ont également été cintrées à l'Ouest.

Les venues d'eau se manifestent essentiellement, comme pour les autres galeries, dans les calcaires francs et dans la zone externe en tension. Le phénomène est net à l'Est où la structure est régulière ; les calcaires sont aquifères depuis le Kimmeridgien supérieur au Barrémien à l'exception de

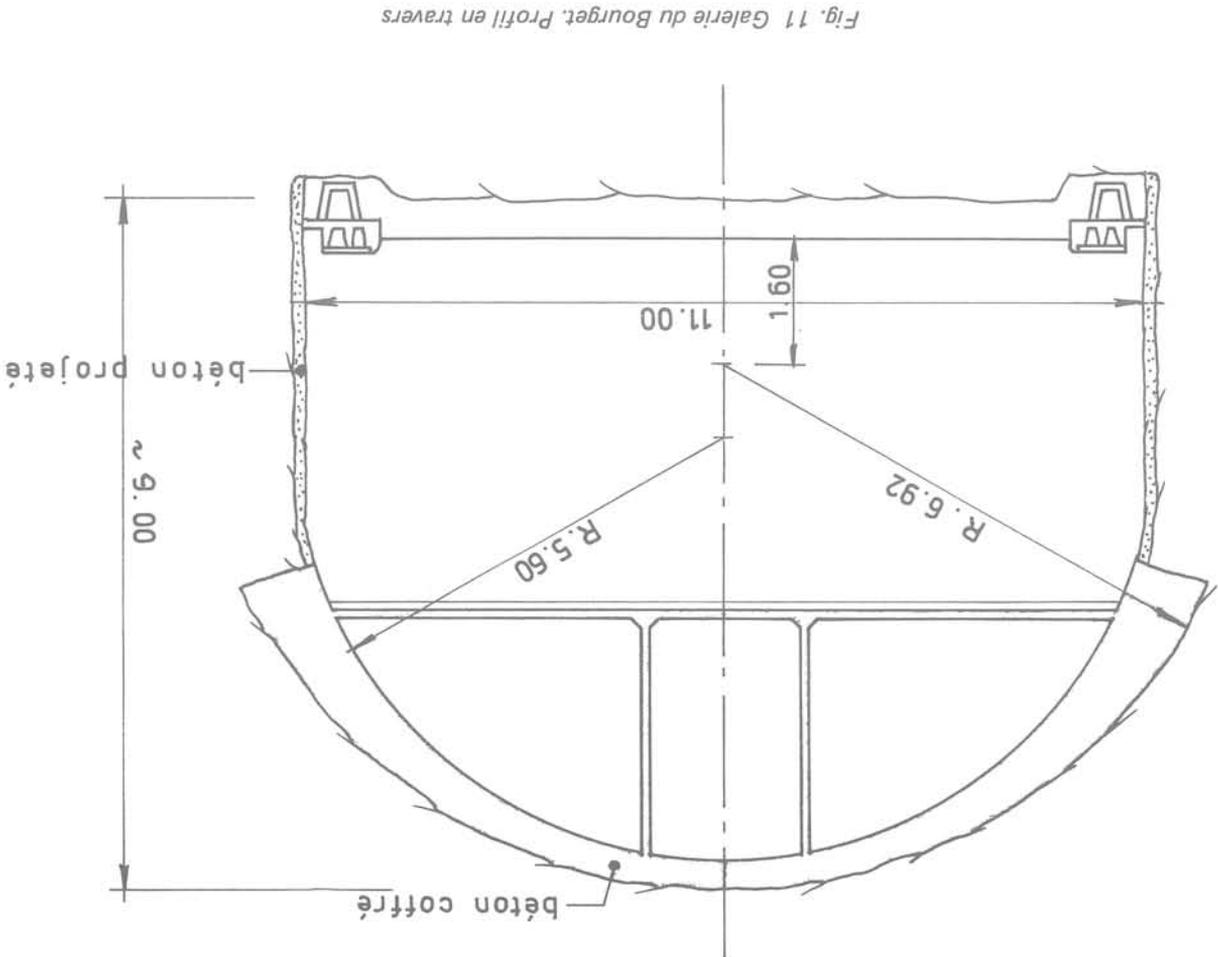


Fig. 11 Galerie du Bourget. Profil en travers

l'Hauterivien marneux. Quelques venues d'eau sont à noter également dans le compartiment Ouest où elles semblent liées aux accidents tectoniques. La zone centrale comprimée est pratiquement sèche.

L'ensemble des débits est de l'ordre de 150 l/s. Par comparaison avec la galerie de l'Épine, on aurait pu s'attendre à des débits beaucoup plus importants, et ce d'autant plus que l'ensemble de l'ouvrage est situé à une cote inférieure à celle du réseau hydrographique voisin. Deux explications de ces débits modérés peuvent être avancées : la zone comprimée est assez étendue (de l'ordre du kilomètre), et les karsts sont colmatés (cf. ci-après) à la cote de la galerie. Il est également probable que la structure du flanc Ouest n'est pas très favorable aux infiltrations et présente également des zones comprimées secondaires à perméabilité limitée.

Dans le cadre des contrôles effectués à l'avancement, la température et la résistivité de l'eau avaient été mesurées régulièrement. La température pratiquement constante depuis la tête s'est élevée progressivement de 13° à 18° pendant la traversée de l'Oxfordien. La résistivité, par contre, s'est abaissée brutalement dans l'Oxfordien supérieur de 35 à 100 Ω m. Ces mesures montrent bien la transition entre deux régimes hydrogéologiques différents : eaux peu minéralisées circulant rapidement dans les calcaires francs de la zone en tension et eaux à circulation lente réchauffées et minéralisées dans la zone comprimée.

Les karsts se sont bien développés dans les calcaires francs du flanc Est comme aux tunnels du Chat et de l'Épine, mais ils sont pour la plupart colmatés de matériaux argileux ou argilo-sableux. Ce colmatage est à mettre en relation avec la cote beaucoup plus basse de cette galerie par rapport à celle des autres ouvrages. Les principales venues d'eau sont cependant apparues au droit de ces karsts, mais avec des débits relativement faibles, notamment par rapport à l'Épine. Certaines venues d'eau étaient alternativement claires, plus chargées en sable fin et à débit variable, témoignant de débourrages dans les conduits karstiques. Il semble que la galerie soit située à une cote voisine du niveau de base actuel des karsts, et même peut-être légèrement en dessous, et qu'elle n'ait été que localement et partiellement alimentée par le réseau actif actuel.

6 Conclusions

Les études et les observations effectuées à l'occasion des travaux concernant les trois ouvrages souterrains du Chat, du Bourget et de l'Épine, situés dans le même chaînon jurassien du Chat et de l'Épine, permettent de dégager un certain nombre de conclusions concernant la structure du massif, les caractéristiques et le comportement des différentes formations géologiques, la méthodologie des études et du suivi des travaux.

La structure du chaînon du Chat et de l'Épine, telle qu'elle apparaît à la faveur de ces trois galeries, met en évidence la formation d'un anticlinal ante-miocène à flanc Est régulier à pendage modéré, affecté systématiquement d'accidents tectoniques à l'Ouest. L'hypothèse d'accidents subhorizontaux assimilables à un chevauchement doit être retenue. En tout état de cause, ces accidents tectoniques se révèlent tous cassants et francs, sans broyages importants ni étirements de couches. Une voie à explorer pour préciser l'ensemble de la structure semble devoir être une étude microtectonique complète de surface et des trois ouvrages souterrains ; la structure exacte au droit de la galerie du Bourget pourrait ainsi être précisée, et la détermination des mécanismes de formation de l'ensemble de la chaîne mieux appréhendés.

Les différentes formations géologiques s'avèrent de nature et d'épaisseur comparables au droit des trois galeries. Leur comportement mécanique présente également de grandes similitudes ; l'Oxfordien et le Kimmeridgien inférieur sont toujours situés dans la zone centrale comprimée et présentent de nombreux plissements secondaires et plissements. Des phénomènes d'écaillage dus aux fortes contraintes les affectent sous des couvertures supérieures

à 600 m. Les calcaires, très résistants pour la plupart, du Kimmeridgien moyen au Barrémien, sont de bonne tenue en souterrain sauf à proximité d'accidents tectoniques ou s'ils sont le siège d'une karstification intense. Ils sont généralement situés dans la zone en extension de l'anticlinal et affectés de fissures ouvertes colmatées ultérieurement de calcite ou d'argile qui ont favorisé le développement des phénomènes karstiques.

Les venues d'eau sont intimement liées à la nature lithologique des roches, à leur position dans l'anticlinal – dans la zone en compression ou dans la zone en tension – et à la position de l'ouvrage par rapport à la cote du réseau hydrographique et du manteau imperméable tertiaire ou quaternaire de la chaîne. Oxfordien et Kimmeridgien inférieurs sont secs. Les autres calcaires sont le siège de venues d'eau faibles dans la zone en compression, et peuvent donner lieu à des venues d'eau nombreuses et à fort débit dans la zone tendue de l'anticlinal si les conditions sont réunies pour que la galerie joue le rôle de drain.

Le suivi géologique des galeries pendant le creusement apparaît indispensable à la lumière de l'expérience de la galerie du Bourget où ont été utilisés tous les moyens à la disposition du géologue sur chantier et au laboratoire pour répondre, le mieux possible, aux préoccupations du Maître d'œuvre et de l'Entrepreneur qui demandent à tout moment des renseignements précis pour prévoir et exécuter aux meilleures conditions de coût, de délai et de sécurité. Il a fallu actualiser la connaissance générale de la région, collecter et interpréter constamment les observations et mesures faites en galerie, s'appuyer sur des examens micropaléontologiques et sédimentologiques pour élaborer en permanence de nouveaux schémas plausibles de structure. Malgré ces dispositions, il n'a pas toujours été possible de répondre avec toute la précision souhaitée aux préoccupations des responsables du chantier. Cependant, les dispositifs d'alerte mis en place devaient permettre d'éviter tout accident grave, et le Maître d'œuvre et l'Entrepreneur ont pu être avertis en temps utile de la forte probabilité, qui s'est confirmée, de l'allongement important de la zone de molasse à traverser à l'Ouest.

Références Bibliographiques

- [1] BERNEDE J., HABIB P., PANET M. et PLOUVIEZ P. – *Mesures des contraintes naturelles dans la montagne de l'Épine*. Deuxième Congrès de la Société Internationale de Mécanique des Roches – Communication 4.35 – 7 p. Belgrade, 1970.
- [2] GIDON P. – *Géologie Chambérienne*. – Annales du Centre d'Enseignement Supérieur de Chambéry, 1963.
- [3] GUIGON F. – *Géologie et travaux souterrains – Étude d'avant projet du tunnel du Bourget – Bilan des observations sur cinquante tunnels ferroviaires dans la région Rhône Alpes*. Thèse de 3^e cycle. Grenoble, 1976.
- [4] LAMIRAUX C. – *Géologie du miocène des chaînons Jurassiens méridionaux et du Bas Dauphiné nord oriental entre Chambéry et La Tour du Pin*. Thèse de 3^e cycle. Grenoble, 1977.
- [5] WEBER P., PANET M. – *Découpage et prédécoupage à l'explosif – Aspects théoriques aspects pratiques*. Journées 1970 de Mécanique des Roches – Cahier 3 du Comité Français de Mécanique des Roches – Revue de l'Industrie Minérale pp. 89-98. (Numéro spécial du 15 juillet 1971).

Pierre Antoine (IRIGM Grenoble)

Je voudrais apporter quelques compléments d'information qui paraissent indispensables aux personnes qui ont étudié la géologie du projet de tunnel du Bourget-du-Lac et susceptibles d'intéresser, par leur caractère méthodologique, le public de géologues de cette conférence.

Je rappellerai en premier lieu que le choix de la solution adoptée (et en cours de réalisation) pour l'assainissement du lac du Bourget a résulté d'un concours d'idées auquel ont participé une cinquantaine d'entreprises et de bureaux d'études. Certaines des solutions proposées ne pouvaient être valablement sans une étude géologique, même sommaire. Ce fut notamment le cas pour la galerie entre le Bourget-du-Lac et le Rhône dont il est question ici. L'étude préliminaire fut demandée par un groupement d'entreprises au professeur R. Barbier de l'Université de Grenoble qui nous en chargea. Cette solution ayant remporté le concours il fallut approfondir notablement les recherches géologiques pour aboutir à une coupe géologique personnelle correcte avant travaux et amasser toute l'information géologique de détail susceptible de faciliter le suivi des travaux. Ce long préambule a pour but de bien situer le contexte de l'étude, totalement différent de celui du tunnel autoroutier qui sert de référence. Dans notre cas l'étude fut commandée et financée par le groupement d'entreprises qui n'y consacra que des moyens très réduits et dont parfois les représentants intervenaient sans nous consulter dans le déroulement des rares travaux de reconnaissance entraînant ainsi, dans un cas au moins, la perte d'informations primordiales. Le sujet était néanmoins assez vaste et digne d'intérêt pour qu'un de nos élèves, M. F. Guigon ici présent, puisse en faire le sujet de sa thèse de III^e cycle soutenue le 29/06/75. Dans notre esprit ce travail devait revêtir deux aspects :

- essayer tout d'abord, dans un contexte favorable, de faire une prévision aussi précise que possible en utilisant toutes les ressources de la géologie de terrain. Cela nous était évidemment facilité par l'existence de tunnels précédemment forés dans le chaînon et dont M. Darcy vient de nous remémorer les coupes géologiques ; cela pouvait compenser, dans une certaine mesure, notre manque de moyens de reconnaissance. Le but était de monter qu'une étude de terrain classique, menée consciencieusement par un géologue entraîné pouvait être efficace et valoriser beaucoup les indispensables connaissances complémentaires en permettant de les utiliser à bon escient ;

- ensuite, par un suivi constant des travaux, passer au

crible les résultats du travail précédent et notamment analyser en détail les éventuelles causes d'échec dans les prévisions. Ce travail est en cours sous la responsabilité de géologues de l'Université de Grenoble et nous disposons d'un levé détaillé, à l'échelle du 1/1000 des tronçons déjà exécutés.

On pourra nous objecter que nous nous plaçons dans des conditions favorables ayant bénéficié d'un acquis non négligeable par les connaissances et chantiers exécutés antérieurement. Une telle remarque ne peut s'appliquer qu'à un km 4 km amont de l'ouvrage qui est long de treize. Sur 9 km nous fûmes donc bien obligés de nous contenter des levés et observations de terrain.

Les résultats obtenus à ce jour sont intéressants. D'une façon générale et jusqu'à la rencontre de l'accident chevauchant dont M. Darcy nous a entrete nu, je considère personnellement qu'en ce qui concerne les longueurs des divers terrains traversés tant sous le Mont Tournier ou le synclinal de Novaise, que dans la moitié amont du chaînon de l'Épine, la qualité des prévisions fut correcte. Le niveau repère du Calliovin par exemple, sous mille mètres de couverture fut rencontré à 150 m près ; la précision fut bien meilleure sous couverture plus faible, notamment sous le Mont Tournier. Sur le plan géotechnique nous avons par contre nettement sous-estimé les difficultés liées à la traversée de la formation molassique.

Pour ce qui est de la grande fracture du versant Ouest l'incertitude régnait quant à son attitude exacte. Aucun des tunnels précédents ne l'ayant traversée, nous recherchâmes des indices structuraux de surface permettant de faire l'accident rencontré est d'un type très particulier qui n'a rien à voir avec la classique structure en pli-faille considérée comme classique dans ces régions. Il s'agit probablement de la déformation tardive d'une structure ancienne selon un schéma dont nous commençons à avoir une certaine habitude dans les chaînes subalpines et qui rompt avec une certaine routine intellectuelle.

En conclusion je pense que, malgré ce que, vu de l'extérieur, on peut considérer comme une erreur de prévision inadmissible, propre à confirmer la méfiance des techniciens vis-à-vis de la géologie, l'actuelle galerie du Bourget est exemplaire. Elle montre bien ce que peut apporter une géologie de terrain consciencieuse (bons résultats sur les trois quarts du tunnel), mais en révèle dans le même temps les limites. Elle souligne également le rôle que peut jouer chez le géologue une profonde connaissance de la région ainsi que l'aptitude à s'évader des schémas trop classiques. Quoiqu'il en soit nous projetons de résumer dans une publication à venir, à caractère méthodologique, les multiples enseignements du travail entrepris par le Laboratoire de Géologie de l'Université de Grenoble à l'occasion de l'exécution de ce tunnel.

mesure de la profondeur des fondations par micro sismique transparence

par
J. Hurtado

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées
Sols et Structures

Il existe de nombreux cas où la connaissance de la profondeur d'une fondation en place est nécessaire. En voici quelques exemples :

- La construction de sous-sols profonds en site urbain implique la connaissance des fondations voisines. Lorsqu'une construction proche d'une paroi moulée est fondée sur pieux il convient de connaître avec précision la position de la pointe des pieux pour évaluer les efforts induits sur la paroi.
- La surveillance des chantiers de fondations profondes nécessite en principe la présence permanente sur le chantier d'un surveillant connaissant les méthodes d'exécution utilisées. Le coût d'une telle surveillance est élevé. Une surveillance par échantillonnage, moins coûteuse, peut être utilement complétée par la mesure, en fin de chantier, de la profondeur de quelques éléments de la fondation pris au hasard.
- L'expertise judiciaire d'un sinistre de fondations pourrait souvent être mieux étayée par la vérification des profondeurs des éléments de fondation fournies par les documents tels qu'attachements ou plans des fondations.

Le seul moyen existant pour mesurer la profondeur des fondations d'un édifice construit était, récemment encore, l'exécution de puits de visite. Cette méthode très coûteuse ne peut être mise en œuvre qu'avec précaution, notamment lorsque la base des fondations est sous le niveau de la nappe phréatique.

La Micro Sismique Transparence permet aujourd'hui de résoudre ce problème économiquement et sans diminuer la sécurité de la fondation.

1 Généralités

Soit une fondation F de profondeur inconnue h . La fondation F peut être porteuse d'une structure S .

La profondeur h peut être mesurée par Micro Sismique transparence.

Le procédé consiste à exécuter un forage parallèle à la fondation, à une distance b aussi petite que possible de celle-ci, et de profondeur supérieure de quelques mètres à la profondeur présumée h_p de la fondation F .

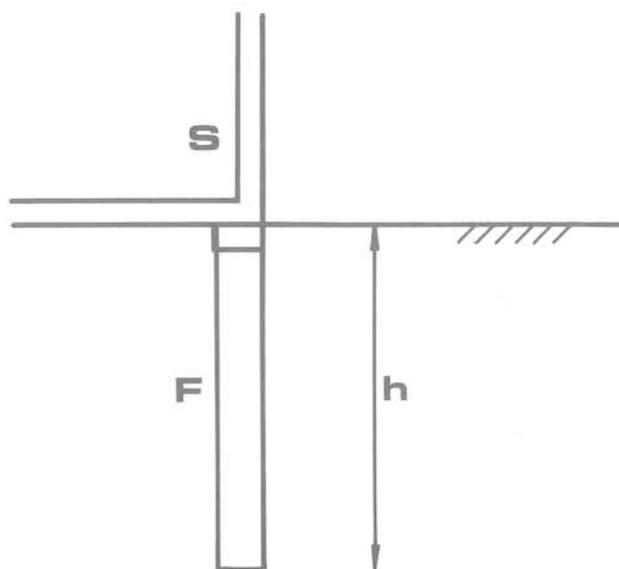


Fig. 1 Exemple de fondation à reconnaître

Le forage est équipé d'un tube P.V.C. \varnothing 60 mm sur toute sa hauteur. Il est maintenu plein d'eau pendant les mesures.

On choisit un point C de la structure S ou de la partie supérieure de la fondation F. En ce point on provoque un ébranlement (choc) à l'instant t_0 . L'ébranlement est perçu au point R du forage à l'instant t_1 à l'aide d'un récepteur, géophone ou similaire. On mesure le temps $t = t_1 - t_0$ correspondant à la profondeur r du point R.

On recommence la mesure en plusieurs points R de façon à pouvoir tracer la courbe représentative de la fonction $t(r)$.

2 Étude de la fonction $t(r)$

Dans le cas simple où la vitesse de l'ébranlement est constante et égale à V_1 dans la fondation F, constante et égale à V_2 dans le sol entre F et le forage, l'étude théorique de la fonction $t(r)$ conduit au développement suivant :

2.1 Les trois expressions de $t(r)$

Le trajet de l'ébranlement, de C en R, comprend deux parties :

C P dans la fondation, à la vitesse $V_1 > V_2$

P R dans le sol, à la vitesse V_2

soient x la profondeur de P,

b la distance du forage à la fondation

$$t = \frac{x}{V_1} + \frac{\sqrt{b^2 + (r-x)^2}}{V_2}$$

$$\frac{dt}{dx} = 0 \quad \frac{r-x}{\sqrt{b^2 + (r-x)^2}} = \frac{V_2}{V_1} = \alpha$$

posons $e = r - x$

$$e = b \frac{\alpha}{\sqrt{1 - \alpha^2}}$$

La différence des profondeurs de P et R est indépendante de r .

Les trois expressions de $t(r)$ sont

$$r \leq e \quad t = \frac{\sqrt{r^2 + b^2}}{V_2}$$

$$e \leq r \leq h + e \quad t = \frac{r-e}{V_1} + \frac{\sqrt{b^2 + e^2}}{V_2}$$

$$h + e \leq r \quad t = \frac{h}{V_1} + \frac{\sqrt{(r-h)^2 + b^2}}{V_2}$$

- La première expression n'a pas d'intérêt pratique.
- La deuxième expression est une fonction linéaire $t = \frac{r}{V_1} + B$
- La troisième expression est une fonction qui admet une asymptote A. Cette asymptote coupe la droite $t = \frac{r}{V_1}$ en un point d'abscisse $r = h$, quels que soient b , V_1 et V_2

2.2 Interprétation du diagramme $t(r)$

Dans le cas simple défini ci-dessus l'interprétation graphique du diagramme $t(r)$ est faite de la façon suivante :

- On trace une droite « moyenne » passant par les points du diagramme $t(r)$ pour $r < h_p$.

La pente de cette droite est $\frac{1}{V_1}$.

- On trace une parallèle D' à cette droite passant par l'origine.

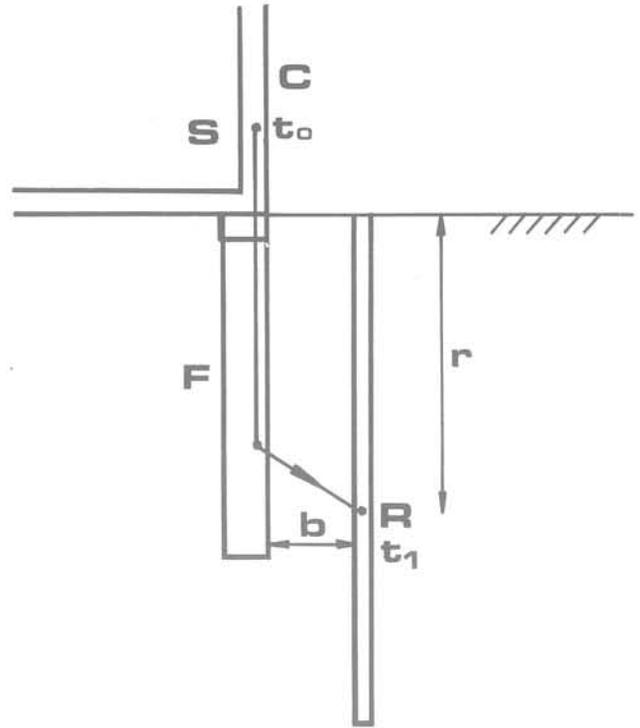


Fig. 2 Principe de la mesure

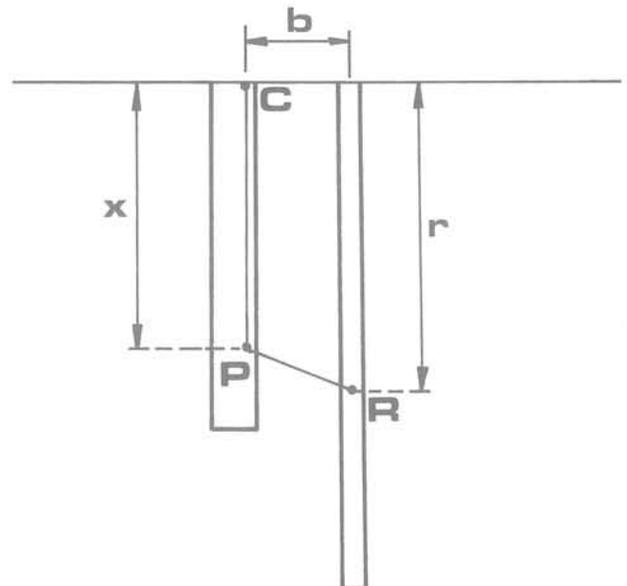


Fig. 3 Principe du calcul de $t(r)$

Fig. 6 Courbe $t(r)$ pour un sol hétérogène ($H < h$)

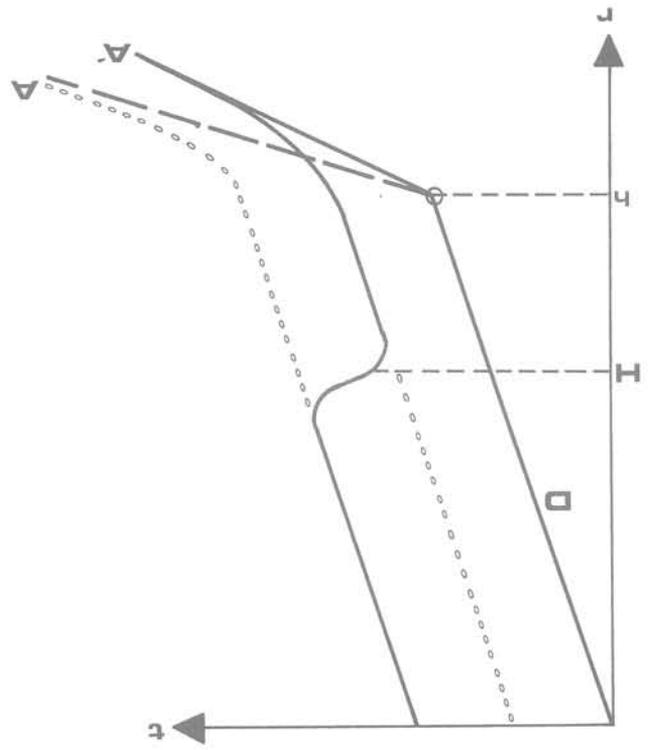


Fig. 7 Courbe $t(r)$ pour un sol hétérogène ($H > h$)

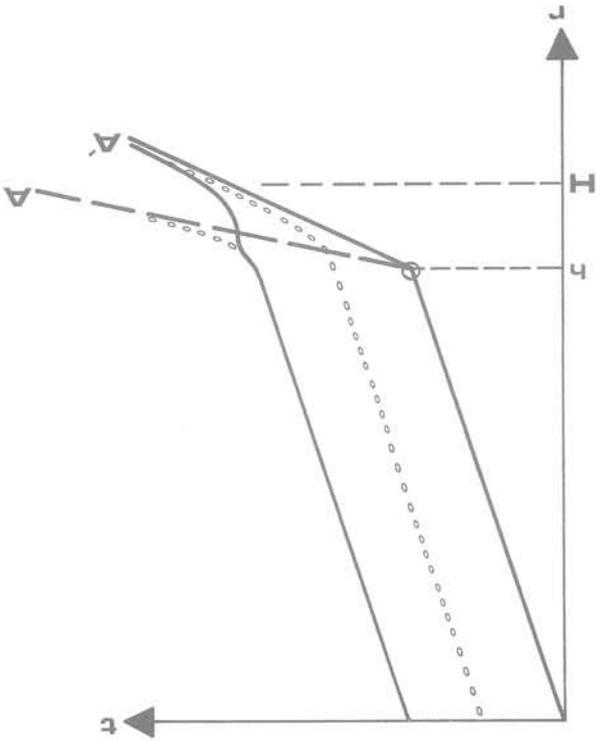


Fig. 4 Exemple de fonction $t(r)$

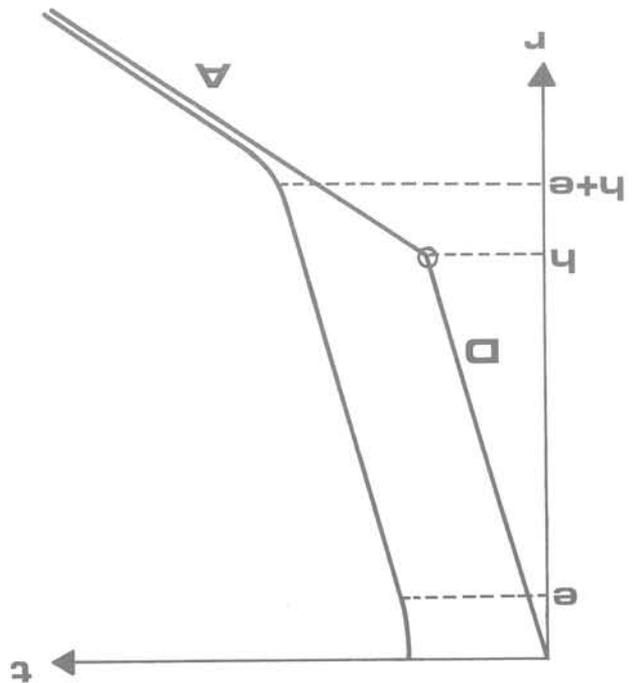
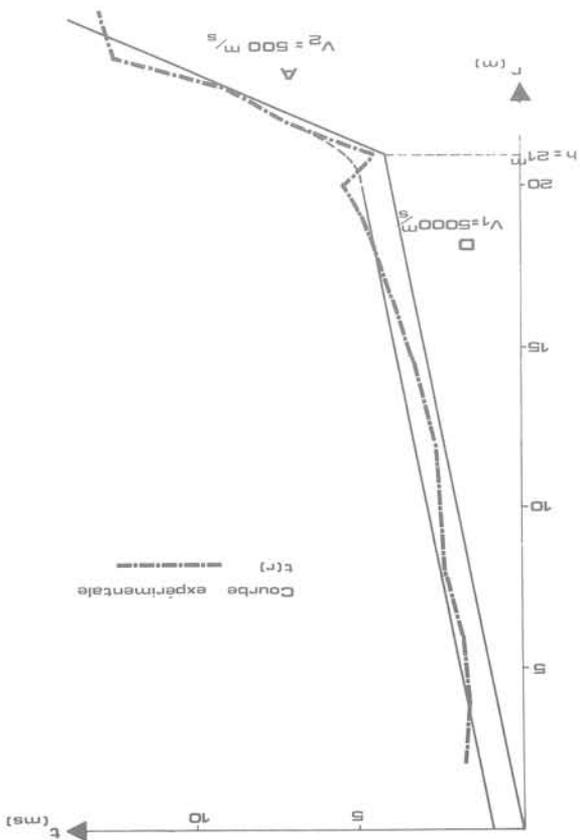


Fig. 5 Courbe expérimentale en terrain homogène



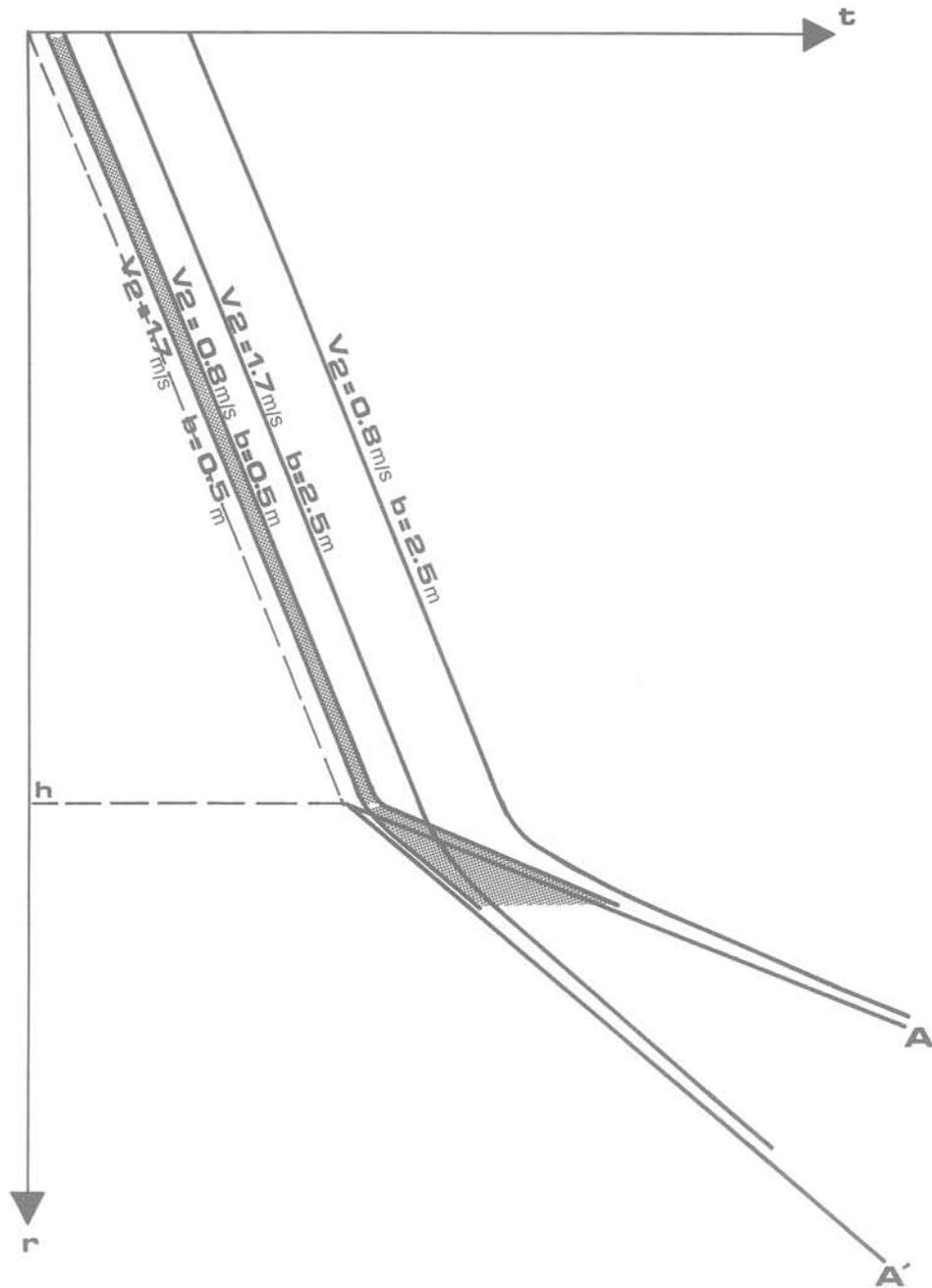


Fig. 8 Influence de la distance forage-fondation

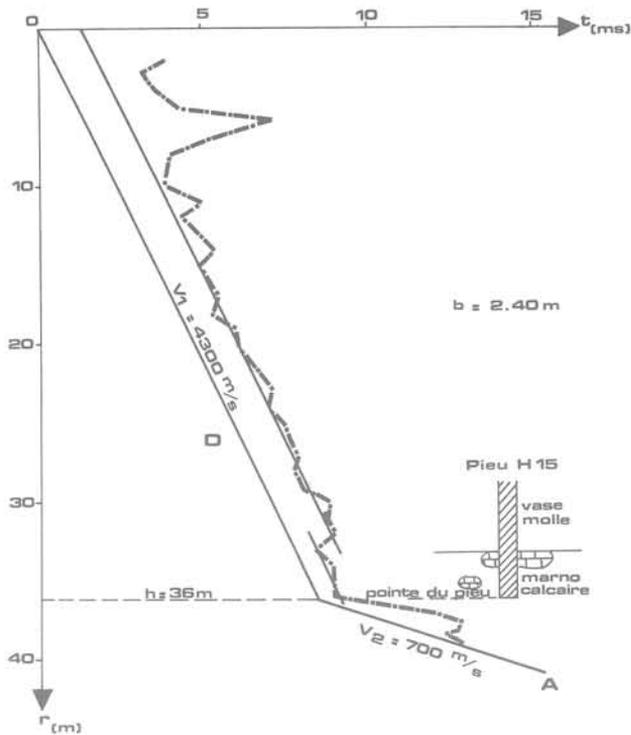


Fig. 9 1er exemple d'application

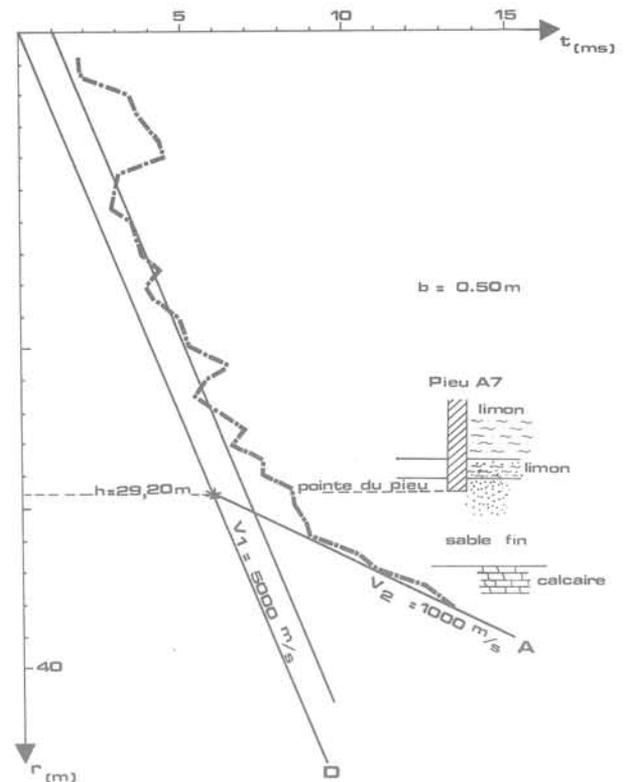


Fig. 10 2ème exemple d'application

- On trace la droite « moyenne » A joignant les derniers points du diagramme $t(r)$
Cette droite est assimilée à l'asymptote de la fonction $t(r)$: il est donc important que le forage ait une profondeur supérieure de plusieurs mètres à celle de la fondation, et cette surprofondeur doit être d'autant plus grande que le forage est éloigné de la fondation.
- Les droites A et D se coupent en un point d'abscisse h qui est la grandeur cherchée.

Exemple : la figure 5 résume l'interprétation des mesures faites sur un chantier.

2.3 Influence de la variation de la vitesse V_2

Nous avons étudié jusqu'ici le cas simple où la vitesse de l'ébranlement dans le sol, V_2 , était une constante.

Supposons maintenant que, par suite du changement de la nature du sol, cette vitesse devienne $V_2' > V_2$ à partir de la profondeur H.

Sur les figures 6 et 7 nous avons tracé les courbes $t(r)$ pour V_2 et V_2' . Elles admettent les asymptotes A et A'.

La figure 6 correspond au cas $H < h$. Le raccordement des courbes se produit au-dessus de la base de la fondation. La difficulté d'interprétation tient au calcul de la pente de la droite D.

La figure 7 correspond au cas $H > h$. Le raccordement des courbes se produit au niveau de la base de la fondation. Pour que l'interprétation soit aisée, une surprofondeur du forage de mesure est nécessaire.

2.4 Influence de la distance séparant le forage de la fondation

Sur la figure 8 sont reportées quatre courbes $t(r)$ théoriques pour $h = 30$ m et $V_1 = 5000$ m/s.

$b = 0,5$ m	$V_2 = 800$ m/s
	$V_2 = 1700$ m/s
$b = 2,5$ m	$V_2 = 800$ m/s
	$V_2 = 1700$ m/s

Si la vitesse du son dans le sol varie entre 800 m/s et 1700 m/s la courbe réelle enregistrée sera située dans les zones hachurées selon que $b = 0,5$ m ou 2,5 m.

La surprofondeur du forage de mesure doit être de l'ordre de $8b$ pour que l'interprétation soit suffisamment précise (connaissance de h à ± 20 cm près).

3 Exemple d'interprétation pour un bâtiment fondé sur pieux

Deux sondages de reconnaissance F1 et F3 ont été réalisés respectivement à 2,40 m et 0,50 m de deux pieux notés H15 et A7.

Ces sondages ont été équipés de tubes P.V.C. de façon à permettre la mesure de la longueur des pieux par le procédé M.S.T. Les résultats obtenus sont reportés sur les figures 9 et 10 qui indiquent clairement la précision et la qualité de la méthode.



INFORMATIONS

1 Publications

Essais in situ en mécanique des sols - Par M. Cassan

Tome 1 : Réalisation et interprétation

464 pages 15,4 x 24,3

246 figures 320 F

Sommaire. — Le scissomètre et l'essai scissométrique. L'essai de pénétration statique. Les essais de pénétration dynamique. Le pressiomètre et l'essai pressiométrique. Les essais de chargement de pieux. La mesure des contraintes dans les sols et les roches. Les mesures des déformations du sol. Les corrélations entre essais in situ.

Tome II : Applications et méthodes de calcul

352 pages 15,4 x 24,3

130 figures 290 F

Sommaire. — La capacité portante des fondations superficielles, le tassement des fondations superficielles, la capacité portante des fondations profondes, le tassement des fondations profondes. Fondations et structures enterrées soumises à des efforts de renversement. Problèmes divers rencontrés en génie civil.

Editions Eyrolles 61, boulevard Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05

Propriétés mécaniques des matériaux - par J. Mandel

Rhéologie - Plasticité

296 pages 15,4 x 24,3

167 figures 177 F

Cet ouvrage, issu d'un cours à l'École Nationale Supérieure des Mines, constitue un complément à l'enseignement classique de la Résistance des Matériaux, enseignement dans lequel le calcul des contraintes dans les structures élastiques tient la plus large place et le comportement réel des solides sous les contraintes n'est souvent que sommairement évoqué.

Il est devenu indispensable de mieux connaître les propriétés mécaniques réelles, qu'il s'agisse de matériaux nouveaux comme les hauts polymères ou les matériaux composites, ou tout simplement des matériaux classiques comme les métaux, le béton etc. Car pour ceux-ci la connaissance des phénomènes de déformation plastique,

de fluage et de rupture est de la plus grande importance dans beaucoup de problèmes techniques : formage des matériaux, tenue des fondations, estimation de la charge de ruine d'une structure, adaptation, etc. Et cette connaissance, dépassant le stade empirique, a maintenant atteint une forme scientifique qui est l'objet de ce livre.

La première partie intitulée Rhéologie est consacrée aux lois physiques de la déformation et de la rupture des solides. L'auteur présente ces lois suivant l'approche globale de l'ingénieur mais en s'efforçant de les expliquer par la structure intime ou par ses défauts.

Dans la seconde partie intitulée Plasticité, il précise les champs de contraintes dans les structures qui subissent des déformations permanentes. Il donne diverses applications aux métaux ductiles et aux terres (formage, poinçonnement, équilibre des massifs pesants, capacité portante des fondations, charges limites).

Une annexe sur la mécanique des sols et des roches décrit le comportement complexe de ces deux milieux particulièrement importants en génie civil. L'ouvrage s'adresse :

— aux étudiants qui veulent approfondir leurs connaissances en mécanique des solides et résistance des matériaux; voire même, à titre d'initiation, aux enseignants et aux chercheurs,

— aux ingénieurs des bureaux d'études, qui ont à concevoir les pièces ou les ouvrages et des bureaux de contrôle qui ont à garantir leur sécurité.

L'ouvrage est complété par un recueil d'une soixantaine d'exercices originaux avec leur solution complète.

Editions Eyrolles 61, boulevard Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05

Albert Caquot (1881-1976)

Créateur et précurseur - par J. Kerisel

174 pages, 16 x 25

86 figures et photos 60 F

Sommaire. — Environnement de sa vie. Premières études écologiques à Troyes concernant l'assainissement de la protection contre les crues.

Inventions au cours de la guerre 1914-18 : treuils et ballons spéciaux. Montage de ceux-ci sur la Royal-Navy; mise au point des SPAD. Recherche fondamentale en mécanique

générale et mécanique des sols. Le pont des Ussets et son cintre. Premiers barrages à contreforts et en arc.

Procédés de fondations par émulsion. Conception de la forme Jean Bart et de l'écluse de Donzère. Tunnels en Caquoïde et tunnels souples. Premier pont en hauban. Procédé de fermeture du barrage de La Rance. Plans de ses 3 versions pour la marémotrice du Mont-St-Michel : Incidence sur la balance commerciale.

Editions Eyrolles 61, boulevard St-Germain
75240 Paris Cedex 05

Remblais sur sols compressibles

Ouvrage en français élaboré dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées, mis au point par F. Bourges
1 volume, 208 pages - format 21 x 29,7
220 figures, bibliographie ISBN 2 85978-007-6
prix 120 F

La chaussée moderne, surtout lorsqu'elle appartient à une voie importante à trafic rapide (type autoroute), s'accommode mal de déformations notables après sa mise en service. Par ailleurs, les tracés prévoient de plus en plus de franchissements de zones marécageuses au sous-sol instable, qui restent dans certaines régions les seuls terrains disponibles. Il en est de même pour l'implantation des zones industrielles, la création de pistes d'aéroports ou la construction de voies de chemins de fer.

La construction des remblais sur sols compressibles, atteignant souvent des hauteurs importantes (10-15 mètres), a constitué depuis une quinzaine d'années l'une des préoccupations des Sections de Mécanique des Sols des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

L'enseignement tiré d'observations nombreuses sur des remblais courants ou expérimentaux a permis de définir une méthodologie d'étude et d'édicter des règles permettant de construire des remblais sur des sols de mauvaise qualité dans les meilleures conditions possibles.

Après des rappels des notions fondamentales sur les sols et leur comportement mécanique et un aperçu de l'importance des problèmes posés par la traversée des zones compressibles, on aborde la reconnaissance et l'étude des sols en place et en laboratoire (chapitres 1 à 4).

Le comportement mécanique du remblai sur sol compressible est ensuite traité du double point de vue de la stabilité et des tassements (chapitre 5 et 6).

On examine ensuite les méthodes courantes de construction (chapitre 7), les caractéristiques conseillées pour le corps de remblai (chapitre 8), les mesures et observations à faire pendant et après la construction (chapitre 9). Deux études réelles sont présentées (chapitres 10 à 11).

Dans le chapitre 12, on donne des exemples de calculs de stabilité et de tassement pour les différents problèmes pouvant se poser lors d'une étude.

Les textes s'appuient sur une abondante bibliographie dont la liste est donnée.

Editeur : Anciens E.N.P.C. Formation Permanente 28, rue des Saints-Pères - 75007 Paris.

2 Colloques

Colloque International du C.N.R.S.
Colloque EUROMECH 115
Grenoble 19-22 Juin 1979

But Le Colloque rassemblera des expérimentateurs, des théoriciens et des ingénieurs intéressés par les différents aspects de l'anisotropie mécanique et spécifiquement par ses origines, son évolution et sa mesure. Il vise à organiser un échange interdisciplinaire sur les interprétations, les expériences et les méthodes. Bien que l'attention sera concentrée sur l'anisotropie mécanique, toutes communi-

cations traitant de domaines où d'autres anisotropies jouant un rôle seront accueillies. Le Colloque devrait aider à améliorer ou à promouvoir de nouvelles techniques expérimentales en vue de la mesure objective des propriétés anisotropes et des corrélations entre l'anisotropie de la structure et celle du modèle continu. Les progrès dans la modélisation mathématique des relations de comportement des matériaux anisotropes seront inventoriés.

Sujet Les discussions concerneront aussi bien la description du comportement mécanique de corps initialement anisotropes que l'analyse de l'apparition et de l'évolution de l'anisotropie induite par les déformations irréversibles, la fissuration, la polarisation, etc... de solides initialement isotropes. Les communications pourront traiter de problèmes mathématiques, expérimentaux ou pratiques relatifs à différents matériaux anisotropes comme les métaux, les composites, les roches stratifiées, les argiles consolidées, les sols compactés, la glace, les matériaux à structure orientée par une prédéformation, etc...

Quelques conférences générales sont prévues pour donner l'état de la question dans certains domaines.

Les personnes intéressées sont priées de demander des renseignements complémentaires en écrivant à l'adresse suivante :

Dr. J.P. Boehler
Institut de Mécanique (I.M.G.)
B.P. 53 X
38041 Grenoble Cedex
France

Colloque international sur le compactage

Paris 22-23-24 Avril 1980

Organisé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et par l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Comité des programmes

Président :

M. Arquie, *Ingénieur Général des Ponts et Chaussées - Paris*

Membres :

M. Biarez, *Professeur - Ecole Centrale des Arts et Manufactures - France;*

M. Blumer, *Ingénieur Consultant - Frutiger SA Thoun - Suisse;*

M. Bonnot, *Chef du Département des chaussées - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Paris;*

M. Cechetini, *Department of Publics Works - Californie - USA;*

M. Cognon, *Directeur Général - Techniques Louis Ménéard France;*

M. Fischer, *Responsable Technique Compactage - Clark International Marketing SA - RFA;*

M. Forssblad, *Chef de Recherches - Dynapac Maskin AB - Suède;*

M. Leflaive, *Chargé de mission - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Paris;*

M. Lister, *Head of Pavement Design Division - Transport and Road Research Laboratory - Grande-Bretagne;*

M. Moraldi, *Professeur - Ingénieur - Institut des Routes - Université de Rome - Italie;*

M. Morel, *Directeur - Centre d'Expérimentations Routières, Rouen - France;*

M. Paramythioti, *Président-Directeur Général - Société Albaret - France;*

M. Reichert, *Directeur - Centre de Recherches Routières - Belgique;*

M. Sauterey, *Professeur de Matériaux - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Paris; Chef de la Division des Liaisons Interurbaines - Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes - Paris.*

Secrétaire :

M. Machet, *Chargé de mission - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Paris*

Thème

Au cours des dernières années, de nombreux progrès ont été faits dans le domaine du compactage

- d'une part, dans le matériel (notamment développement des compacteurs à pneus et des engins vibrants);
- d'autre part, dans la connaissance des phénomènes du compactage (notamment de l'influence de la densité atteinte sur les propriétés des matériaux compactés);
- Enfin, dans le choix des matériels en fonction des matériaux à compacter.

Cependant, ces progrès sont fragmentaires.

Le but du Colloque sera de réaliser des synthèses entre les résultats obtenus à ce jour, en vue d'obtenir une doctrine générale du compactage, qui serait applicable aussi bien aux terrassements qu'aux couches de chaussées.

Les communications pourront être réparties de la manière suivante :

- théories du compactage (y compris effets du compactage sur les propriétés des matériaux et prévisions du comportement des matériaux au compactage);
- compactage des couches de terrassements (y compris compactage des barrages en terre et des ouvrages en terre armée);
- compactage des couches de chaussée;
- méthodes et appareillages de contrôle;
- matériels et engins de compactage (classement des matériels).

Sera exclu du domaine du Colloque le compactage des bétons hydrauliques.

Des visites port-congrès seront organisées, au cours desquelles pourront être visités soit des chantiers de compactage, soit des laboratoires de recherche, soit encore des usines de fabrication de matériel.

Communications

Les personnes qui désirent présenter une ou plusieurs communications au Colloque "Compactage" sont priées de remplir et de renvoyer le bulletin-réponse ci-joint et d'adresser :

- titre de la communication
 - auteurs(s) (nom, titre, fonction, organisme et adresse complète)
 - résumé (200 mots), en français et en anglais
- avant le 1^{er} mai 1979 à :*
Colloque "Compactage"
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - Direction de la Formation Continue
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris France
Tél. : 260.34.13 et 260.14.80



