

boulons de mesures équipés de jauges extensométriques essais en laboratoire et in situ

par
R. Poirot

Ingénieur au CERCHAR
(Centre d'Etudes et de Recherches des Charbonnages de France)

L'étude du comportement d'un massif rocheux renforcé par un boulonnage réparti - à la résine ou au ciment - peut être abordée en suivant les déformations des boulons au moyen de jauges extensométriques.

Cette méthode a déjà été utilisée [1], mais l'expérience a montré que la conception des boulons de mesure mis en œuvre n'était pas satisfaisante : les jauges collées sur la paroi extérieure étaient vulnérables (50 % des jauges étaient détériorées à la mise en place) et la préparation de leur emplacement impliquait une réduction notable de la section de leur emplacement impliquait une réduction notable de la section de telle sorte que sous traction la zone de mesure entrainait en déformation plastique alors que le reste du boulon restait en déformation élastique.

attaqués par les produits de scellement.

La section droite garde une section constante de telle sorte que les jauges rendent bien compte de la déformation d'un point courant du boulon.

Les jauges sont groupées par paires collées face à face. A l'origine nous avons retenu cette disposition pour remédier aux défaillances rencontrées antérieurement, chaque jauge pouvant être interrogée individuellement ou en combinaison avec sa voisine.

Les essais au laboratoire, puis au chantier, ayant donné un fonctionnement correct de toutes les jauges, nous déterminons la traction exercée en faisant la somme des indications et nous obtenons une indication sur la courbure par différence.

1 Description du boulon CERCHAR - figure 1

Pour éviter les inconvénients cités, nous avons collé les jauges dans une cavité de section carrée et coaxiale aux boulons. Les jauges sont naturellement protégées et les fils, raccordés directement à une boîte de jonction placée à l'extrémité du boulon, ne risquent pas d'être détériorés ni

2 Essais au laboratoire

2.1 Essai de traction

Les boulons d'essais ont été montés sur une machine de traction et les déformations suivies simultanément par les jauges et un comparateur classique installé dans la partie médiane sur une base de 350 mm.

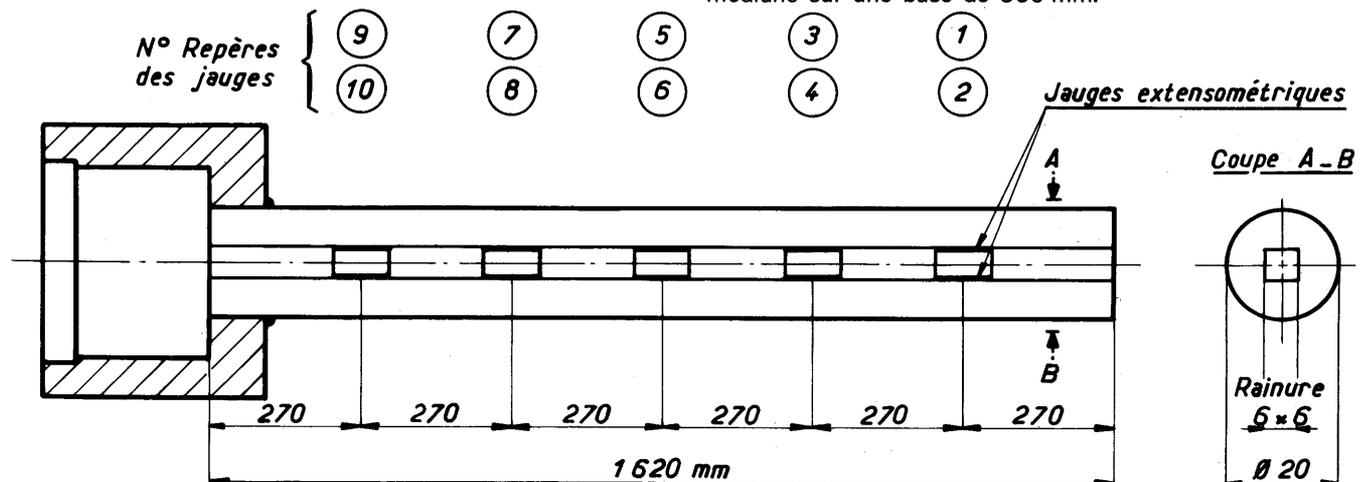


Fig. 1 Boulon de mesure - Coupe longitudinale

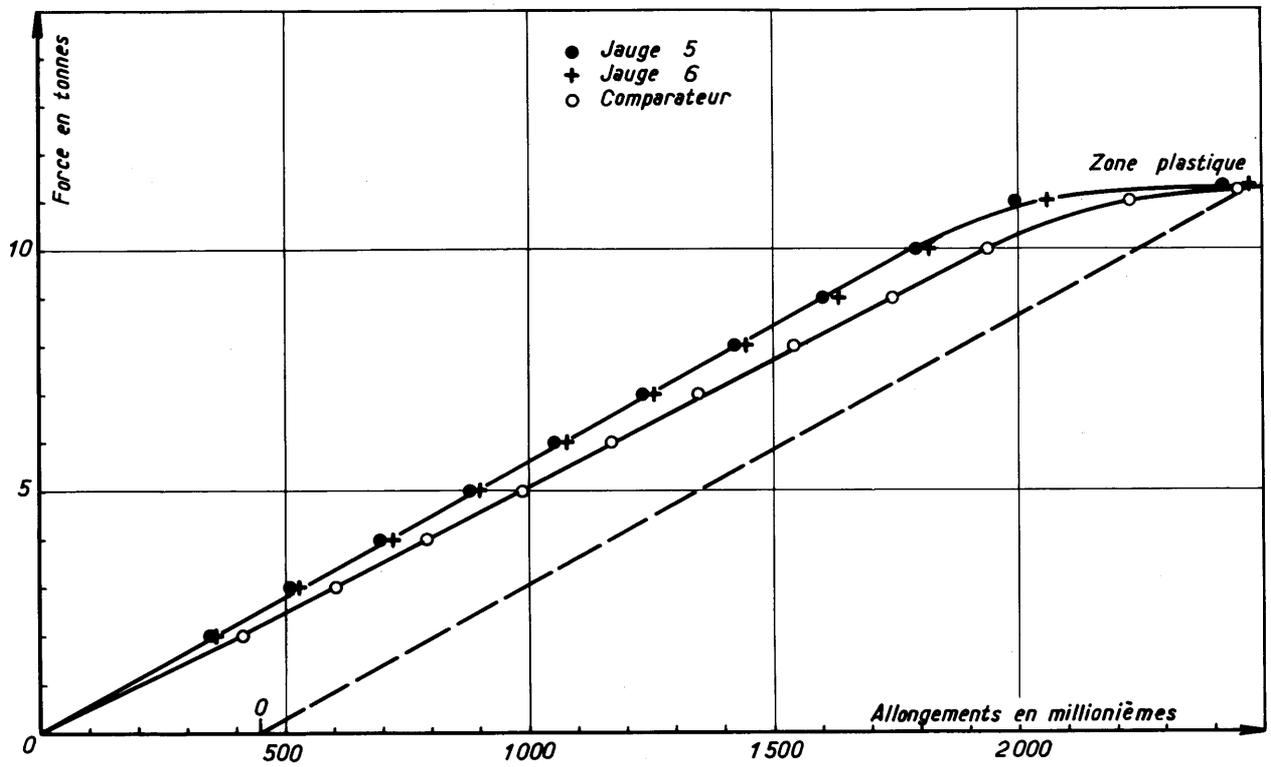
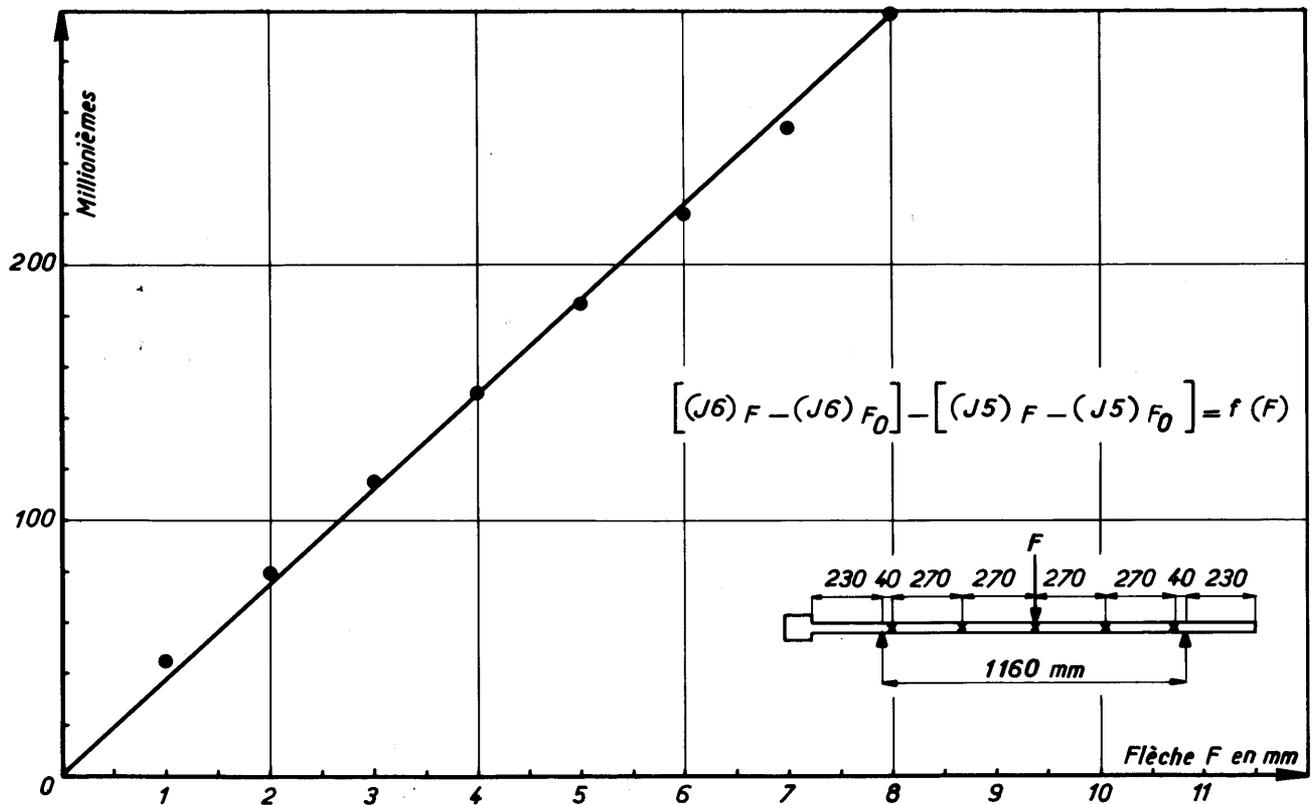
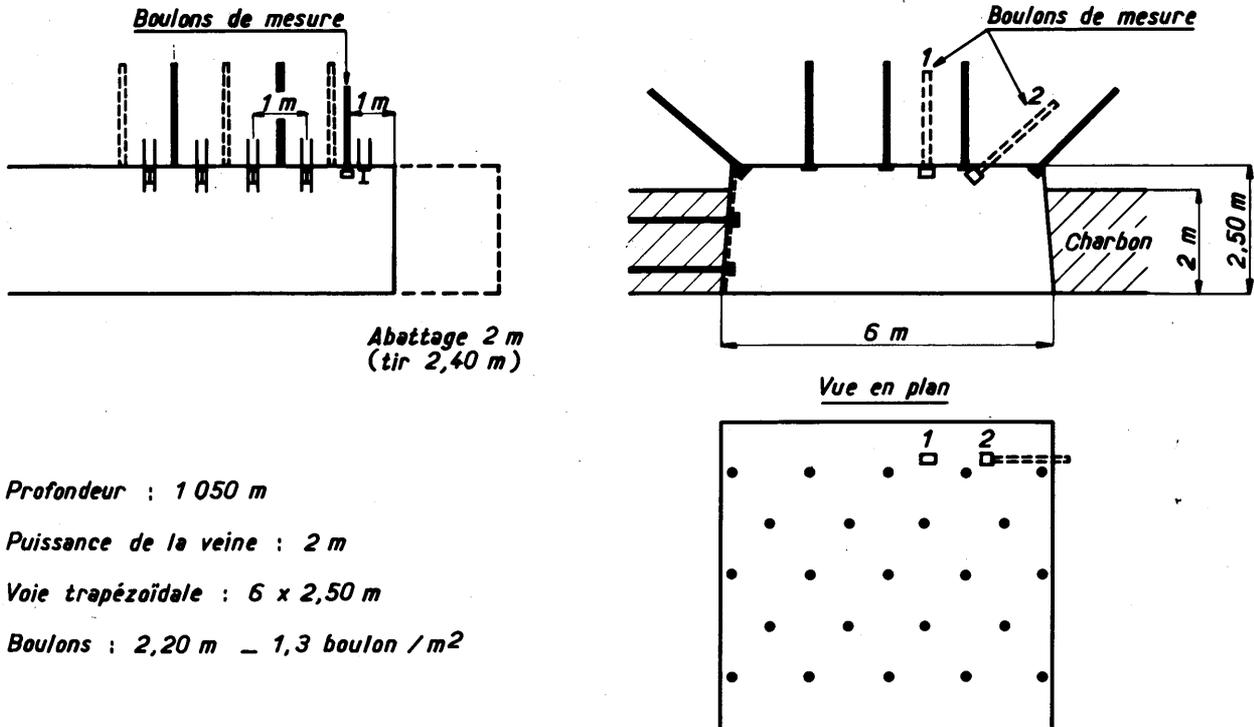


Fig. 2 Etalonnage en traction

Fig. 3 Etalonnage en flexion





Profondeur : 1 050 m

Puissance de la veine : 2 m

Voie trapézoïdale : 6 x 2,50 m

Boulons : 2,20 m – 1,3 boulon / m²

Fig. 4 Wendel – veine 27/28 – Panneau 5
Schéma du boulonnage et implantation des boulons de mesure

La figure 2 donne un résultat partiel des essais jusqu'à un seuil de déformation voisin de 2/1000, les jauges montrent un comportement élastique du boulon. L'écart entre leurs indications et celles du comparateur (d'environ 4 %) pourrait être corrigé car il vient du fait que nous avons adopté le facteur de jauge indiqué par le constructeur. Pour le moment nous ne jugeons pas nécessaire de déterminer ce facteur pour chaque jauge et l'erreur qui en résulte entre dans la dispersion des résultats. A titre indicatif, l'écart-type des variations de longueur correspondant à des augmentations de traction de 1 tonne (de 0 à 10 tonnes, soit 100 mesures pour un boulon) est de 5 millièmes* pour une variation moyenne de 182 millièmes par tonne.

2.2 Essais de flexion

Le boulon, placé sur deux appuis simples, a été sollicité par une force variable appliquée en face d'un groupement de jauges – jauges 5 et 6.

Les essais ont été faits avec et sans effort axial.

La figure 3 donne la correspondance entre la flèche mesurée et la différence entre les variations des indications des deux jauges placées face à face.

L'ensemble des essais a montré une bonne résistance des jauges à diverses sollicitations et la possibilité d'interpréter les valeurs mesurées en vue de décrire des déformations en flexion plane au voisinage des jauges.

3 Essais au chantier

Nous avons placé deux boulons de mesure dans une section boulonnée d'une galerie minière. Ils furent scellés à la résine comme les autres boulons. La figure 4 indique leurs positions.

Les terrains dont la coupe est donnée par la figure 5 sont de qualité médiocre et relativement hétérogènes. De plus, ils sont soumis à des contraintes élevées (profondeur 1 050 m), de l'ordre de 200 bars. Une observation endoscopique avait montré la présence de trois fissures dont une ouverte à 70 cm de la paroi de la galerie.

* Un millièème est un allongement relatif de 10⁻⁶. Il est souvent appelé micro-déformation (μd) par analogie avec le terme anglais microstrain.

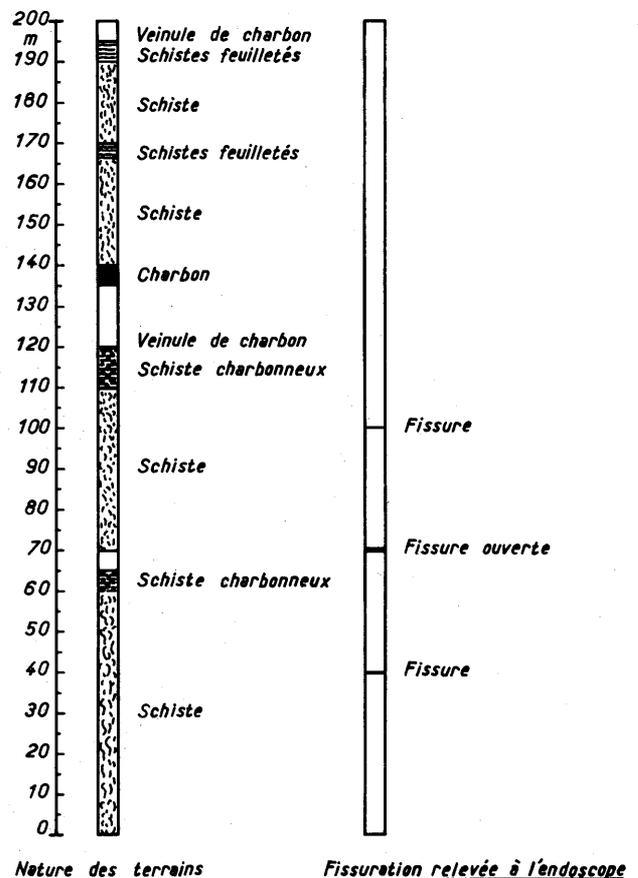


Fig. 5 Wendel – veine 27/28 – Panneau 5
Descenderie de taille. Nature du toit

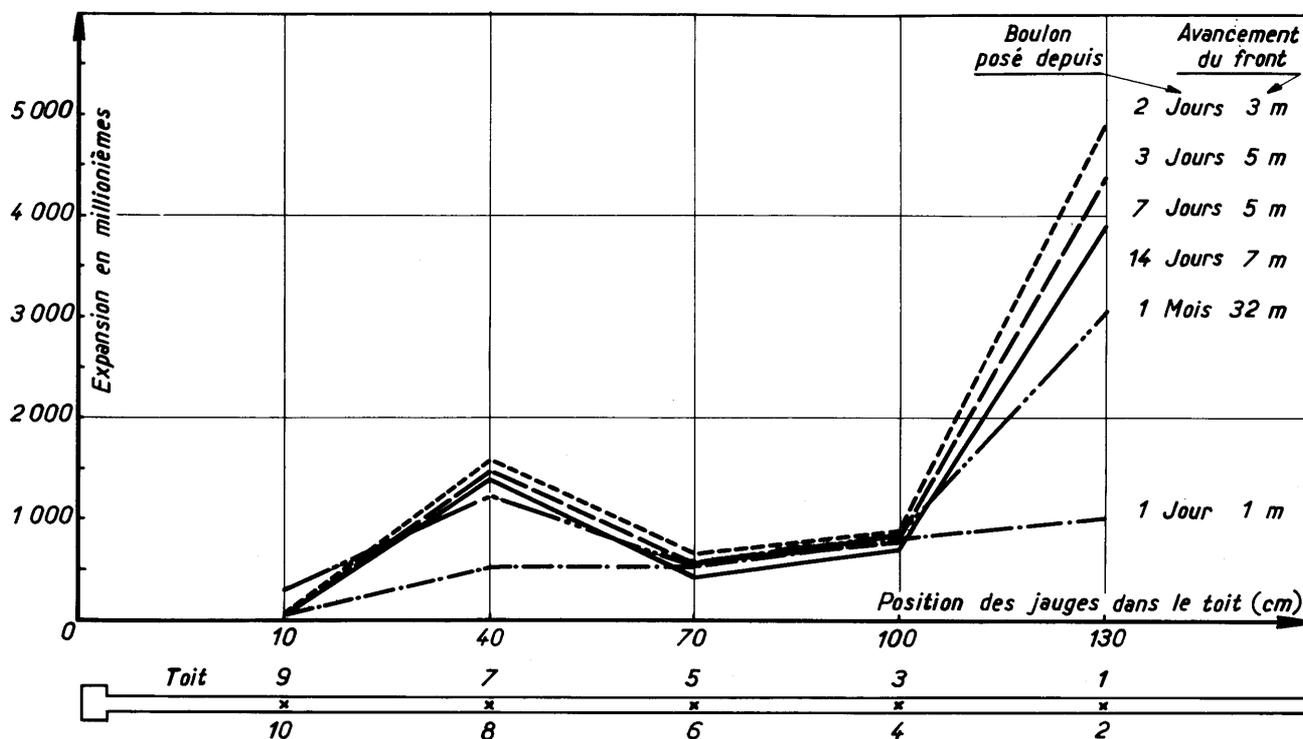


Fig. 6 Wendel – veine 27/28 – Panneau 5
Boulon de mesure n° 1. Allongement en fonction du temps et de l'avancement du front

La figure 6 donne l'évolution des allongements du boulon n° 1 en fonction du temps ou de l'éloignement du front.

On constate une mise en traction rapide au cours des 2 premiers jours. Ensuite la traction diminue progressivement en fonction du temps et de l'éloignement du front.

Le boulon n° 2 a un comportement semblable mais du fait de sa situation inclinée par rapport à la stratification, il ne fournit qu'une partie des renseignements donnés par le boulon n° 1.

D'autres essais « in situ » sont en cours et montrent le bon fonctionnement de ces boulons.

4 Conclusions

Les essais au laboratoire et in situ ont confirmé les qualités des boulons de mesures mis au point au CERCHAR : précision, fiabilité et robustesse. Ces instruments sont donc particulièrement bien adaptés à la mesure dans les conditions souvent difficiles rencontrées dans les chantiers.

Les difficultés rencontrées au cours des études antérieures ont été surmontées et nous sommes en mesure d'aborder l'influence des caractéristiques géométriques – diamètre, longueur – et mécaniques – nature de la tige – des boulons.

D'un point de vue pratique, ces boulons peuvent servir à vérifier la qualité d'un schéma de boulonnage dans un site donné et, par suite, à proposer des améliorations à ce schéma.

Notre programme d'études en cours aborde simultanément ces deux aspects.

Référence Bibliographique

[1] J. BACHACOU, B. LALLEMENT. – *Contribution à l'étude du comportement des voies boulonnées en terrains houillers*. Thèse Nancy, 1972.

colonnes ballastées essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis

par

Michel Morgenthaler

Ingénieur à SIF-Entreprise Bachy

Bernard Cambou

Maître Assistant à l'École Centrale Lyonnaise

et

Guy Sanglerat

Directeur du Service Interrégional

Sol et Fondation à Socotec

1 Circonstances de l'essai

1.1 Lieu, date et intervenants

L'hypermarché Chamnord, près de Chambéry, a été fondé sur un terrain préalablement traité par Vibroflottation et Colonnes Ballastées. Les travaux ont débuté en 1976, avec les sociétés Betrec pour l'ingénierie, Geoprojets pour l'étude géotechnique, SIF-Bachy pour le traitement du sol et Fougerolle pour le gros-œuvre. L'opération a été effectuée sous le contrôle de Socotec.

1.2 Éléments descriptifs du projet

Il s'agit d'un bâtiment à ossature en béton armé avec poutres précontraintes de 12 m de portée, couvrant 22 000 m². Les poteaux descendent des charges de 160 kN à 3870 kN. La contrainte sous les dallages est de 10 kPa.

Les reconnaissances préliminaires ont permis de distinguer deux zones (fig. 1).

Zone I : 25 % de la surface construite, présentant des graves argileuses affleurantes, ne nécessitant qu'une homogénéisation et quelques colonnes ballastées standard dans les zones faibles décelées par un contrôle, appui par appui, au pénétromètre Andina.

Zone II : 75 % de la surface construite, présentant 4 m de limons mous au-dessus des graves argileuses, nécessitant :

– sous les appuis : des colonnes ballastées cimentées en tête sur la hauteur des limons, ancrées dans les graves argileuses compactées par vibration.

– sous les dallages : des colonnes ballastées standard de 4 à 6 m de profondeur, réparties selon une maille de 3 x 3 m

SIF-Bachy a réalisé 12 900 m de colonnes ballastées, dont 3 100 m avec cimentation, en appliquant le procédé Keller.

Le traitement de sol effectué illustre bien les possibilités offertes par les colonnes ballastées. Dans le cas présent, la solution a été retenue parce que, tout en présentant une sécurité suffisante, elle était plus économique que les solutions concurrentes : pieux profonds, préchargement, radier général.

1.3 Pourquoi des essais et des recherches

L'objet principal de cet article est de présenter les essais de chargement in situ qui ont été réalisés à l'occasion du chantier et les calculs par la méthode des éléments finis qui ont été effectués en parallèle.

Cette recherche a été conduite conjointement par la société SIF-Bachy, l'École Centrale Lyonnaise et Socotec.

On notera le caractère de rareté des essais de chargement grandeur nature, surtout appliqués à des colonnes ballastées, et l'originalité de la simulation théorique menée parallèlement.

2 Rappels sur la vibroflottation et les colonnes ballastées

2.1 La vibroflottation, son principe

« Vibroflottation » désigne, par un terme anglais accepté dans le vocabulaire technologique français, la technique qui consiste à traiter les sols par vibration dans la masse au moyen d'un vibreur introduit dans le terrain. A une homothétie près, le procédé est relativement analogue à la vibration du béton au moyen d'une aiguille vibrante.

Il est essentiel de souligner que le traitement vibratoire par « vibroflottation » s'effectue par définition dans la masse de la zone à traiter, puisque ce caractère le démarque fondamentalement d'autres procédés de traitement par des vibrations ou des chocs engendrés depuis la surface du terrain, tels que le compactage par rouleau vibrant (vibration entretenue) ou le compactage dynamique (chocs répétés d'une masse tombant en chute libre).

La vibroflottation permet donc une action contrôlée et homogène en profondeur, quelle que soit la profondeur (aux limites du matériel près).

La vibroflottation se suffit à elle-même dans les sols purement pulvérulents : sables, graviers, galets. Dans de tels sols, dont les particules sont indépendantes et soumises aux seules forces de gravité, de contact intergranulaire et à la pression interstitielle, la vibration modifie temporairement l'équilibre de ces forces et provoque un nouvel arrangement du squelette, qui devient

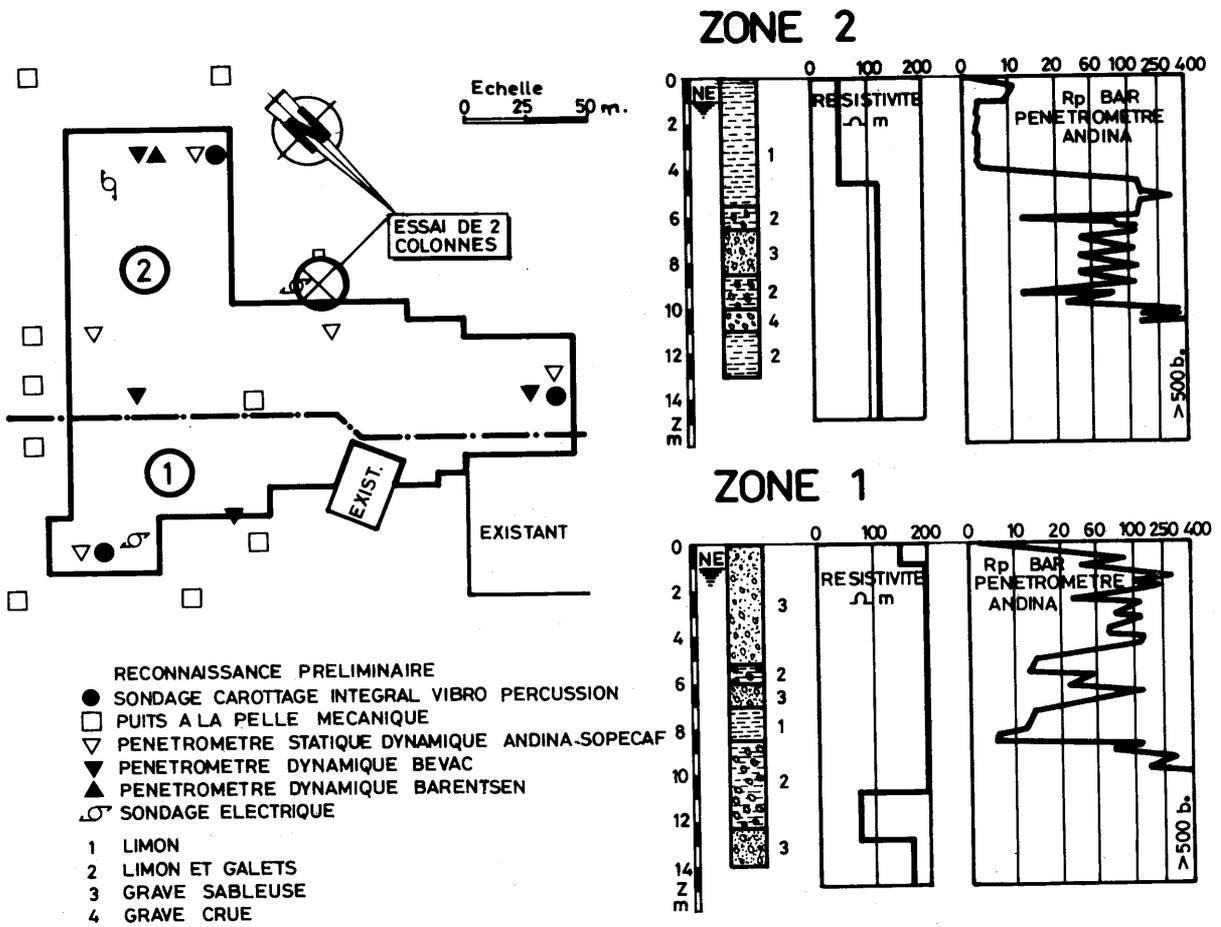
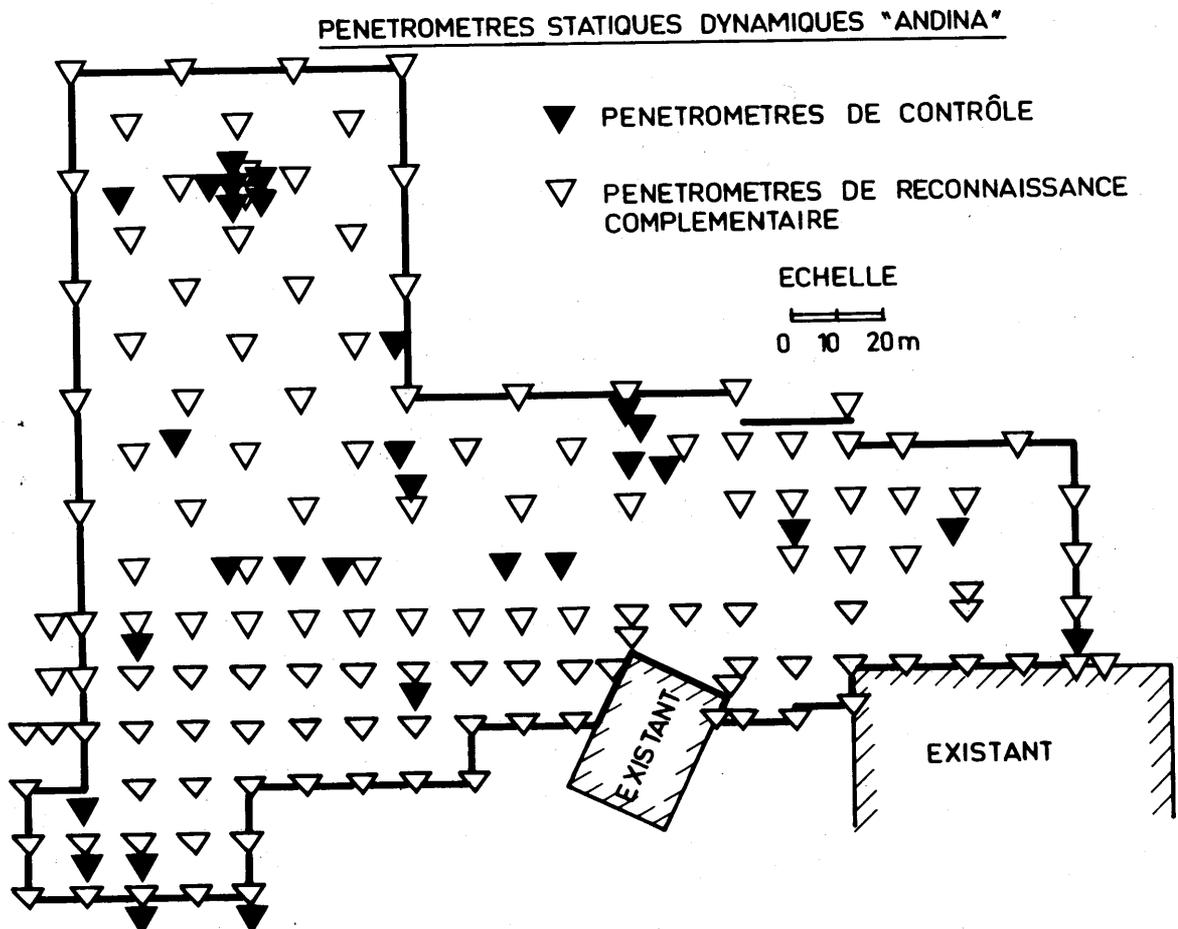


Fig. 1

Fig. 2



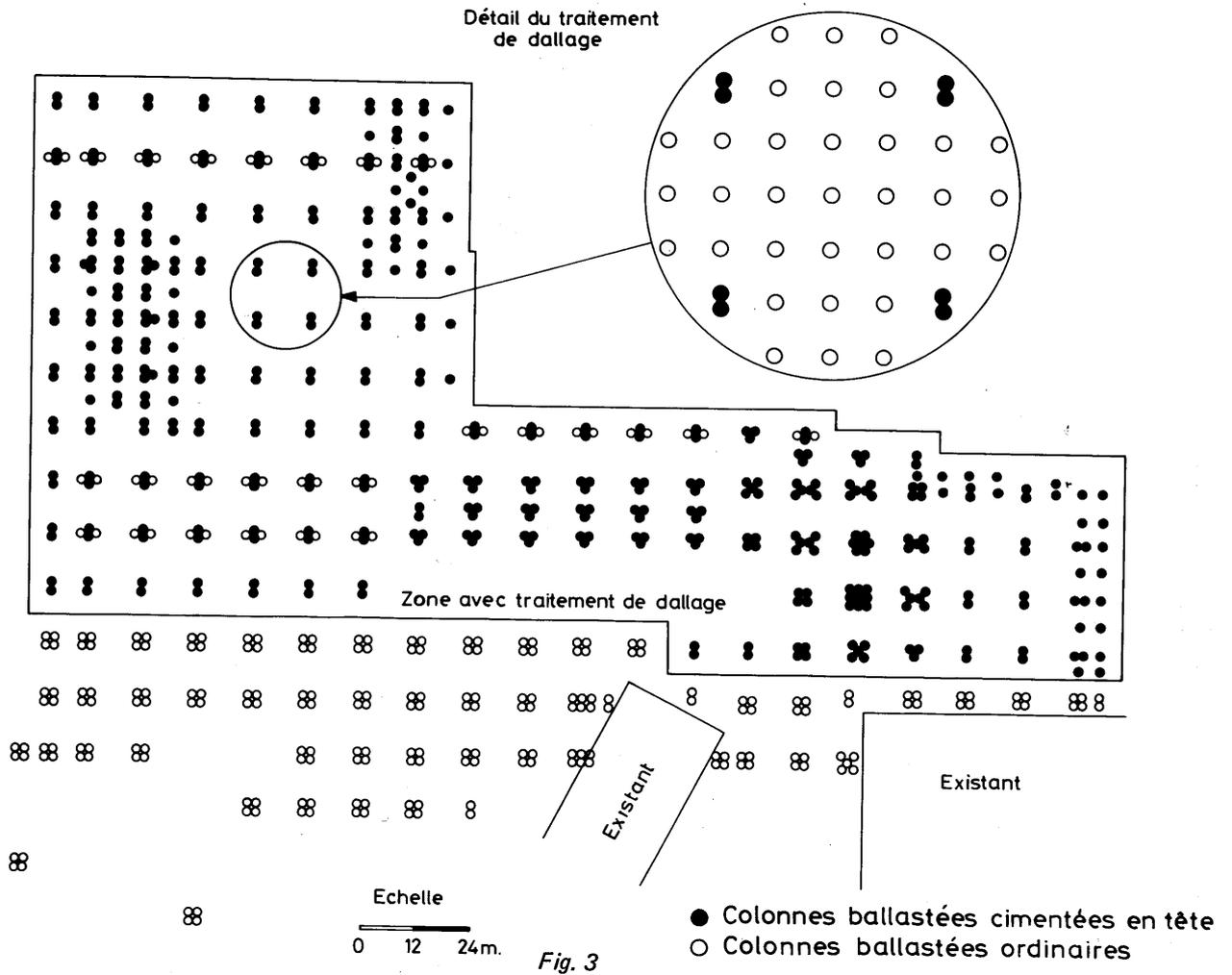
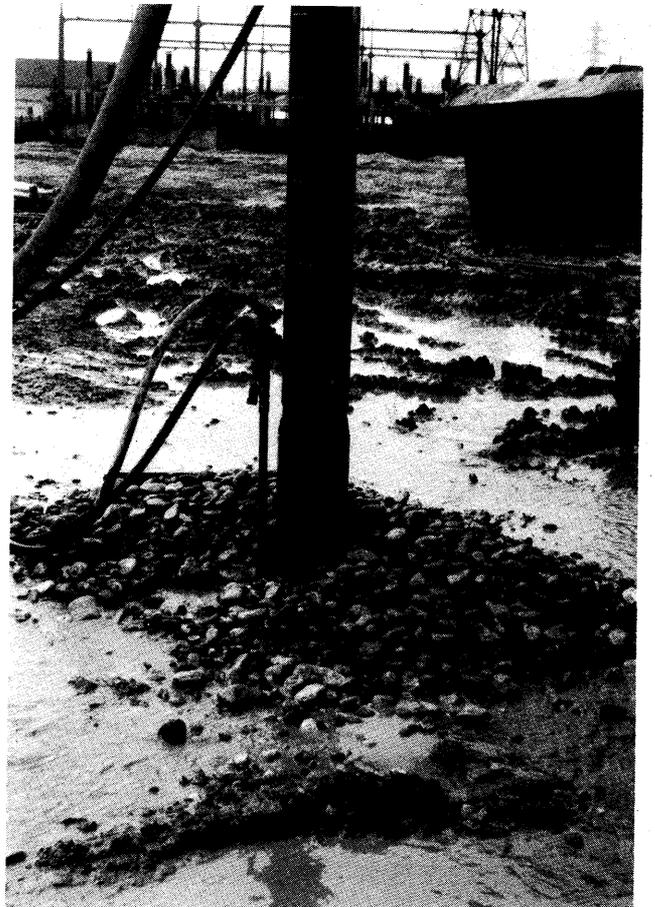
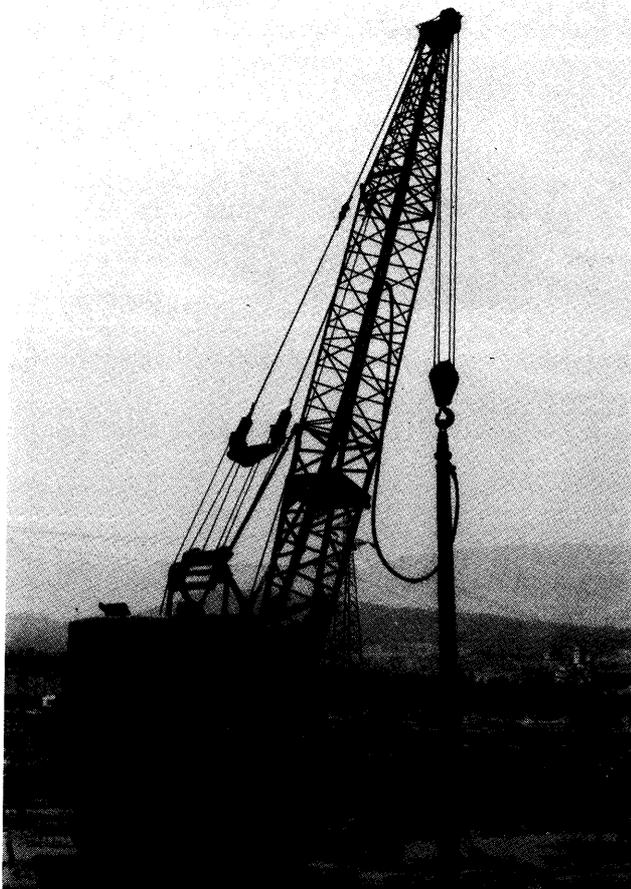


Fig. 3

Atelier pour réalisation de colonnes ballastées, en action



plus serré. Il en résulte un cortège d'améliorations pour l'utilisateur : augmentation de l'angle de frottement donc de la résistance au cisaillement, diminution de la compressibilité, diminution de la perméabilité, diminution de la sensibilité aux séismes par l'effet d'écroûissage dynamique. Le traitement est effectué par points, dont la profondeur et la maille sont adaptées aux conditions du projet. La densité de la maille de traitement est en général choisie en fonction du rayon d'action du vibreur de telle sorte que le résultat du traitement soit homogène. Les gains de portance et la diminution de tassements pour les fondations, l'augmentation de la sécurité au glissement pour les talus, la diminution de perméabilité pour les digues ou les fonds de fouilles, atteignent souvent des proportions spectaculaires, qu'attestent de nombreuses réalisations de par le monde.

2.2 La colonne ballastée, son principe

Il en va autrement lorsque le sol comporte en partie ou en totalité des particules fines tels que limons et argiles. Les forces interparticulaires sont grandes vis-à-vis de la masse des particules lorsque celles-ci sont petites et ne peuvent être concurrencées par les forces résultant de l'accélération communiquée aux particules par la source vibratoire. Par ailleurs, ces mêmes sols fins, à faible perméabilité, ne peuvent expulser leur eau interstitielle que très lentement et sous chargement statique prolongé. Il s'ensuit que dans les sols fins, et à degré de saturation élevé, il n'y a guère de modification de l'arrangement du squelette sous l'effet dynamique de la vibration.

La vibroflottation étant alors partiellement ou totalement inefficace (de même d'ailleurs que les procédés de compactage depuis la surface), on a recours à une incorporation de matériaux sélectionnés. Ces matériaux d'apport sont en général des graves propres. Ils sont introduits depuis la surface dans l'espace annulaire qui existe entre le vibreur et la paroi du trou que le vibreur a fait dans le terrain. Les matériaux incorporés cheminent, grâce à la vibration, jusqu'à la pointe du vibreur.

On remonte alors le vibreur en vibration, tout en lui imprimant des mouvements verticaux alternatifs à résultante ascendante, de manière à constituer progressivement, en partant du bas, une colonne de matériaux sélectionnés, intensément compactés, appelée conventionnellement « colonne ballastée ».

On notera le rôle multiple du vibreur : création du trou, compactage des couches naturelles compactables, maintien du forage pendant l'incorporation, compactage du matériau incorporé. De plus, le procédé est autorégulateur dans la mesure où, à chaque niveau, l'incorporation est d'autant plus importante que le sol à ce niveau est faible. Il en résulte un effet très bénéfique d'homogénéisation du terrain.

De par sa forme une colonne ballastée ressemble à un pieu, mais ce n'est pas un pieu. Il faut donc bannir l'appellation de « pieu-colonne-ballastée » qui favorise une conception erronée de ce système de fondation.

Une colonne ballastée n'existe que grâce à la réaction du terrain environnant. Plus l'effet de confinement est important, plus la colonne est apte à supporter des charges verticales. Une surcharge en surface autour de la colonne augmentera donc la capacité de la colonne. C'est l'ensemble constitué par la colonne et le terrain environnant qui, jusqu'en tête, assure solidairement la reprise de la charge.

Le bâtiment fondé sur un terrain traité par colonnes ballastées repose, selon les cas, sur des semelles superficielles ou sur un radier.

Les colonnes sont, soit disposées en files ou en groupes selon que les appuis sont filants ou isolés, soit réparties sous un radier ou un dallage. Dans tous les cas la fondation repose à la fois sur les colonnes et sur le terrain entre les colonnes. Une disposition adéquate des colonnes et des armatures dans les semelles doit être prévue dans le cas de moments ou de charges inclinées.

2.3 La philosophie des procédés de traitement de sol par vibroflottation et colonnes ballastées

La définition des traitements de sol par ces procédés est conduite de telle sorte que l'on vérifie à la fois que la portance est suffisante et que les tassements (absolus et différentiels) sont admissibles.

Les traitements sont conçus, selon les cas, soit en dispositifs « flottants », soit en dispositifs « de transition » appuyés en pied sur une couche portante.

Il serait vain de mettre en compétition les performances unitaires des pieux classiques et des colonnes ballastées. Mais il est à présent reconnu que les colonnes ballastées ne sont pas les « pieux du pauvre » et qu'elles ressortissent bien au contraire à la catégorie des procédés qui, au même titre que, par exemple, la fameuse « terre armée », font participer fonctionnellement la masse du sol et en exploitent les ressources négligées par les procédés traditionnels.

Il ne s'agit pas d'une invention récente, loin s'en faut. Monsieur J. Kerisel nous a aimablement signalé une référence historique de 1830, citée dans un numéro du « Mémorial de l'Officier du Génie » de 1832, par le capitaine M. Moreau. Cet auteur y expose une fondation expérimentale sous forme de « pilots de sable » réalisés à l' Arsenal d'Artillerie de Bayonne dans des terrains vaseux, et qui avaient donné toute satisfaction.

Pour le moment il n'existe pas, à notre connaissance du moins, de méthode rationnelle de dimensionnement des colonnes ballastées, ce qui est considéré, dans notre pays du moins, comme un lourd handicap. Il semble que le pragmatisme éclairé de nos prédécesseurs de 1830 n'a pas été intégralement transmis à notre génération.

On notera au passage que les projeteurs appelés à calculer des portances de pieux classiques ne sont guère mieux armés en matière de méthode théorique rationnelle, sans que cela entrave particulièrement les applications de cette technique.

3 Les essais de chargement de colonnes ballastées exécutés à l'occasion du chantier de Chamnord

3.1 Description des terrains

Les essais ont été réalisés dans la Zone II décrite au paragraphe 1.1.

Le terrain est constitué de 4 m de limons reposant sur des couches alternées de puissance métrique de graves, tantôt propres, tantôt argileuses. La nappe phréatique, à l'endroit et au moment des essais, est à 1,50 m.

Ce faciès peut être schématisé par un bicouche mou/dur.

La reconnaissance précise des terrains à l'endroit des essais a été faite par carottage intégral en vibropercussion, pressiomètre Ménard, et pénétromètre statique Andina, avec essais de laboratoire. Les principales caractéristiques géotechniques observées sont données sur le tableau de la figure 4.

3.2 Description du dispositif d'essai

Les deux colonnes ballastées essayées ont les caractéristiques suivantes :

Colonne ballastée standard : traversant les limons et ancrée de 0,50 m dans les graves,

Colonne ballastée cimentée : ballast cimenté au coulis dosé à 325 kg de ciment CLK, sur la traversée des limons, et colonne ballastée standard de 4,50 m de profondeur sous le toit des graves.

Le diamètre apparent des colonnes est d'environ 1 m pour les colonnes standard et 0.80 m pour les parties cimentées.

Chaque colonne est chargée en tête, après recépage sur 0,60 m, par l'intermédiaire d'une semelle en béton armé de

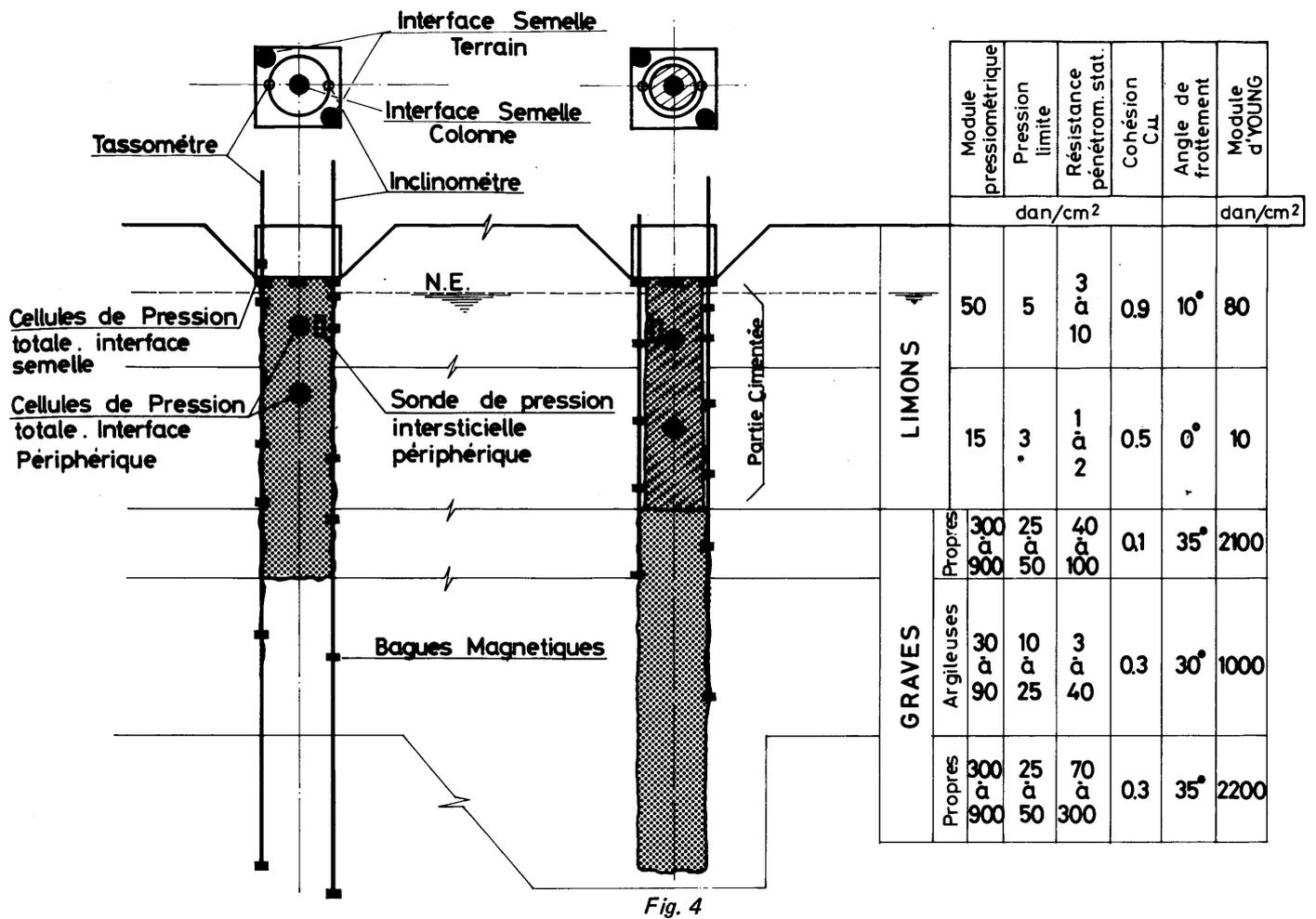


Fig. 4

Fig. 4 bis Dispositif de chargement



1,20 x 1,20 x 0,60 m. Cette semelle est surmontée d'une poutre métallique horizontale, avec une rotule et un dynamomètre intercalés. La poutre est chargée à ses extrémités par 2 vérins hydrauliques couplés prenant réaction sur des tirants scellés au terrain (fig. 4 bis). Le dispositif permet de développer 1 MN.

L'appareillage d'auscultation permet d'enregistrer la courbe effort-tassement de la semelle (fig. 5), et de mesurer la pression totale, la pression interstitielle, les déplacements selon l'axe et le rayon, en divers points au contour de la colonne.

Les contraintes totales sont mesurées par des cellules Glotzl. En particulier, la distribution des contraintes à la sous-face de la semelle est observée par trois de ces cellules.

Aucun appareillage d'auscultation ne peut valablement être placé à l'intérieur de la colonne. Toutes les mesures sont faites au contour. Les déplacements notamment sont mesurés par tassomètres et inclinomètres verticaux quasi tangents à la colonne.

3.3 Programme de chargement

Colonne ballastée standard :

Cycle 1 : 240 kN (24 tonnes)
incréments de 80 kN, paliers d'une heure.

Cycle 2 : 400 kN (40 tonnes)
montée à 240 kN puis incréments de 80 kN, paliers d'une heure.

Cycle 3 : 480 kN (48 tonnes)
montée incrémentale et paliers courts jusqu'à 400 kN.
palier de 20 heures à 480 kN

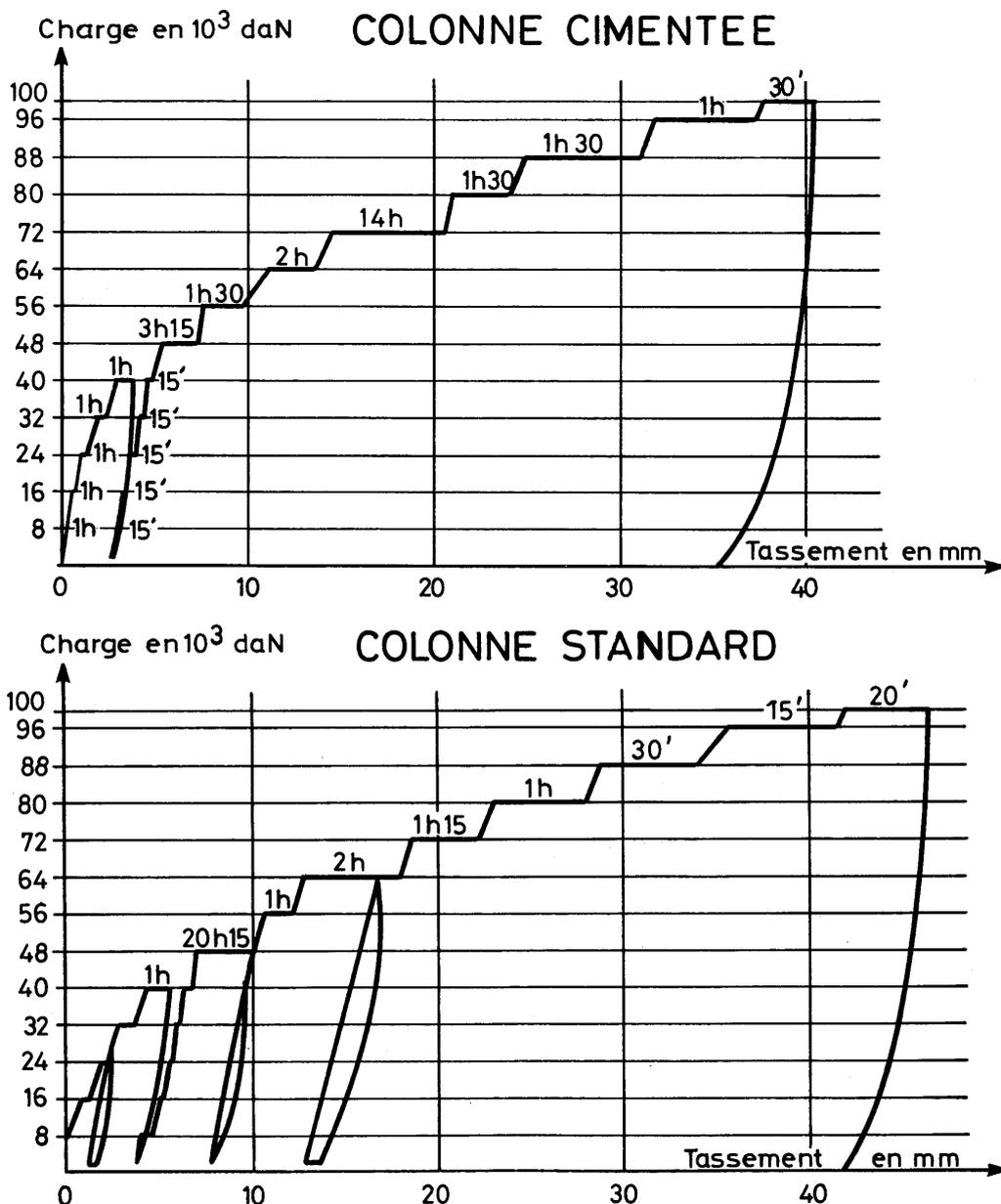
Cycle 4 : 1000 kN (100 tonnes)
palier d'1 heure à 720 kN
palier d'1 heure à 800 kN
palier de 0,5 heure à 880 kN
palier de 0,25 heure à 960 kN
palier de 0,33 heure à 1000 kN

Colonne ballastée cimentée :

Cycle 1 : 400 kN (40 tonnes)
incréments de 80 kN, paliers de 0,25 heure

Cycle 2 : 1000 kN (100 tonnes)
palier de 3,25 heures à 480 kN
palier de 1,5 heure à 560 kN
palier de 2 heures à 640 kN
palier de 14 heures à 720 kN
palier de 1,5 heure à 800 kN
palier de 1,5 heure à 880 kN
palier d'1 heure à 960 kN
palier de 0,5 heure à 1000 kN

Fig. 5 Diagrammes effort-tassement



3.4 Résultats

3.4.1. Courbe effort-tassement, courbe de fluage, charge critique de fluage,

Les chemins de sollicitation suivis ne sont pas exactement identiques pour chacune des deux colonnes, mais la comparaison reste significative. Sur les courbes enveloppes des diagrammes effort-tassement on peut relever les caractéristiques suivantes :

tassements mm	effort en kN	
	colonne standard	colonne cimentée
240	2	1
400	5	3
560	11	8
720	19	15
1000	42	38

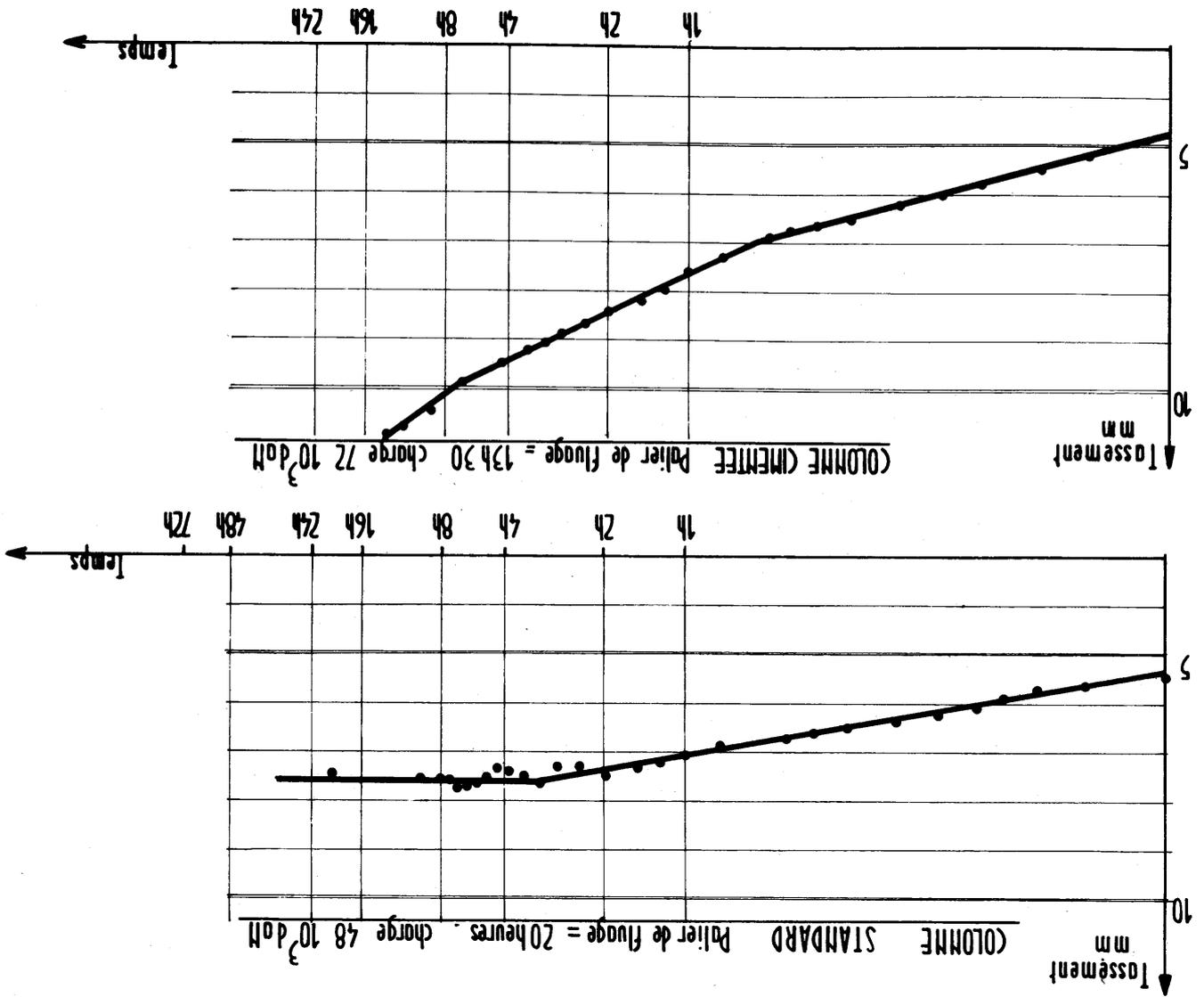
Les diagrammes de fluage (fig. 6 et 7) font apparaître le tassement de la tête de colonne, pour une charge donnée constante, en fonction du logarithme du temps. Lorsque la courbe est une droite, il y a stabilisation du tassement

selon une loi logarithmique. C'est le cas pour les faibles charges. Quand la charge augmente, la pente de la droite augmente ce qui indique une vitesse de tassement plus grande. Enfin pour des charges élevées, la courbe n'est plus droite, mais concave vers le haut ce qui indique qu'il y a plus tendance à la stabilisation mais mise en plasticité et grands déplacements dans une partie importante de la fondation, c'est-à-dire rupture. La charge critique, qui marque la frontière entre le domaine stable (pseudo-élastique) et le domaine instable (plastique), apparaît bien sur le graphique où sont portées les pentes des courbes de fluage en fonction de la charge appliquée. Les deux colonnes ont manifesté une charge critique de 500 kN (50 tonnes) environ. La vitesse de fluage est 20 à 25 % plus faible pour la colonne cimentée.

3.4.2 Fluage en palier de longue durée (fig. 8)

Sur la colonne ballastée standard, soumise à 480 kN pendant 20 heures, on note 1 mm/décade entre 0 et 6 heures puis stabilisation (tassement nul). On est pourtant très près de la charge critique. Sur la colonne ballastée cimentée, le palier de 14 heures à 720 kN, soit 1,5 fois la charge critique, montre qu'il n'y a pas tendance à la stabilisation : 1,4 mm/décade entre 0 et 0,5 heures, 2,6 mm/décade entre 0,5 et 8 heures, 3,8 mm/décade entre 8 et 13 heures.

Fig. 8



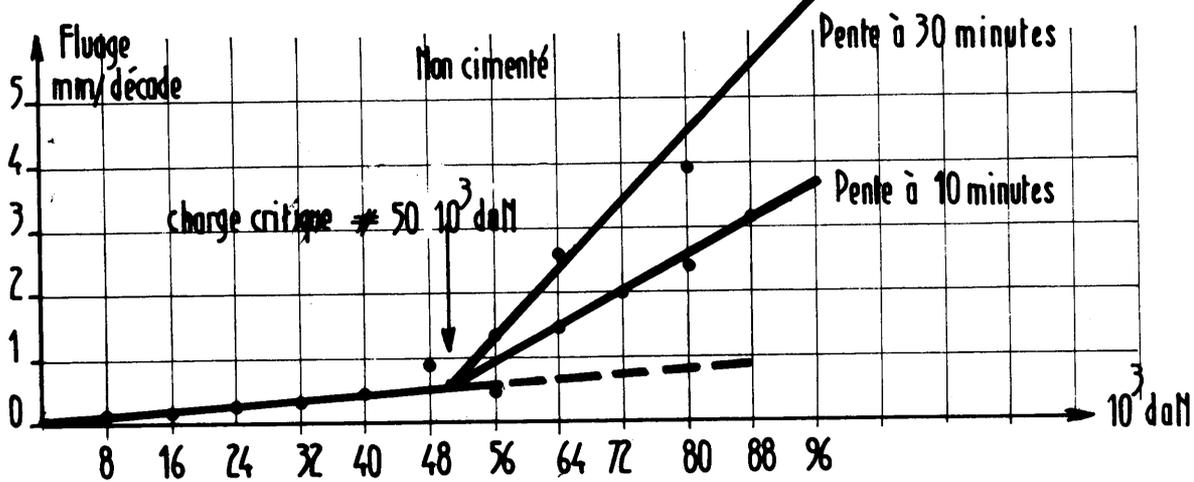
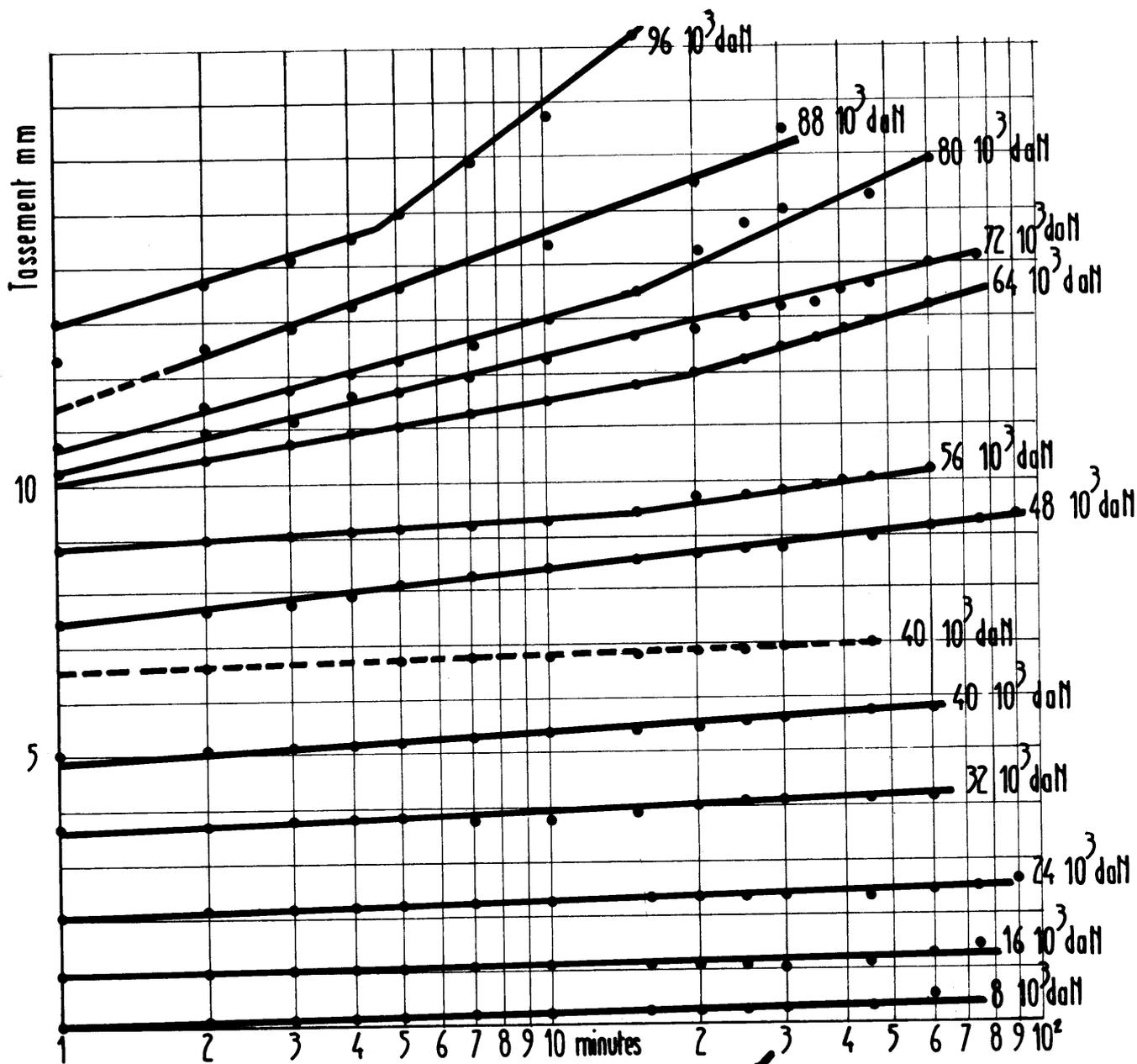


Fig. 6 Colonne standard – Diagrammes de fluage à effort constant – Détermination de la charge critique de fluage

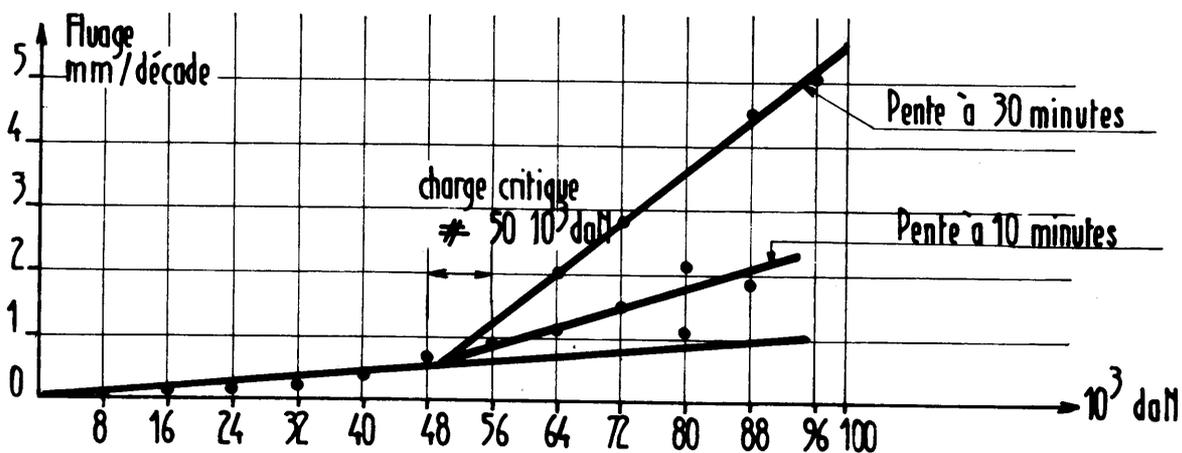
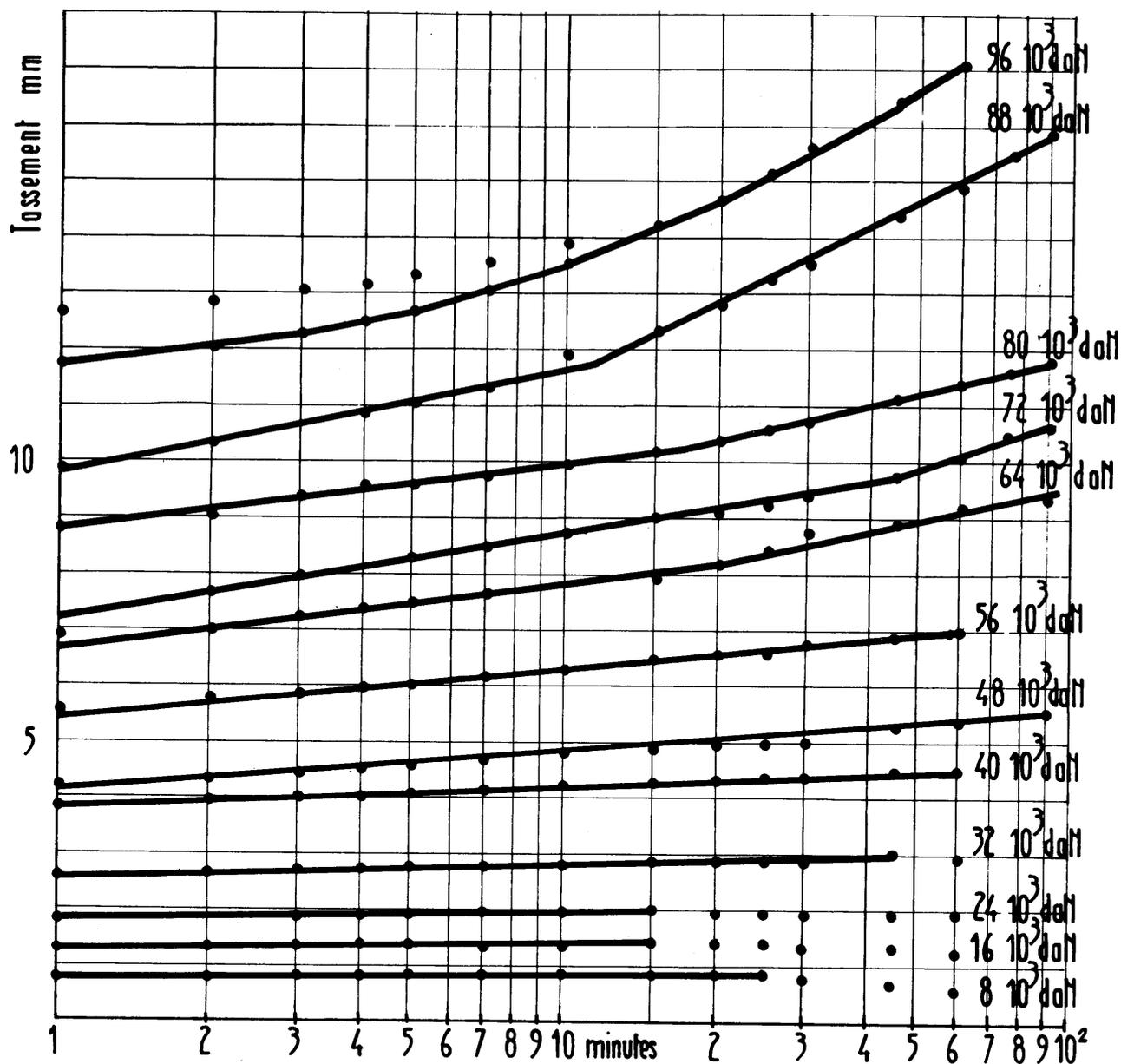
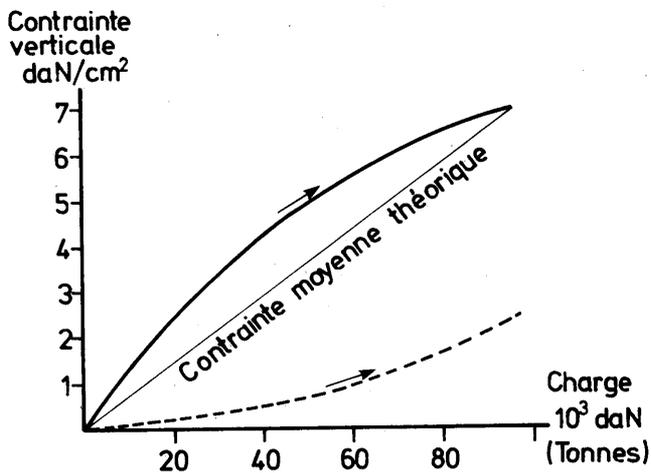
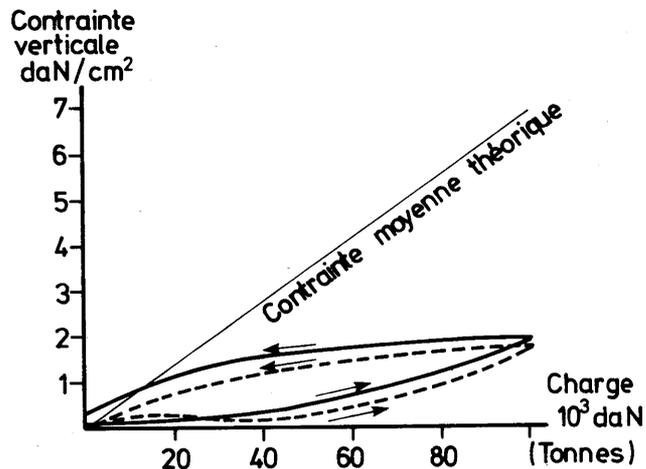


Fig. 7 Colonne cimentée — Diagrammes de fluage à effort constant — Détermination de la charge critique de fluage

COLONNE STANDARD



COLONNE CIMENTÉE



——— CONTRAINTE MESUREE (1 cellule) SUR COLONNE
 - - - - - CONTRAINTE MESUREE (moyenne 2 cellules) SUR SOL

Fig.9

3.4.3 Distribution des contraintes sous la semelle (fig. 9)

On ne peut accorder aux résultats des mesures effectuées qu'une valeur qualitative, la valeur absolue des contraintes mesurées étant certainement inexacte puisqu'elle ne permet pas de recalculer la charge totale en faisant le produit par la surface d'application.

Encore les résultats sont-ils paradoxaux sur le seul plan qualitatif puisque le contraste entre contrainte sur colonne et contrainte sur sol est moins important sur la colonne cimentée que sur la colonne standard.

En grossière approximation on peut admettre que, dans les conditions de l'essai, la contrainte sur la colonne est égale à 1,5 à 4 fois la contrainte sur le sol.

3.4.4. Tassomètre (fig. 10)

On observe un comportement relativement identique sur les deux colonnes d'essai, caractérisé par une disparition des déformations axiales à partir de 2 m de profondeur environ.

3.4.5. Inclinomètre, contrainte radiale, pression interstitielle

Le résultat de ces mesures est quasi nul ou ininterprétable.

3.5. Conclusions

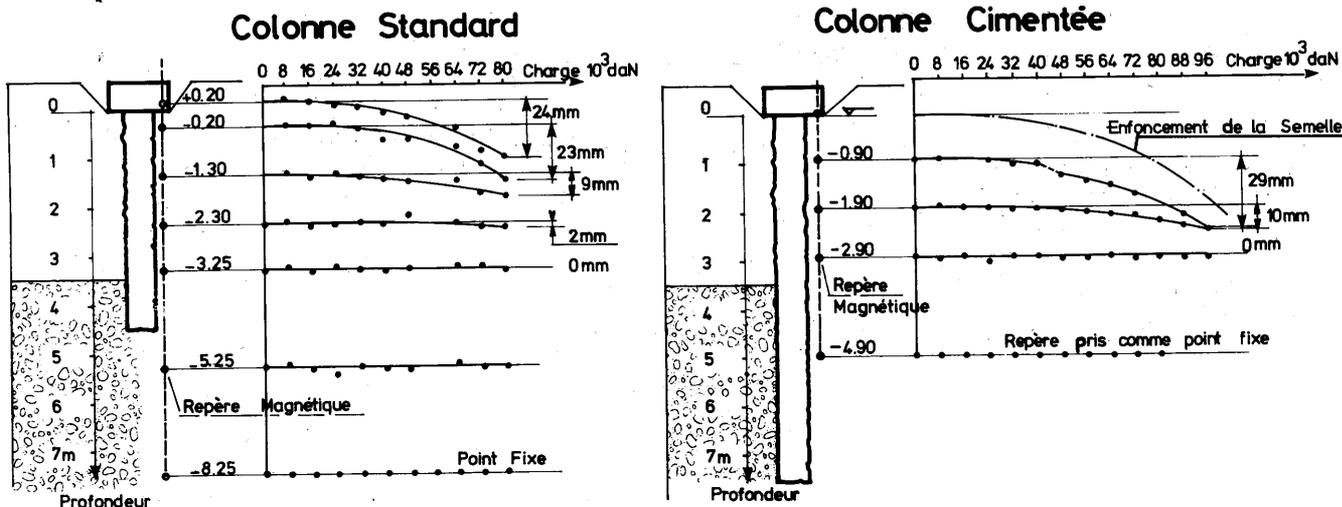
Les performances de la colonne standard sont très intéressantes sur le plan de la force portante, la charge critique étant d'environ 500 kN (50 tonnes). Celles de la colonne cimentée sont moins brillantes puisque sa charge critique n'est pas supérieure. Toutefois la colonne cimentée apporte un gain significatif sur le plan du tassement, celui-ci étant inférieur de 50 % pour une charge égale à la moitié de la charge critique, et inférieur de 30 % pour une charge égale à la charge critique.

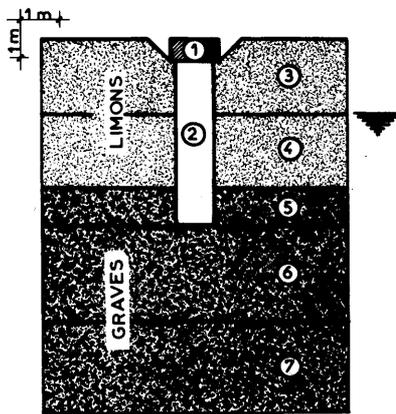
Le siège des déformations des colonnes sous charge se situe essentiellement dans les deux premiers mètres en tête.

On notera que la mise en charge de la colonne cimentée a été faite 40 jours après sa confection, le coulis n'ayant

Fig. 10

Tassomètres Magnétiques S.I.F.





	φ degrés	C daN/cm ²	E daN/cm ²	ν	
①	0	1000	280 000	0.25	(béton)
②	40°	0.5	3300	0.20	
③	10°	0.9	80	0.33	
④	0	0.5	10	0.49	
⑤	35°	0.1	2100	0.20	
⑥	30°	0.3	1000	0.20	
⑦	35°	0.1	2200	0.20	

Fig. 11 Colonne standard – Calcul par la méthode des éléments finis – Caractéristiques rhéologiques

donc, au moment de l'essai, qu'une résistance en compression simple sur éprouvettes de l'ordre de 1,2 MPa, la résistance finale à long terme du même coulis se situant autour de 2 MPa.

On notera également que le mode d'exécution nécessité par la mise en place du coulis dans la partie traitée ne permet pas d'obtenir un bourrage aussi énergique du ballast dans la partie cimentée que sur une partie traitée de façon standard. Il en résulte d'ailleurs une section de colonne cimentée inférieure de 35 % environ à la section d'une colonne standard. Le gain apporté par la cohésion due à la cimentation est donc en partie neutralisé par la diminution de la section.

En supposant que la contrainte sous la semelle se répartisse entre colonne et sol autour de la colonne selon le rapport suivant :

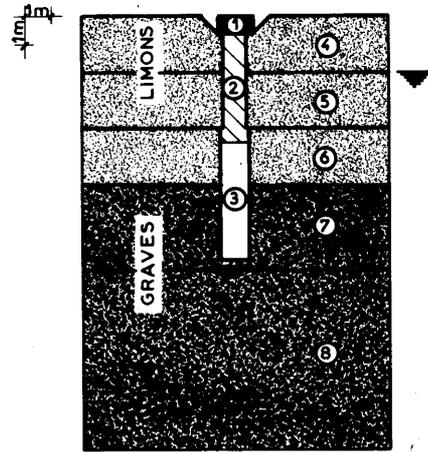
$$\frac{\text{contrainte sur colonne}}{\text{contrainte sur le sol}} = 3$$

on calcule que pour une charge de 500 kN (50 tonnes) la contrainte sur la colonne standard est de 0,5 MPa et sur la colonne cimentée de 0,62 MPa.

On admettra, en première approximation, que le gain apporté par la cohésion sur le plan de la force portante apparaît dans cet écart entre taux de travail. En tablant sur une résistance du coulis de ciment de 2 MPa à long terme contre 0,2 MPa au moment de l'essai, on peut calculer par proportionnalité que la force portante à long terme pourrait être de l'ordre de 15 % supérieure à celle observée à 40 jours.

Compte tenu d'un rapport de prix entre colonne ballastée cimentée et colonne standard qui, selon les sujétions d'exécution, est de l'ordre de deux ou plus, un intérêt économique très sensible vient s'ajouter aux performances mécaniques avantageuses de la colonne ballastée standard.

Dans la mesure du possible, et sauf contre-indication spécifique, on aurait avantage à rechercher des solutions faisant appel à la technique de base des colonnes ballastées, quitte à multiplier les colonnes standard, l'effet de groupe apportant d'ailleurs un accroissement du coefficient de sécurité réel.



	φ degrés	C daN/cm ²	E daN/cm ²	ν
①	0	1000	280 000	0.25
②	40°	25	4 500	0.20
③	40°	0.5	3 300	0.20
④	10°	0.9	80	0.33
⑤	0	0.5	10	0.49
⑥	35°	0.1	2100	0.20
⑦	30°	0.3	1000	0.20
⑧	35°	0.1	2200	0.20

Fig. 18 Colonne cimentée – Calcul par la méthode des éléments finis – Caractéristiques rhéologiques

4 Résolution théorique par la méthode des éléments finis

4.1 Essais de laboratoire et hypothèses rhéologiques

Ces essais ont été réalisés afin de déterminer les caractéristiques à prendre en compte dans les calculs.

Des essais triaxiaux consolidés à 50 kPa non drainés réalisés sur le limon ont montré que la couche hors nappe était plus raide et plus cohérente que la couche sous la nappe ($E = 8$ MPa et $C_u = 90$ kPa contre $E = 1$ MPa et $C_u = 50$ kPa).

Les hypothèses de calcul sont récapitulées sur les figures 11 et 18. Il a été tenu compte de l'effet du vibreur sur les graves en place en retenant des valeurs de E intermédiaires entre celles mesurées en laboratoire pour les densités mini et maxi des matériaux (norme ASTM).

Pour les matériaux des colonnes, dont les plus gros éléments atteignent 10 cm, des essais ont été réalisés dans un œdomètre spécial $\varnothing 0,60 \times 0,50$ m, ainsi que des essais sur matériau homothétique de rapport 10 dans un moule $\varnothing 0,15$ m. Le module retenu est $E = 330$ MPa, correspondant à une masse volumique $\gamma_d = 1,7$ g/cm³.

Les autres caractéristiques ont été déterminées de manière arbitraire. La cohésion choisie pour les colonnes cimentées, soit 25 daN/cm², est sensiblement supérieure à la valeur réelle probable, afin d'accentuer le contraste pour faire mieux ressortir le comportement spécifique de la colonne cimentée.

4.2 Calculs par la méthode des éléments finis

Ces calculs ont pour but la détermination du champ des contraintes et des déplacements dans les colonnes ballastées et à leur voisinage. Deux programmes ont été utilisés :

- un programme axisymétrique en élasticité
- un programme axisymétrique en élasto-plasticité, le critère d'écoulement étant le critère de Drucker.

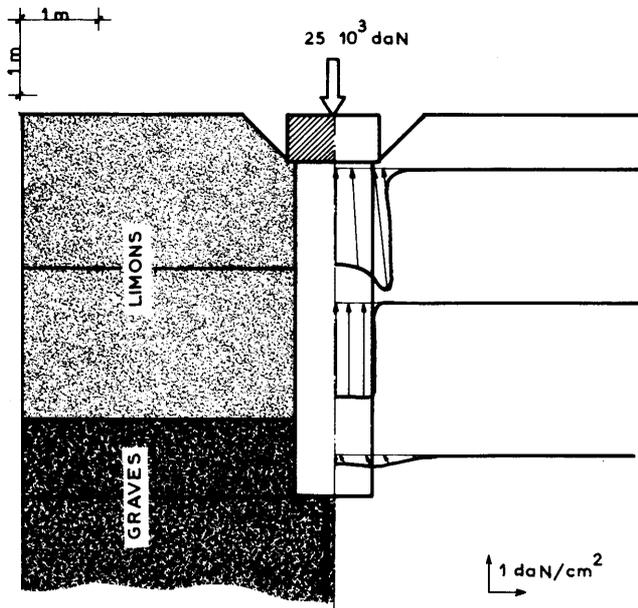


Fig. 12 Colonne standard – Calcul élastique – Accroissement de contrainte sur facettes horizontales

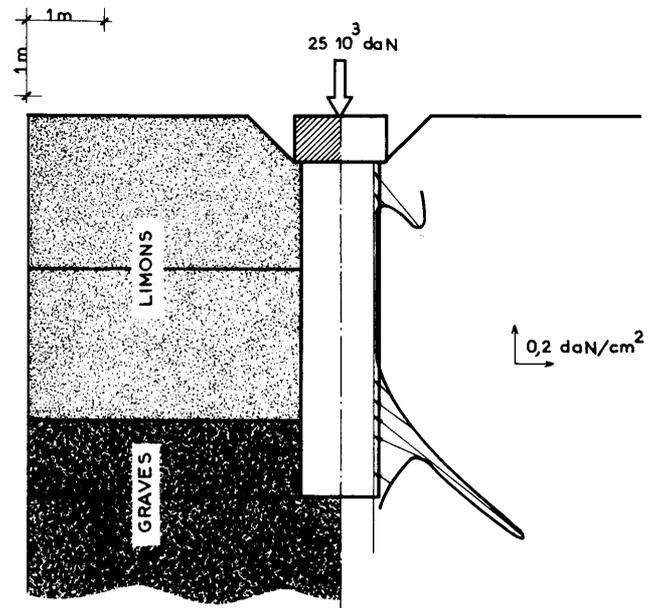


Fig. 13 Colonne standard – Calcul élastique – Accroissement de contrainte sur facettes verticales

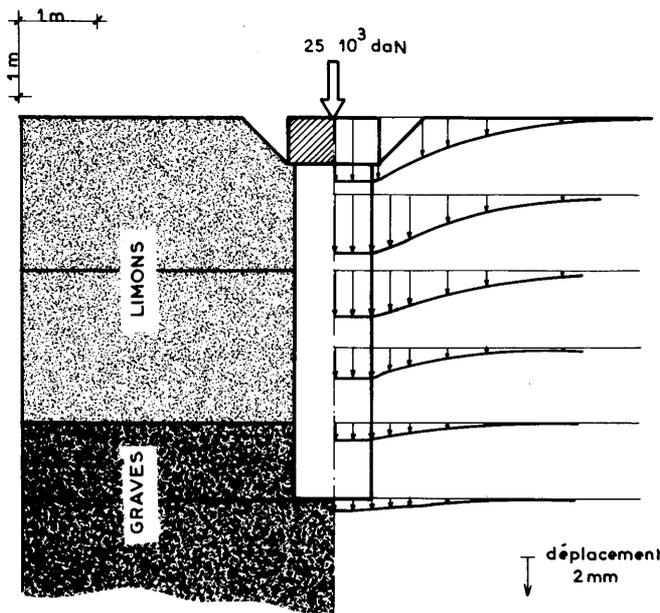


Fig. 14 Colonne standard – Calcul élastique – Déplacements verticaux (composante verticale)

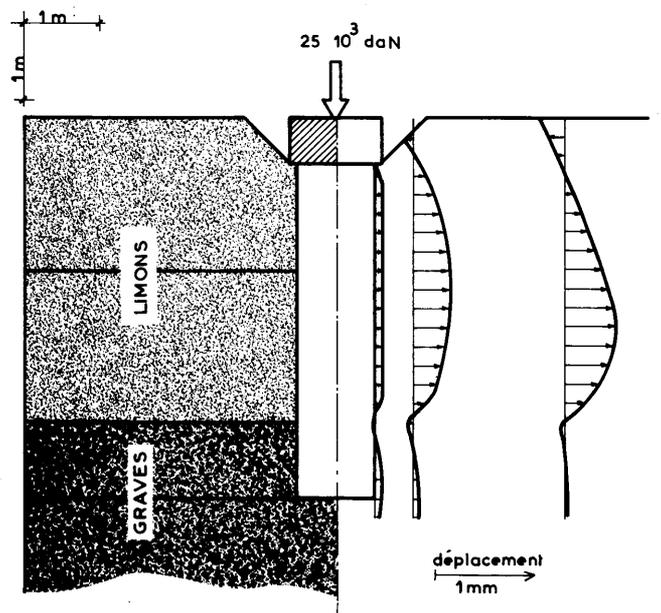


Fig. 15 Colonne standard – Calcul élastique – Déplacements horizontaux (composante horizontale)

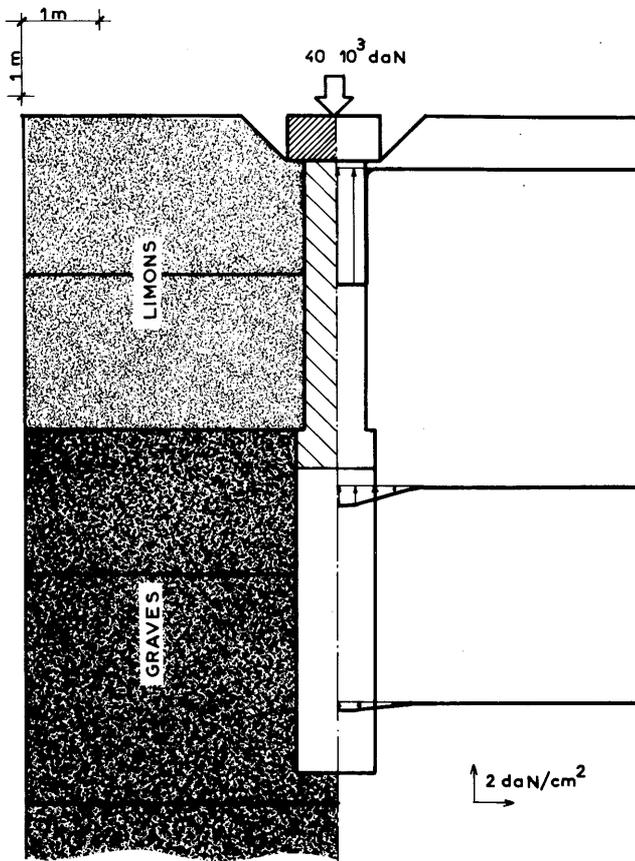


Fig. 19 Colonne cimentée – Calcul élastique – Accroissement de contrainte sur facettes horizontales

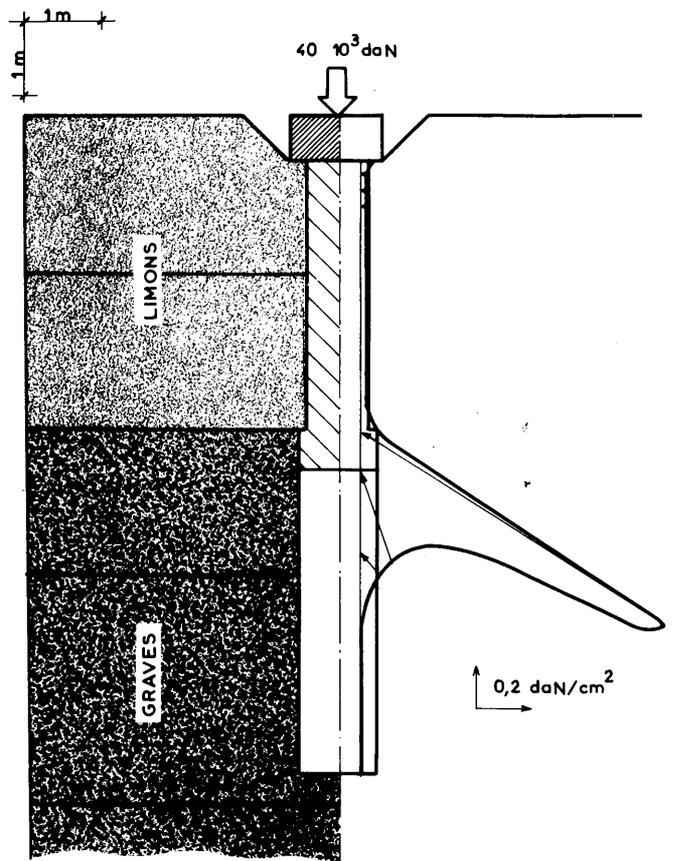


Fig. 20 Colonne cimentée – Calcul élastique – Accroissement de contrainte sur facettes verticales

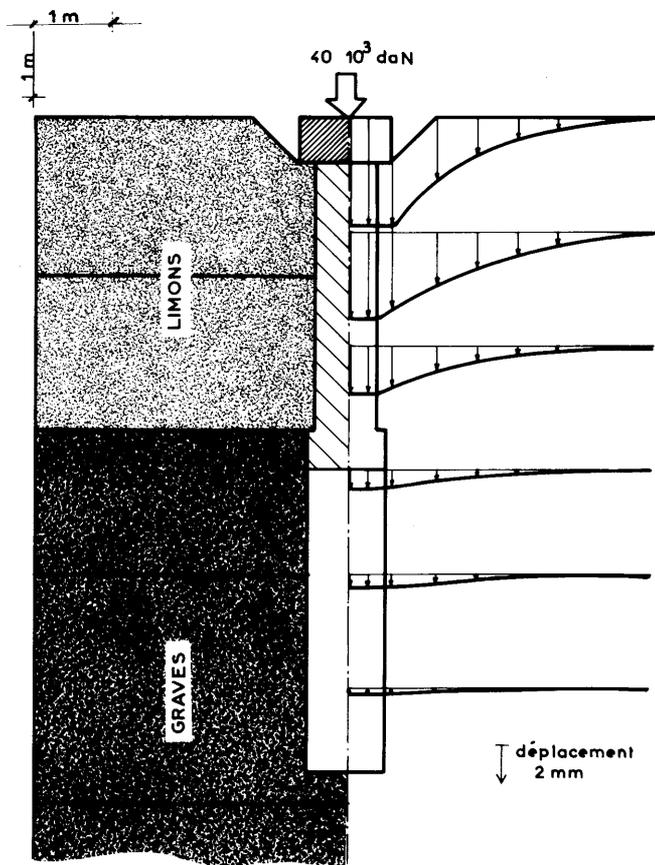


Fig. 21 Colonne cimentée – Calcul élastique – Déplacements verticaux (composante verticale)

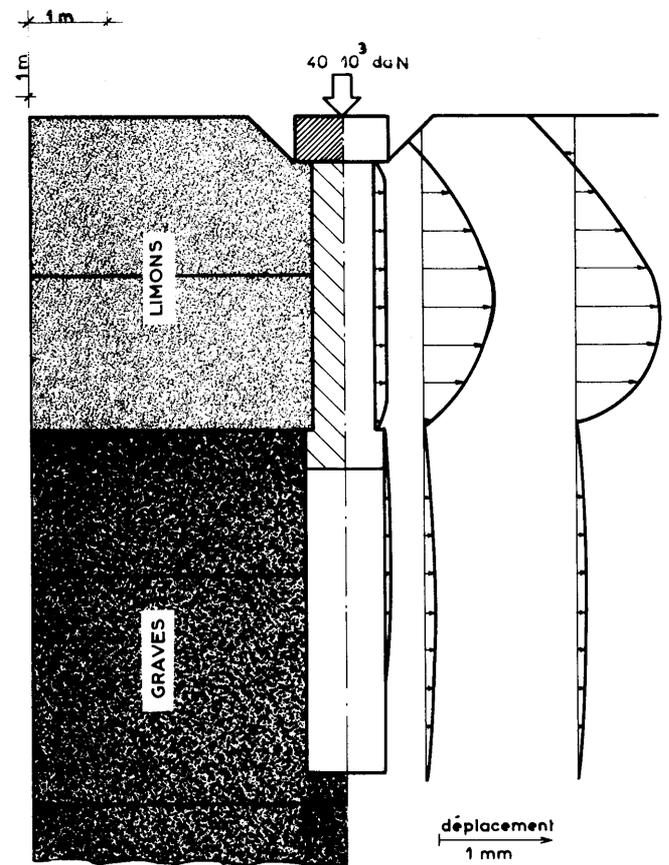


Fig. 22 Colonne cimentée – Calcul élastique – Déplacements horizontaux (composante horizontale)

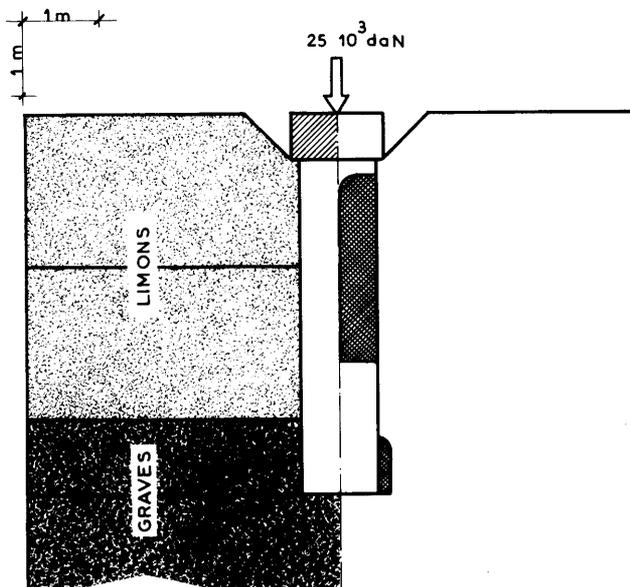


Fig. 16 Colonne standard – Calcul élasto-plastique – Zones à l'état limite plastique sous $25 \cdot 10^3$ daN

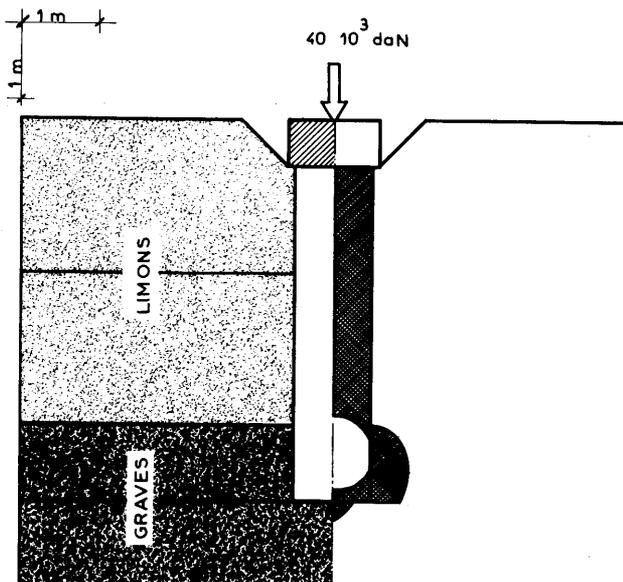


Fig. 17 Colonne standard – Calcul élasto-plastique – Zones à l'état limite plastique sous $40 \cdot 10^3$ daN

4.2.1 Colonne ballastée standard chargée à 250 kN

- Les contraintes sur les facettes horizontales sont concentrées dans la colonne et sont verticales sauf sous la tête et dans les graves (fig. 12). Le limon ne supporte pratiquement aucune contrainte, sauf en tête, sous la semelle. Dès que la colonne pénètre dans les graves, il y a un report non négligeable de contraintes sur ces graves.
- Les contraintes sur les facettes verticales sont concentrées immédiatement sous la tête de la colonne et à l'interface limon-graves (fig. 13).

- Les déplacements verticaux sont, en tête de colonne, de 3,5 mm, ils deviennent négligeables à une distance de 3 m de l'axe de la colonne (fig. 14).

Les déplacements horizontaux ont une forme « en tonneau » dans le limon. Ces déplacements s'accroissent lorsqu'on s'éloigne de la colonne, ceci est dû à ce que le coefficient de Poisson a été pris égal à 0,2 dans la colonne et 0,5 dans le limon. Ces déplacements sont au maximum de 0,5 mm (fig. 15).

- Les éléments qui entrent en plasticité sont les éléments de la colonne traversant la couche de limon. Ils apparaissent pour une charge de 250 kN. Ces éléments sont en effet soumis à des contraintes verticales très élevées et des contraintes horizontales faibles (fig. 16 et 17).

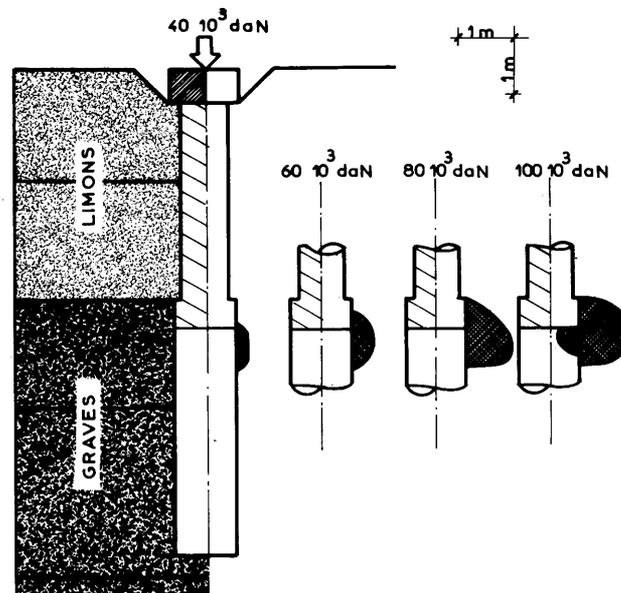


Fig. 23 Colonne cimentée – Calcul élasto-plastique – Développement des zones à l'état limite plastique sous charge variant de 40 à $100 \cdot 10^3$ daN

4.2.2 Colonne ballastée cimentée chargée à 400 kN

Les mêmes remarques peuvent être faites en ce qui concerne la colonne cimentée. Le déplacement vertical en tête est de 5,9 mm (fig. 21), le déplacement horizontal maximum dans le limon est de 0,9 mm (fig. 22). Les premiers éléments qui entrent en plasticité sont situés dans les graves au voisinage de la colonne. Ils apparaissent pour une charge de 400 kN (fig. 23). En effet, les éléments de la colonne cimentée ayant une cohésion importante n'entrent pas en plasticité, par contre dès que la colonne pénètre dans les graves, il y a report de contraintes important sur ces graves de cohésion très faible qui entrent en plasticité (fig. 23). Lorsque la charge appliquée atteint 1 000 kN (100 t) la zone plastique se propage à l'intérieur de la colonne dans la zone non cimentée (fig. 23).

Il faut souligner que la mise en plasticité des éléments des deux types de colonnes est très sensible à la valeur de la cohésion adoptée pour le matériau constituant ces colonnes.

4.3 Comparaison entre mesures in-situ et calculs

– Contraintes :

Au niveau de la sous face de la semelle, les contraintes calculées apparaissent beaucoup plus faibles à l'interface semelle/sol qu'à l'interface semelle/colonne. L'ordre de grandeur est le suivant, les charges en tête étant, rappelons-le de 250 kN pour la colonne standard et de 400 kN pour la colonne cimentée :

$$\frac{\text{contrainte sur colonne}}{\text{contrainte sur sol}} = \begin{matrix} 0,6 & \text{pour colonne standard} \\ 7,5 & \text{pour colonne cimentée} \end{matrix}$$

La différence qui apparaît entre les deux types de colonnes est qualitativement logique. Les valeurs des taux de répartition calculés sont 2 à 4 fois plus élevées que celles estimées d'après les mesures in-situ. Cet écart peut être imputé à la présence d'une couche de limon nettement plus raide au-dessus de la nappe, dont on n'a pas tenu compte dans les calculs.

En profondeur les contraintes sur les facettes horizontales sont presque entièrement concentrées dans la section de la colonne, tant que l'on est dans les limons. Une diffusion dans le terrain ambiant se manifeste dès la pénétration dans les graves.

Les accroissements de contrainte dus à l'application de la charge, sur les facettes verticales à la périphérie de la colonne sont très faibles. Ceci tendrait à prouver que l'absence de réaction notée sur les cellules de mesure

placées en profondeur à la périphérie de la colonne d'essai, peut n'être pas imputable à une défectuosité métrologique, et bien au contraire témoigner de la faible importance de la sollicitation.

Il serait intéressant, dans une phase future des investigations par le calcul, d'observer le gain que l'on peut attendre d'une augmentation de la surface de la semelle, cette augmentation ayant vraisemblablement pour effet d'augmenter la contrainte autour de la colonne et par là même de repousser la charge limite engendrant des déviateurs de rupture au sein de la colonne.

Dans le même ordre d'idée on est en droit de supposer que l'effet de groupe joue un rôle favorable analogue, les colonnes s'épaulant mutuellement. Une telle analyse semble toutefois difficilement accessible au calcul par la méthode des éléments finis, en raison de l'absence de symétrie de révolution du cas de figure.

- Tassements :

Les résultats des calculs donnent des valeurs absolues de tassement légèrement plus élevées que les mesures.

On obtient un rapport :

$$\frac{\text{Tassement calculé}}{\text{Tassement mesuré}} = 1,25$$

Compte tenu des approximations faites au niveau des caractéristiques rhéologiques la concordance paraît satisfaisante.

Les très faibles déplacements radiaux calculés expliqueraient l'absence de résultats observée dans les mesures inclinométriques.

processus local de destruction des roches par un outil de forage

par

Minh Duc Nguyen

Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées

Docteur ès Sciences

Laboratoire de Mécanique des Solides

(École Polytechnique Palaiseau)

Notations

e	=	Largeur de l'outil
t	=	Profondeur de coupe
ρ	=	rayon de courbure de l'arête de coupe
γ	=	angle de coupe (valeur algébrique)
β	=	angle de dépouille (valeur algébrique)
F_c, F_n	=	efforts de coupe tangentiel et normal
$\mathcal{F} = \frac{F_c}{C e t}$	$\mathcal{V} = \frac{F_n}{C e t}$	} = Efforts de coupe réduits
$T = \frac{F_c}{C e \rho}$	$N = \frac{F_n}{C e \rho}$	
τ_{nt}, σ_n	=	contraintes de contact
$ V $	=	vitesse relative du matériau au contact
C	=	cohésion du matériau
φ	=	angle de frottement interne de Coulomb
H	=	$C \cotg \varphi$

1 Introduction

Sur un outil de forage rotatif où la destruction de la roche est obtenue par un effet de coupe, ou d'usure, ou de rayure, l'élément actif (lame, prisme, diamant...) présente des formes diverses provenant par exemple du fait de la dureté de la roche qui ne permet pas d'atteindre une profondeur de coupe suffisante pour qu'une arête de coupe puisse être considérée comme vive. De même, l'usure de l'outil entraîne des modifications de forme, et la notion d'outil en forme de dièdre (fig. 1-a) n'est qu'une première approximation.

Une étude expérimentale détaillée du processus de destruction du matériau par de tels objets est possible par une méthode de similitude utilisant des matériaux équivalents tendres, ce qui permet de s'affranchir de certaines difficultés rencontrées dans les essais en vraie grandeur [6, 7]. On rappellera les conditions de la similitude basées sur :

- L'homothétie par rapport à l'origine de la courbe intrinsèque de rupture, approchée, dans la zone intéressée

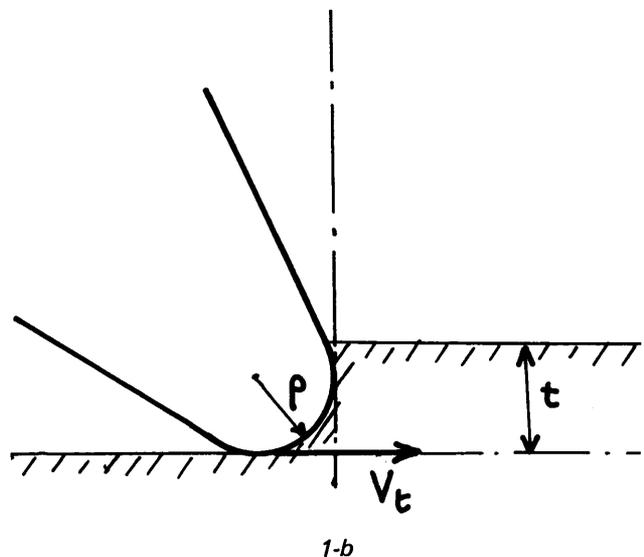
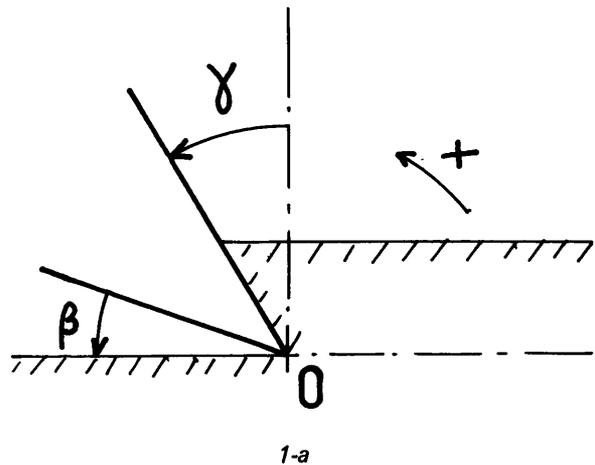


Fig. 1 Modèles d'outils

par les contraintes, par un critère de Coulomb (Cohésion C , angle de frottement interne φ). Le théorème des états correspondants permet de transposer les résultats sur maquettes, à la pression atmosphérique, à ceux de la roche naturelle en condition de fond (c'est-à-dire sous la pression hydrostatique due à la boue), en considérant que cette roche est soumise à une pression effective de confinement ρ_e .

– Le respect de la ductilité globale du matériau à la pression P_e , définie par le coefficient de plasticité C_{pl} de Schreiner [9].

On présente ici l'étude d'un outil élémentaire rigide, en coupe orthogonale, avec une arête de coupe arrondie, de rayon ρ (fig. 1-b) ; son angle de coupe γ est nul, et sa dépouille β positive. Le choix de ce modèle ne limite en rien la généralité du phénomène qualitatif observé.

On sera amené à comparer cet outil, défini par le paramètre géométrique ρ/t (t = profondeur de coupe), avec l'outil « angulaire » (fig. 1-a) défini par son angle de coupe γ , en valeur algébrique (arête 0 vive).

2 Étude expérimentale

Le matériau utilisé est un mélange de sable et de paraffine, dont quelques caractéristiques sont données dans le tableau 1.

Ce matériau, relativement ductile ($C_{pl} \approx 3$), est susceptible de représenter une roche dans les conditions du forage pétrolier profond. L'outil se déplace dans un plan vertical (fig. 1) avec une vitesse V_t horizontale constante. La figure 2 représente le schéma expérimental.

2.1 Aspects de la destruction

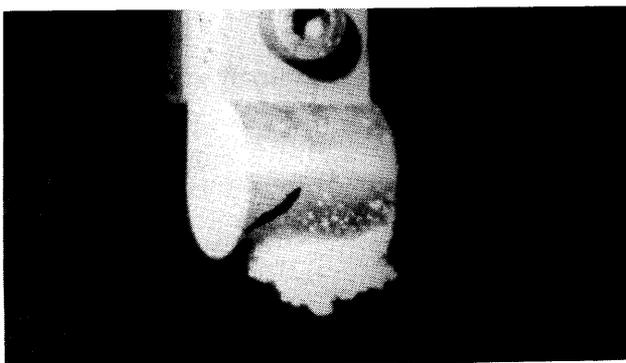
Les aspects de la destruction, observés sur les outils « angulaires », se retrouvent ici de la façon suivante :

2.1.1 La ductilité apparente augmente avec ρ/t

En effet, lorsque t est petit (fig. 7-a et début de courbe sur la fig. 7-b), les variations relatives de l'effort en fonction du temps sont faibles, et correspondent à la formation de petits débris. Au contraire, lorsque l'enfoncement t est suffisant (fig. 7-b) on reconnaît l'allure caractéristique de cet effort en « dents de scie », liée à la formation de grands éclats ; ce phénomène était reconnu pour des matériaux réputés fragiles [3, 4, 8...].

2.1.2 L'écoulement relatif du matériau en contact, qui se fait dans des sens opposés, de part et d'autre d'une zone d'agglomération du matériau (fig. 3 et 4). A titre de comparaison ont été représentés, également (fig. 3), les schémas d'écoulement constatés sur les outils « angulaires » [6]. L'écoulement vers l'arrière crée une couche de matériau broyé compacté au fond du sillon, constatée également par Garner [1] sur des roches sous confinement rayées par un diamant ; ce dernier attribuait ce phénomène à une « plastification » de la roche.

Fig. 4 Agglomération de matériau sous l'outil



Caractéristiques du matériau :

Sable fin de Fontainebleau + Paraffine (10 % en poids de sable)

Masse volumique	1,75
Porosité	7 %
Coefficient de plasticité C_{pl} (*) de Schreiner	3
Module d'Young (MPa)	260
Résistance (MPa) {	
Compression simple	1,5
Traction (essai Brésilien)	0,2
Poinçonnement	11,5
Courbe intrinsèque {	
Cohésion C (MPa)	0,5
Angle de frottement interne φ	22°
(*) $C_{pl} =$	$\frac{\text{Énergie de destruction}}{\text{Énergie élastique correspondante}}$

Tableau 1

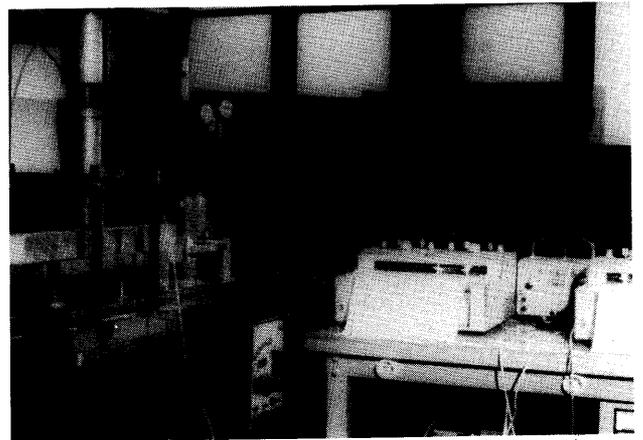


Fig. 2 Montage expérimental

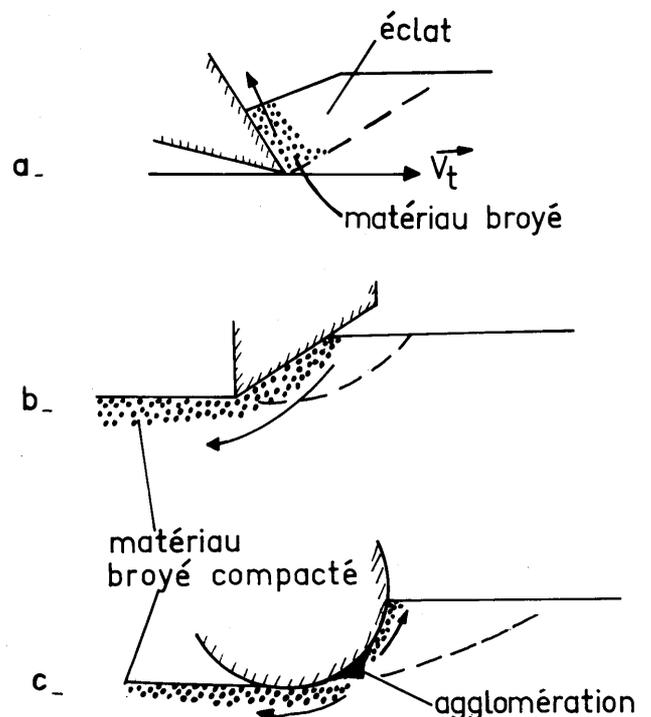


Fig. 3 Schémas composés d'écoulement sous l'outil

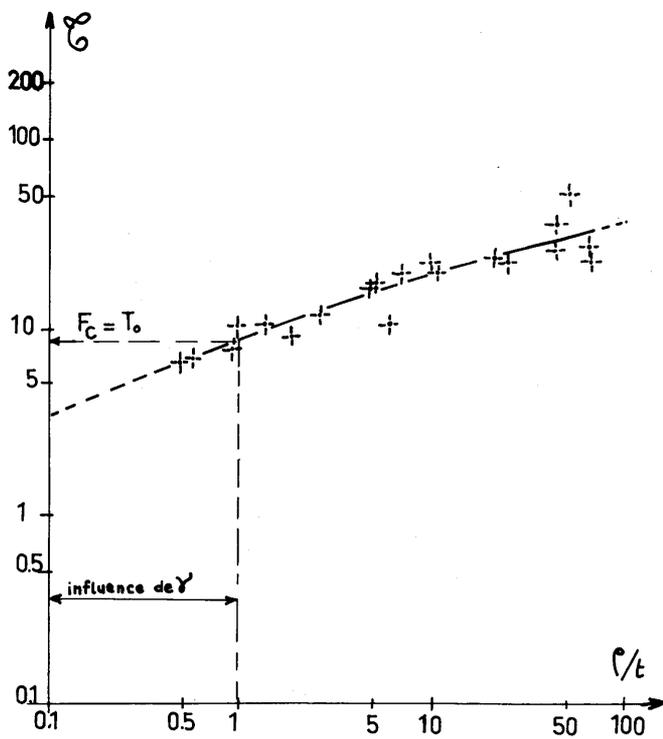


Fig. 5 Variation de \mathcal{T} avec ρ/t

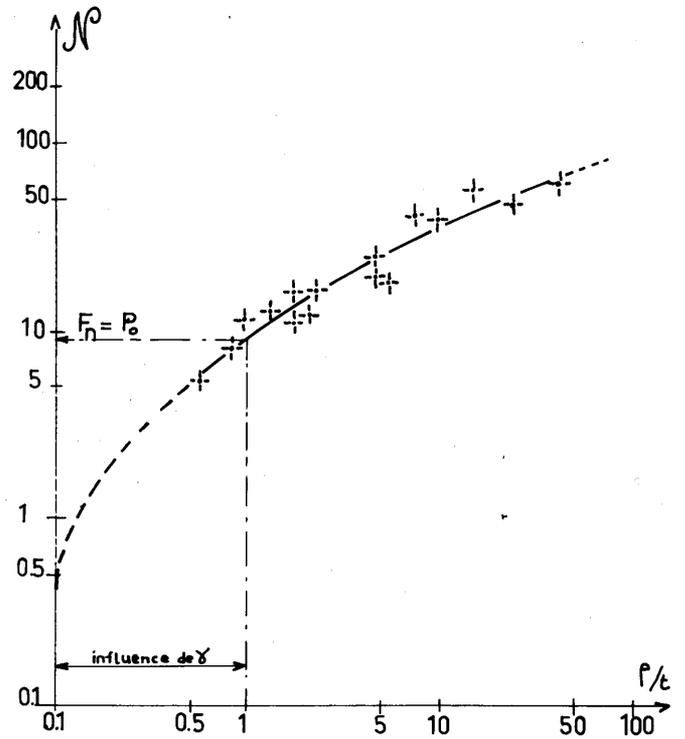


Fig. 6 Variation de \mathcal{N} avec ρ/t

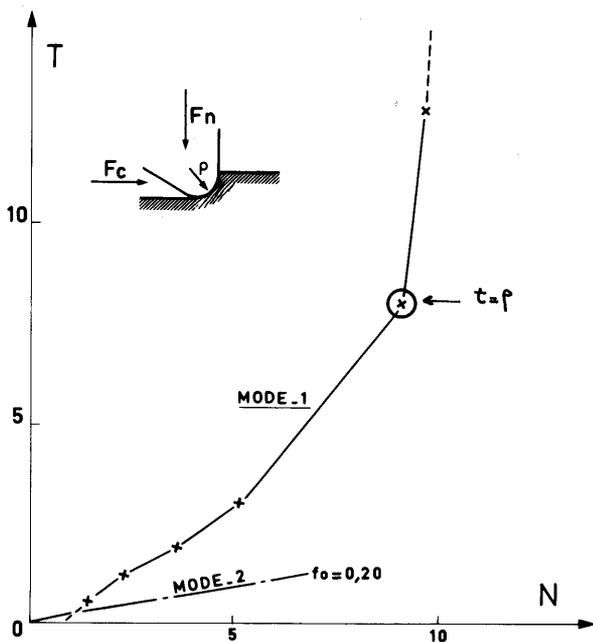


Fig. 7 Variation de T et N

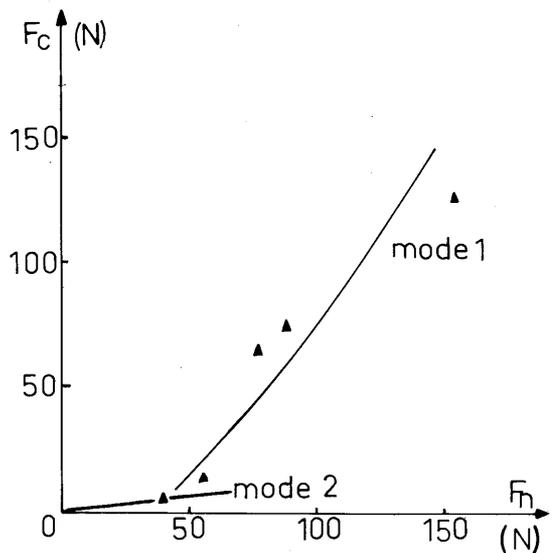


Fig. 8 Essai de rayure du verre par un diamant [5]

2.2 Efforts de coupe

Pour faciliter l'interprétation des résultats on s'intéresse ici aux valeurs maximales de coupe, en déformation plane. Ceci est obtenu pratiquement en observant un rapport profondeur de coupe sur largeur d'outil inférieur à 0,3. La précision des résultats a nécessité l'utilisation d'outils de rayons ρ différents (2 ; 1 ; 0,3 cm...).

Les efforts sont présentés sous une première forme réduite (fig. 5 & 6) :

$$(1) \quad \mathcal{T} = \frac{F_c}{C_{et}} \quad \mathcal{N} = \frac{F_n}{C_{et}}$$

qui indique le rendement de la destruction en fonction de ρ/t : on remarquera, en effet, que la valeur moyenne de \mathcal{T} représente l'énergie fournie sur le volume détruit (pour une cohésion C unité), parfois appelée « énergie spécifique » [2].

Comme il est indiqué sur la figure, l'angle de coupe γ n'intervient évidemment pas tant que la profondeur du

contact (pratiquement égale à t pour notre matériau) n'excède pas la zone de courbure de l'arête, soit $t \leq \rho$ [ou $t \leq \rho(1 + \sin \gamma)$ si $\gamma = 0$].

L'augmentation rapide de \mathcal{T} et \mathcal{N} avec ρ/t doit atteindre une valeur maximale finie : en effet, lorsque ρ/t est suffisamment grand, l'outil est assimilable à un plan faiblement incliné sur sa direction d'avancement et travaille alors suivant un mode différent, « abrasion » ou « mode 2 », ainsi désigné par opposition au cas général (« mode 1 » ou « coupe ») [6, 7].

Pour un matériau donné, les valeurs correspondantes de \mathcal{T} et \mathcal{N} dépendent du frottement f de contact ; elles valent ici ($f = 0,20$) :

$$\mathcal{T}_{MAX} = 128 \quad \mathcal{N}_{MAX} = 640$$

La différenciation des deux modes de rupture précédents se retrouve sur la courbe F_c fonction de F_n (fig. 7).

On constatera l'allure tout à fait similaire d'une courbe analogue obtenue dans un essai de rayure d'une plaque de verre par un diamant sphérique (fig. 8, tirée de [5]).

La présentation des efforts de coupe sous une deuxième forme réduite :

$$T = \frac{F_c}{C_e \rho} \quad N = \frac{F_n}{C_e \rho}$$

indique la variation de ces efforts avec l'enfoncement t/ρ pour un outil donné (fig. 9).

L'augmentation de ces efforts avec t est rapide jusqu'à $t = \rho$, et est ensuite comparable à celle d'un outil « angulaire » ($\rho = 0$), de même valeur d'angle de coupe γ .

La valeur $F_n = P_0$ pour $t/\rho = 1$ apparaît notamment comme un seuil pour la charge verticale, en deçà duquel l'outil porte sur l'arête de coupe, et au delà duquel il porte sur la face en dépouille. L'expérience avec un outil ($\gamma = 0$, $e = 1,5$ cm, $\rho = 0,3$ cm) pour lequel $P_0 \approx 20$ daN illustre bien cet « effet de pointe ». (fig. 10).

3 Interprétation des résultats

Les effets comparables sur le processus de destruction des roches par un outil de forme « angulaire », défini par le paramètre γ , et un outil émoussé, défini par le paramètre ρ/t , suggèrent d'établir l'équivalence entre ces deux outils, sur la base de l'égalité des efforts de coupe (à l'influence du frottement de contact près) (fig. 11).

Un outil de forme « angulaire », avec angle de coupe γ variant de $-\pi/2$ à $+\pi/2$ est donc susceptible de représenter des outils de forme très variée. Un modèle théorique a été proposé pour un tel outil [6,7] ; il donne des solutions cinématiques pour la structure supposée rigide, parfaitement plastique obéissant au principe du travail maximal, et composée du matériau de Coulomb non pesant, et de l'interface de contact OA rugueuse (loi de frottement sec de Coulomb).

Pour l'outil avec arête de coupe arrondie, il est cependant possible d'obtenir des renseignements supplémentaires, en faisant un calcul approché, suggéré par l'observation du sens de l'écoulement du matériau en contact sur un tel outil et sur l'outil de forme « angulaire » (Fig. 12) :

en tout point du contact, on suppose que le sens de l'écoulement ainsi que les contraintes induites, σ_n, τ_{nt} sont les mêmes que ceux d'un outil « angulaire » dont la face d'attaque a la même inclinaison que le plan tangent en ce point. L'écoulement vers l'arrière aurait lieu pour $0 \leq \gamma' \leq \pi/4 - \varphi/2$.

Les figures 13 et 14 montrent que les valeurs expérimentales sont plus proches de la courbe correspondant au frottement de contact maximal, qui correspond ici à l'agglomération du matériau au contact ($[V] = 0$). Dans la pratique, il peut arriver que le frottement de contact soit très faible (cas du polissage réciproque, effet de certains fluides de forage...) : c'est le cas pour l'expérience de rayure du verre par un diamant (fig. 8). L'efficacité de la destruction pourrait alors être accrue si le frottement de contact pouvait être augmenté.

Les expressions des solutions obtenues sont données en Annexe 1. Les valeurs de \mathcal{F} et \mathcal{N} obtenues tendent vers l'infini avec ρ/t . La même remarque que précédemment (§ 2.2) conduit à borner ces valeurs par celles relatives au mode 2 (abrasion).

4 Conclusion

La face d'attaque et celle en dépouille d'un outil élémentaire ne jouent aucun rôle tant qu'un certain seuil P_0 n'a pas été franchi par la charge normale F_n appliquée. Ce seuil augmente avec la résistance de la roche, l'usure de l'outil, la pression effective de confinement P_0 de la roche ; il reste cependant bien inférieur à la charge de poinçonnement statique de l'outil.

Ce dernier se comporte donc comme un outil « angulaire » d'angle de coupe γ très faible (en valeur algébrique). L'écoulement vers l'arrière du matériau en contact est alors prépondérant : le frottement de contact n'a un effet diffé-

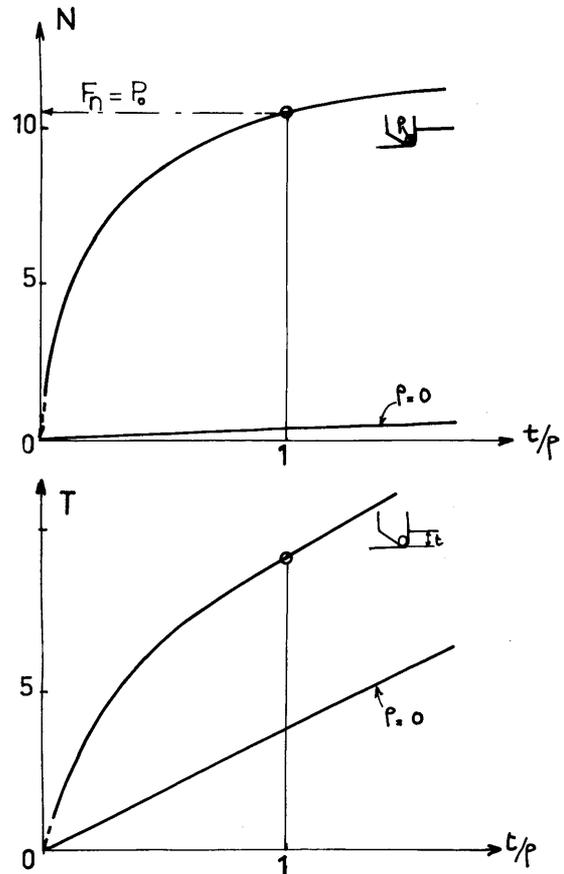


Fig. 9 Variation de T et N avec t/ρ

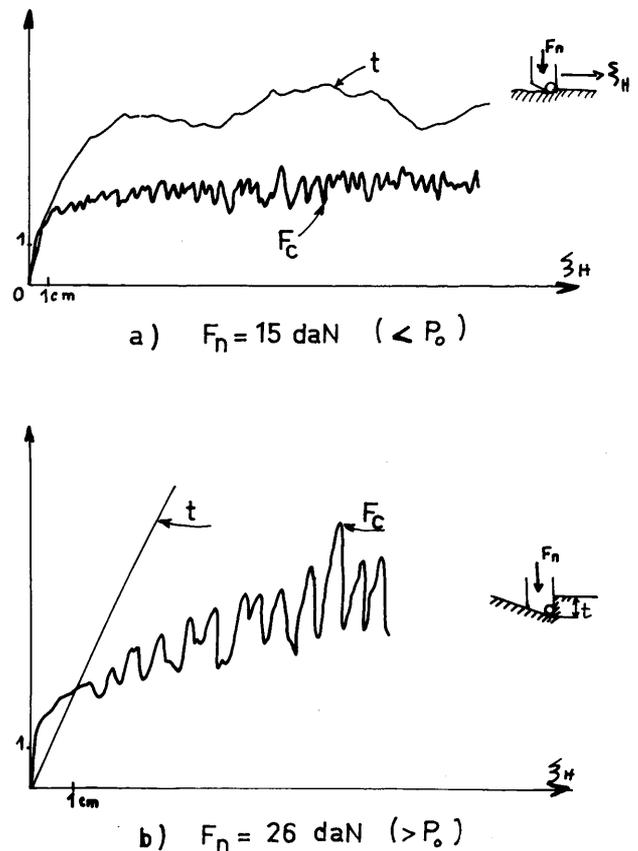


Fig. 10 Influence de F_n
 F_c : 1 cm = 5.5 daN
 t : 1 cm = 0.5 mm

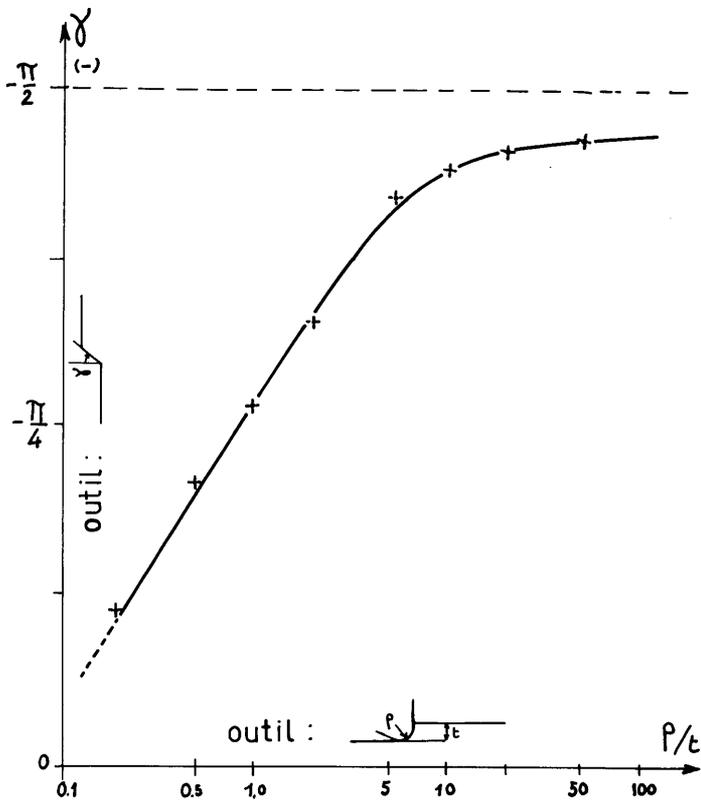


Fig. 11 Equivalence entre γ et ρ/t

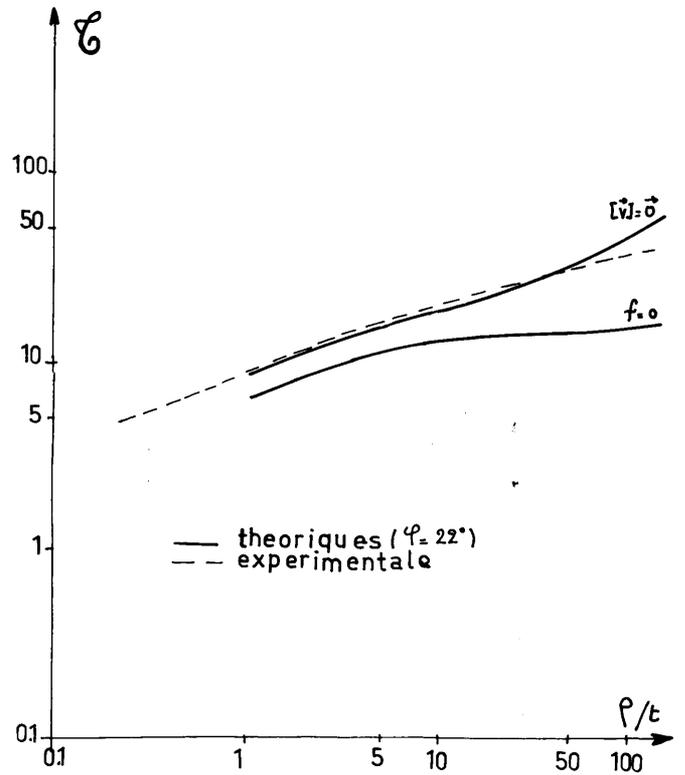


Fig. 13 Courbes composées (\mathcal{T} , ρ/t)

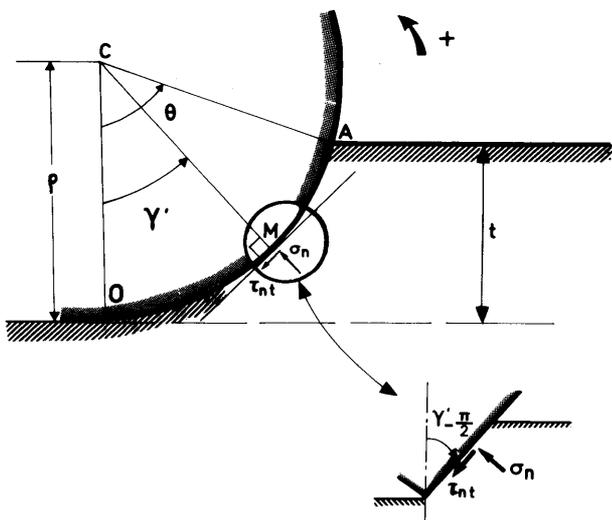


Fig. 12 Modèle théorique

rent sur la charge F_n que dans le cas où l'écoulement se fait « vers le haut ».

La connaissance des contraintes et du sens de l'écoulement relatif du matériau au contact sont des éléments importants pour l'étude du phénomène de l'usure. Le calcul approché, utilisé ici, peut être étendu au cas de l'outil de forme quelconque.

Enfin, la même méthode expérimentale peut être utilisée pour l'étude des cas où l'écoulement n'est pas plan (effet d'un bord libre, coupe oblique...), et pour lequel le calcul plastique n'est pas possible.

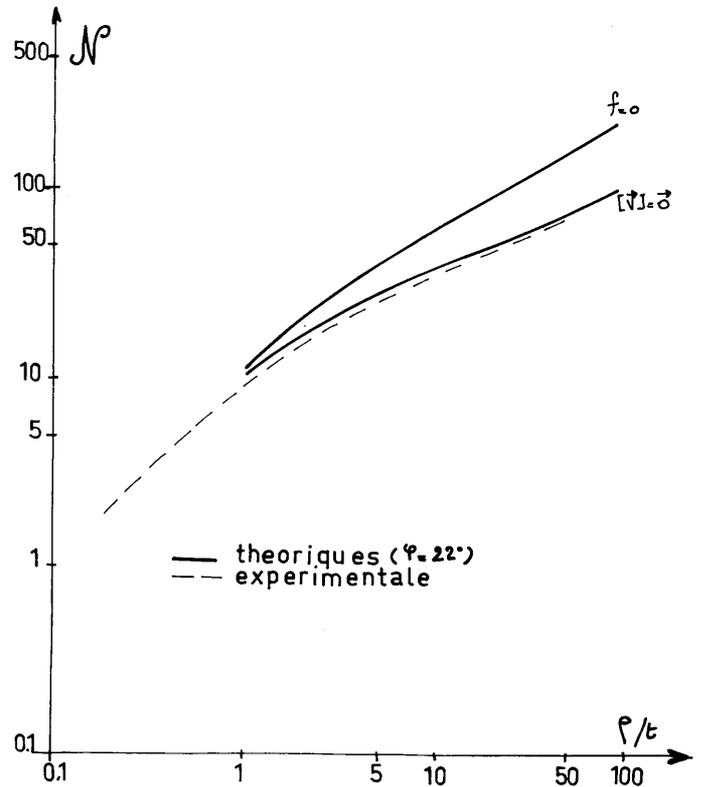


Fig. 14 Courbes composées (N' , ρ/t)

Références Bibliographiques

- [1] W. E. GARNER. – *Cutting action of a single diamond under simulated borehole conditions*. Soc. Pet. Eng. I. p. 937/942. Juillet 1967.
- [2] G. GAUTHIER, G. BARON. – *Classement des roches préliminaires à une étude de forabilité*. Étude bibliographique. Revue de l'Institut Français du Pétrole, Mars 1963.
- [3] R. GOODRICH. – *Rotary drilling Équipement*. Bulletin of the University of Missouri School of Mines and Metallurgy, 1957, Technical series n° 94, p. 25.
- [4] K. E. GRAY. – *Fixed blade planing of rocks in the brittle state*. Ph. D. Dissertation, Pet. Eng. Dept. Univ. of Texas Austin, 1963.
- [5] P. HABIB, D. NGUYEN MINH. – *Augmentation de la dureté des roches sous l'effet des contraintes tangentielles*. Cahier n° 7, Comité Français de Mécanique des Roches. Rev. Ind. Min., 1975.
- [6] D. NGUYEN MINH. – *Contribution à l'étude de la « taille » des roches*. Thèse doct. ès Sciences, Université de Paris VI, 1974.
- [7] D. NGUYEN MINH. – *Contribution à l'étude de la « taille » des roches*. Revue de l'Institut Français du Pétrole. Vol. XXX N° 3, Mai-Juin 1975.
- [8] Y. NISHIMATSU. – *The mechanics of Rock Cutting*. Int. J. Rock Mech. Min. Sc., 1972, Vol. 9, p. 261/270.
- [9] L.A. SCHREINER, O.P. PETROVA. – *Propriétés mécaniques et abrasives des roches*. Moscou, 1958 trad. Neyfor (t. 1534).

Annexe

On utilise l'approximation définie sur la figure 12 pour le calcul des contraintes et des efforts sur l'outil « circulaire ». Les contraintes induites par l'outil « angulaire » sont données dans [6].

γ' = OCM détermine la position du point courant M sur la surface de contact, avec $\gamma' \in [0, \theta]$ et $\theta \in [0, \pi/2]$.

on a :

$$\frac{\rho}{t} = \frac{1}{1 - \cos \theta}$$

On donne ici les résultats pour deux cas extrêmes de contact.

Frottement nul

Les contraintes s'écrivent

$$\sigma_{nl} = H \left[\frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} e^{(\pi - 2\gamma) \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right]$$

$$\tau_{nt} = 0$$

et les efforts réduits :

$$\mathcal{F} = \frac{A_0}{1 + 4 \operatorname{tg}^2 \varphi} \left[1 - e^{-2\theta \operatorname{tg} \varphi} (\cos \theta + 2 \operatorname{tg} \varphi \sin \theta) \right] - \operatorname{cotg} \varphi$$

$$\mathcal{N} = \frac{A_0}{1 + 4 \operatorname{tg}^2 \varphi} \left[2 \operatorname{tg} \varphi - e^{-2\theta \operatorname{tg} \varphi} (2 \operatorname{tg} \varphi \cos \theta - \sin \theta) \right] - \frac{\operatorname{cotg} \varphi \sin \theta}{1 - \cos \theta}$$

$$\text{avec } A_0 = \frac{\operatorname{cotg} \varphi}{1 - \cos \theta} \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

Frottement maximal qui correspond ici à une agglomération de matériau au contact : $(\vec{v}) = \vec{0}$.

Les contraintes s'écrivent :

$$\sigma_{nl} = (\rho + H) \left[1 + \sin \varphi \sin (2\gamma' + \varphi) \right] - H$$

$$\tau_{nt} = -(\rho + H) \sin \varphi \cos (2\gamma' + \varphi)$$

$$\text{avec } \rho + H = \frac{H}{1 - \sin \varphi} e^{(\pi/2 + \varphi) \operatorname{tg} \varphi}$$

et les efforts réduits :

$$\mathcal{F} = \frac{(\rho + H)}{C} \sin \varphi \frac{\sin \varphi (\theta + \varphi) - \sin \varphi}{1 - \cos \theta} + \frac{P}{C}$$

$$\mathcal{N} = \frac{(\rho + H)}{C} \sin \varphi \frac{\cos \varphi - \cos (\theta + \varphi)}{1 - \cos \theta} + \frac{P}{C} \frac{\sin \theta}{1 - \cos \theta}$$