

Sommaire

BIBLIOTHEQUE
HENRI VILLAT

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 76
3^e trimestre 1996

Prise en compte des pré-soutènements dans le dimensionnement
des tunnels

A. GUILLOUX, S. BRETTELLE, F. BIENVENUE

3

Analyse tridimensionnelle du comportement
des tunnels dans des terrains meubles

I. SHAHROUR, S. GHORBANBEIGI

17

Influence du coefficient d'uniformité sur
l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols

T. AYADAT, B. BELOUAHRI

25

Du pénétromètre dynamique au battage des pieux

H. GONIN

35

La simulation numérique discrète du comportement
des matériaux granulaires

A. MAHBOUBI, A. GHAOUTI, B. CAMBOU

45

Quelques aspects de la prévision des
mouvements de terrain

C. AZIMI, P. DESVARREUX

63

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : **P. Habib**

Président du Comité de Direction : **J. Lagardère**

Comité de Direction : **M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot** (Présidents des trois comités)

Comité de Rédaction : **E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser**

Revue trimestrielle

Abonnement 1996 (numéros 74 à 77) franco : 620 F

Prix au numéro franco : 180 F (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

49, rue de l'Université, 75007 Paris - Tél. : 49.54.72.72

Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 16721. Dépôt légal : septembre 1996

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1996

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

Prise en compte des pré-soutènements dans le dimensionnement des tunnels

A. GUILLOUX

S. BRETTELE

*Terrasol
Immeuble Hélios
72, avenue Pasteur,
93100 Montreuil*

F. BIENVENUE

*ENPC,
28, rue des Saints-Pères,
75007 Paris*

Résumé

Les méthodes usuelles de calcul des tunnels prenant en compte les phénomènes tridimensionnels et d'interaction sol-structure ont largement évolué récemment. Toutefois, la présence de pré-soutènements, de plus en plus fréquemment utilisés notamment pour les projets en site urbain, reste encore difficile à prendre en compte dans les méthodes existantes. L'article présente les résultats d'études théoriques permettant de proposer une méthodologie de généralisation des approches « convergence-confinement » aux cas de tunnels utilisant les méthodes de pré-soutènements (pré-voûtes, voûtes-parapluies, jet-grouting, etc.).

Effects of pre-linings on the tunnels design

Abstract

The usual design methods of tunnels, taking into consideration the tridimensional phenomena and the interactions between the structures and the ground, have been much developed recently. But the presence of « pre-linings », more and more frequently used mainly for projects in urban environment, remains difficult to consider in the existing approaches. The paper describes the results of theoretical analysis, and propose a methodology generalizing the classical « convergence-confinement » approaches for the tunnels using pre-lining methods (pre-vault, umbrellas, jet-grouting...).

Introduction

Depuis une vingtaine d'années, il est devenu d'usage courant de prendre en considération les phénomènes tridimensionnels intervenant dans le comportement d'un ouvrage souterrain au voisinage du front de taille, en utilisant les approches du type méthode convergence-confinement.

Le principe consiste à déterminer la valeur du taux de déconfinement, directement lié à la convergence de l'excavation, à une distance donnée du front d'un tunnel dans le but de réaliser une étude bidimensionnelle au niveau de cette section, le plus souvent à l'aide d'un calcul par éléments finis, permettant de tenir compte de la géométrie exacte de l'ouvrage et du phasage de réalisation. Cette démarche se justifie par le fait que des calculs numériques tridimensionnels restent encore aujourd'hui lourds à mettre en œuvre.

Des progrès considérables ont été réalisés ces dernières années dans l'évaluation de la variation du taux de déconfinement en arrière du front d'un tunnel sou-

tenu. La rigidité du soutènement peut ainsi être prise en compte dans l'évaluation des contraintes et des convergences observées loin en arrière du front dans le cas d'un tunnel simplement soutenu (Bernaud, Rousset, 1992). Toutefois, les méthodes actuelles d'évaluation du taux de déconfinement restent limitées aux cas des soutènements mis en œuvre en arrière du front.

Or, de plus en plus de projets souterrains sont à réaliser dans des terrains de qualité médiocre et dans des environnements sensibles aux déformations, ce qui conduit à utiliser fréquemment des techniques de pré-soutènement (pré-voûtes, voûtes-parapluies, boulonnage du front de taille), qui viennent agir sur le terrain dans la zone du front de taille et parfois même loin en avant de celui-ci. Mais les méthodes actuelles d'évaluation des taux de déconfinement ne permettent pas de prendre en compte l'effet de ces modifications de contraintes et de comportement en avant du front.

L'objet de cet article est ainsi de proposer une méthodologie et des résultats destinés à appliquer l'approche convergence-confinement dans le cadre de la mise en place de pré-soutènements.

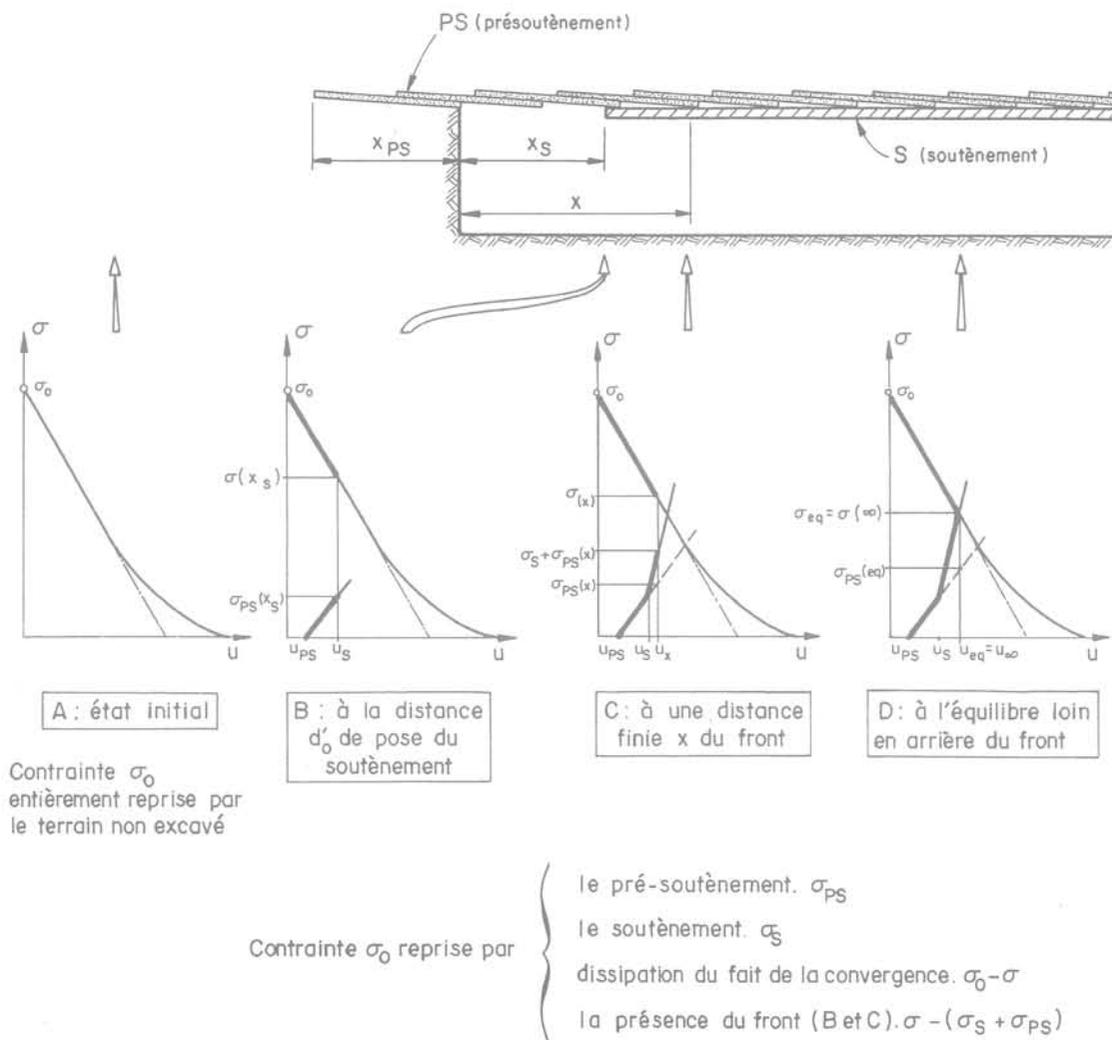


FIG. 1 Répartition des contraintes au cours du creusement.
Distribution of stresses during excavation.

Évolution des contraintes au cours du processus de creusement d'un tunnel

Lorsqu'on vient de réaliser une excavation au sein d'un massif de terrain, la contrainte initiale régnant dans ce massif se trouve répartie sous trois formes au niveau d'une section située au voisinage du front de taille (Fig. 1) :

- l'énergie potentielle associée à cette contrainte est partiellement dissipée par déplacement du terrain (phénomène de convergence) ;
- une part de la contrainte est reprise par la présence du terrain non excavé (influence du front), pour les sections situées à faible distance du front ;
- une part de la contrainte est reprise par les diverses formes de (pré)-soutèvements mis en place.

Il apparaît que l'influence des différents éléments permettant de reprendre cette contrainte initiale (terrain non excavé, différentes formes de (pré)-soutèvements), n'est pas limitée aux zones où ces éléments sont présents. Ainsi, à un ou deux diamètres en arrière du front, l'état d'équilibre de l'excavation n'est pas encore atteint et l'influence du front se fait encore sentir. Cette remarque a conduit à l'introduction de la notion de pression fictive de soutènement destinée à tenir compte de la présence du front de taille et de son influence au niveau d'une section située à une distance x en arrière de celui-ci : par cet intermédiaire, l'étude d'un tunnel en cours de creusement peut alors se ramener à l'étude d'un tunnel infini soumis à une certaine pression fictive $\sigma(x)$, définie à partir de la contrainte initiale σ_0 et du taux de déconfinement $\lambda(x)$:

$$\lambda(x) = 1 - \frac{\sigma(x)}{\sigma_0}$$

En pratique, l'étude d'une section de tunnel (pré)-soutenu situé à une distance finie du front est en général conduite de la façon suivante (Fig. 2) :

- 1 : détermination de la courbe de comportement du terrain (courbe de convergence du terrain) ;
- 2 : détermination de la courbe donnant la convergence $u(x)$ en fonction de la distance x par rapport au front (en avant ou en arrière de celui-ci) ;
- 3 : estimation des différentes formes de répartition de la contrainte initiale et en particulier de la valeur de la pression fictive correspondant à la part de la contrainte σ_0 reprise par la présence du front ;
- 4 : calcul numérique à l'aide d'une modélisation bidimensionnelle de la section considérée dans lequel on appliquera sur la surface d'excavation la pression fictive déterminée précédemment.

Le point le plus délicat d'une telle approche demeure l'étape 2 de détermination de la courbe de convergence en fonction de la distance au front. Cette approche se fait en général en considérant un problème axisymétrique et, selon les cas, en prenant en compte les raideurs et les distances de pose des divers (pré)-soutèvements ; en fonction des distances de pose des (pré)-soutèvements (x_{ps} et x_s) et de la distance x de la section considérée, on détermine la convergence $u(x)$ au niveau de la section :

- le problème a été initialement ramené au cas simple du tunnel non soutenu ; c'est celui présenté dans les recommandations de l'AFTES (1984) ;

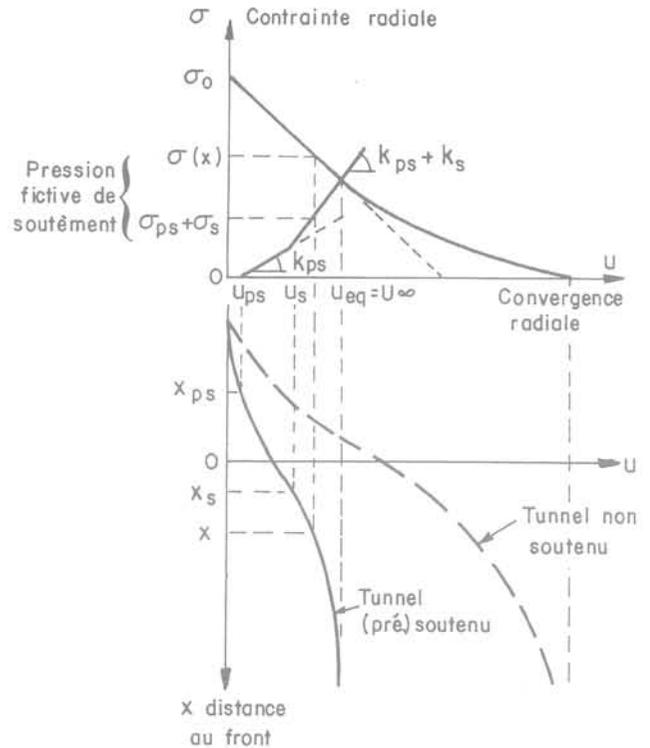


FIG. 2 Étude du creusement d'un tunnel à l'aide d'une modélisation bidimensionnelle.

Analysis of tunnel excavation by 2D-modelisation.

- le cas d'un tunnel soutenu « traditionnellement » en arrière du front a ensuite été étudié, conduisant à des méthodes telles que la Nouvelle Méthode Implicite (Bernaud *et al.*, 1992 et 1994) ;

- l'objet de cet article est de présenter des résultats obtenus récemment dans le cas de mise en place de pré-soutèvements (en avant du front).

Quelques remarques sur les méthodes de pré-soutènement

Il existe dans la pratique diverses méthodes de pré-soutènement, qui sont le plus souvent associées à des soutèvements classiques (cintres, béton projeté, boulons) mis en place en arrière du front. Ces pré-soutèvements peuvent dans certains cas être combinés entre eux. On ne décrira pas ici en détail les différentes méthodes utilisées, mais on se limitera à en donner les principales caractéristiques ayant une incidence sur le comportement.

• La mise en place d'une voûte-parapluie

C'est une méthode consistant à introduire dans le sol à partir du front de taille des barres ou tubes métalliques quasi parallèles à l'axe du tunnel (inclinaison de 8 à 10° par rapport à l'horizontale), sur des longueurs de 10 à 15 m en général, avec un recouvrement entre deux voûtes successives de l'ordre de 2 à 5 m. Les tubes peuvent être soit foncés, soit scellés au terrain par injection de coulis. Au fur et à mesure de l'avancement, le dis-

positif est complété par la mise en place d'un soutènement souvent constitué de cintres et béton projeté.

La voûte-parapluie permet en pratique de protéger la zone de découps en reportant les charges d'une part sur le terrain en avant de l'excavation et d'autre part sur le soutènement en arrière (report de charges longitudinal). Étant constituée d'éléments qui ne sont pas complètement solidarisés transversalement, elle ne peut pas en général être considérée comme constituant une coque (peu de report de charges transversal), et elle est par conséquent associée à un soutènement « traditionnel ».

• **La méthode de pré-découpage mécanique et pré-voûte**

Cette méthode consiste à réaliser à l'avancement, à l'aide d'une haveuse, une saignée périphérique épousant la ligne d'extrados du futur ouvrage. Cette saignée est immédiatement remplie de béton projeté à haute résistance aux jeunes âges. Après durcissement du béton, la coque protectrice (pré-voûte) assure le soutènement de la travée en cours de creusement, ce qui permet de l'associer de plus en plus souvent à un terrassement en pleine section, avec en général un renforcement du front.

L'épaisseur de la saignée est de l'ordre de 15 à 25 cm, sa longueur est d'environ 4 à 5 m. Le recouvrement entre deux éléments tronconiques successifs est variable suivant la nature du terrain, mais le plus souvent de l'ordre de 0,5 à 1 m.

• **Réalisation de colonnes de jet-grouting horizontales**

Cette méthode consiste à réaliser à l'avancement des zones tronconiques de terrain traité grâce à la réalisation de colonnes de jet-grouting quasi parallèles à l'axe du tunnel, de diamètre pouvant varier entre 0,5 et 0,8 m. En réalisant des colonnes sécantes, on peut créer une coque continue, dont l'épaisseur peut être augmentée en multipliant le nombre d'auréoles, et ainsi obtenir un effet de voûte artificiel même dans des terrains totalement dépourvus de cohésion. Le principe de fonctionnement est le même que pour une voûte-parapluie, mais avec un report de charges transversal bien meilleur, dans la mesure où l'on peut considérer que les auréoles constituent une coque continue.

• **Renforcement du front de taille par des boulons en fibre de verre**

Cette méthode est particulièrement adaptée aux terrains susceptibles d'extrusion ou dans le cas d'excavation en pleine section amenant une surface du front de taille importante. Elle peut dans ce cadre être associée à d'autres méthodes de pré-soutènement. Elle consiste à mettre en place parallèlement à l'axe du tunnel une série de boulons en fibre de verre scellés au coulis de ciment dans des forages préalables. Ces boulons allient une résistance très élevée à une grande fragilité ce qui permet de les briser facilement avec l'outil d'excavation. La longueur des boulons, principalement limitée par les conditions de mise en œuvre, est en général de 15 à 20 m, avec un recouvrement entre deux séries successives de boulons.

Toutes ces techniques ont pour points communs de venir renforcer le terrain au niveau du front de taille, voire en avant de celui-ci. Elles participent de manière très efficace à la stabilisation de la zone particulièrement sensible du front et par conséquent à la stabilisation de l'ensemble de l'ouvrage. Il faut enfin noter que

leur mise en place permet en général de limiter de façon très sensible les convergences de l'excavation au niveau du front comme très loin de celui-ci. Elles sont donc particulièrement bien adaptées au cas des excavations réalisées dans des terrains meubles et instables.

Elles ne sont cependant pas équivalentes et l'on peut effectuer des distinctions selon plusieurs critères :
 – l'étendue de la zone affectée peut être sensiblement différente selon les techniques : une voûte-parapluie ou des colonnes de jet-grouting pourront intervenir loin en avant du front (une distance pré-soutenue de l'ordre de 15 m est tout à fait courante). Une pré-voûte ne pourra pas quant à elle s'avancer à plus de 4 ou 5 m en avant du front : son action sera par conséquent limitée à la zone du front ;

– la distance pré-soutenue sera par conséquent considérée comme variable lorsque plusieurs phases d'excavation peuvent être réalisées entre deux mises en place successives du pré-soutènement (voûte-parapluies ou jet-grouting). Elle pourra en première approche être considérée comme constante dans les autres cas (pré-voûte) ;

– les modes de fonctionnement mécanique des divers types de pré-soutènements sont divers : lorsque les différents éléments constituant le pré-soutènement sont solidaires entre eux (éléments de pré-voûte, colonnes de jet-grouting avec un certain recouvrement...), leur comportement peut être modélisé par celui d'une coque. Dans le cas d'une voûte-parapluie, le comportement de la structure sera beaucoup mieux approché en considérant des éléments de poutre reposant sur le terrain non excavé d'une part et sur le soutènement mis en place en arrière du front d'autre part. On pourra, néanmoins, effectuer une analyse intéressante en axi-symétrie en considérant une zone de terrain améliorée par la présence de la voûte-parapluie, notamment lorsque les tubes sont scellés au terrain par injection sous forte pression. On effectuera ici l'étude en considérant pour cette zone des caractéristiques moyennes tenant compte de la présence des éléments de renforcement selon un principe d'homogénéisation (Fig. 3).

Un renforcement du front par des boulons en fibre de verre met, quant à lui, en jeu des mécanismes fondamentalement différents où il convient de considérer

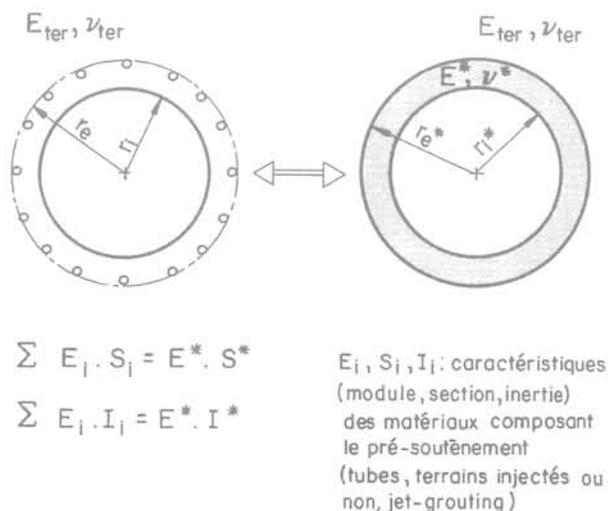


FIG. 3 Principe d'homogénéisation. Homogénéisation principe.

un volume de terrain traité. L'action de ce dernier type de pré-soutènement ne sera pas envisagée dans le présent article.

On distinguera donc fondamentalement ici deux types de pré-soutènements :

- les pré-soutènements de type 1, qui intéressent un volume de terrain important et viennent agir loin en avant du front. Il s'agit en particulier de la voûte-parapluie et des colonnes de jet-grouting horizontales. *Il faut alors tenir compte ici de l'épaisseur du terrain traité et la longueur pré-soutenue ne peut être considérée comme constante.* On a en outre considéré dans ce cas que la mise en place d'un tel pré-soutènement formait une couronne de terrain traité (coque) de caractéristiques homogènes équivalentes ;

- les pré-soutènements de type 2, dont l'action est localisée au voisinage du front, c'est-à-dire ceux qui intéressent un volume de terrain relativement faible. Il s'agit typiquement de la pré-voûte. Compte tenu de la faible épaisseur du pré-soutènement, *on a assimilé la surface de contact entre le pré-soutènement et le terrain à la surface d'excavation.* De plus, dans la mesure où un élément de pré-voûte est en général réalisé à chaque phase d'excavation, *on a considéré la longueur pré-soutenue comme constante.*

4

Approches usuellement utilisées dans le cas de la mise en place de soutènements classiques

Il est intéressant à ce niveau de préciser les hypothèses et le domaine de validité des diverses méthodes dérivant de la méthode convergence-confinement afin de mettre en évidence la nature des études complémentaires à effectuer pour estimer l'action des pré-soutènements.

Le principe de ces méthodes ne sera pas décrit en détail ici mais a fait l'objet d'un certain nombre de publications citées en bibliographie. Ces méthodes fournissent une estimation de la convergence $u(x)$ à une certaine distance x en arrière du front à partir de la donnée (explicite ou non) de la convergence de l'excavation à l'endroit de la pose du soutènement. La détermination de celle-ci repose sur l'évaluation de :

- la convergence au front $u(0)$;
- la convergence loin en arrière du front u_{∞} ;
- une fonction dite fonction de forme $a(x)$ définie pour $x > 0$ (en arrière du front) par la relation :

$$a(x) = \frac{u(x) - u(0)}{u_{\infty} - u(0)}$$

On peut alors citer trois méthodes applicables en théorie :

- la méthode convergence-confinement « classique » : elle utilise les valeurs de $u(0)$ et $a(x)$ déterminées dans le cas du tunnel non soutenu ; u_{∞} est prise égale à la convergence à l'infini du tunnel non soutenu ;
- la « Méthode implicite » : elle utilise encore les valeurs de $u(0)$ et $a(x)$ déterminées dans le cas du tunnel non soutenu ; mais u_{∞} est prise égale à la convergence à l'infini du tunnel soutenu ;
- la « Nouvelle Méthode implicite » : la valeur de $u(0)$ reste calculée à partir du cas du tunnel non soutenu ; mais la fonction de forme $a^*(x)$ se calcule à partir de la

fonction de forme du tunnel non soutenu $a(x)$ en utilisant la relation $a^*(x) = a(\alpha \cdot x)$ où le coefficient α (fonction de soutènement) ne dépend que de la raideur du soutènement. u_{∞} est prise égale à la convergence à l'infini du tunnel soutenu.

Il convient néanmoins de noter que ces approches :

- ne permettent pas de décrire les phénomènes se produisant en avant du front,

- ne tiennent pas compte de la convergence réelle au niveau du front, et notamment de l'influence de la distance de pose du soutènement,

et ne sont en tout cas pas directement applicables à l'étude de la mise en place de pré-soutènements ni même dans un certain nombre de cas où un soutènement classique est mis en place très près du front.

5

Méthode d'étude

Afin d'étudier l'influence des pré-soutènements sur la courbe de convergence en fonction de la distance au front, on a effectué une série de calculs numériques par éléments finis sur un modèle axisymétrique. Le code utilisé était CESAR, développé par le LCPC, avec le maillage représenté sur la figure 4.

Les hypothèses associées à ce type de calcul sont celles relatives à l'utilisation de la méthode convergence-confinement, correspondant en fait aux tunnels creusés à grande profondeur :

- une géométrie de l'excavation pas trop éloignée de l'axisymétrie ;
- un massif de terrain homogène et isotrope ;
- les types de comportement du terrain envisagés ici sont un comportement élastique linéaire ou élasto-plastique parfait avec le critère de Tresca, dont quelques cas ont été envisagés.

Il apparaît en pratique qu'une étude peut être effectuée en faisant varier l'ensemble des paramètres adimensionnels indépendants suivants :

$U = u/r$ convergence u rapportée au rayon r de l'excavation.

En élasticité :

$\sigma'_0 = \sigma_0/E$ contrainte initiale régnant dans le terrain σ_0 rapportée au module d'Young E de celui-ci ;

ν coefficient de Poisson du terrain ;

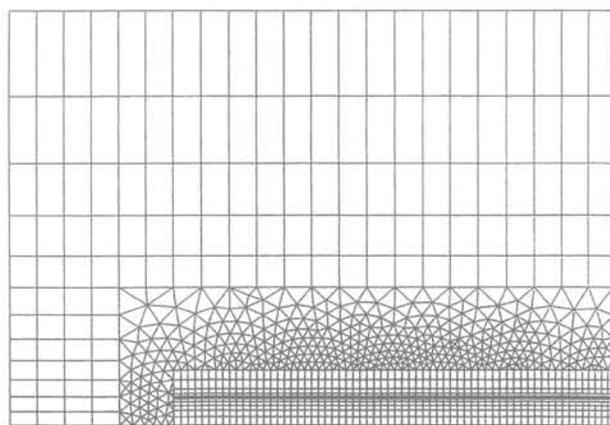


FIG. 4 Maillage utilisé. FEM mesh used for the calculations.

$K'_s = K_s/E$ rigidité du soutènement K_s rapportée au module d'Young du terrain E ;

$d'_0 = d_0/r$ distance de pose du soutènement au front de taille d_0 rapportée au rayon r de l'excavation. On considérera qu'une valeur positive de d'_0 correspond à la distance de pose au front d'un soutènement classique et qu'une valeur de d'_0 négative correspond à une distance pré-soutenue, ce qui permet une relation de continuité entre des méthodes *a priori* fondamentalement différentes comme le soutènement d'un tunnel par projection de béton en arrière du front et la mise en place d'une pré-voûte.

En plasticité :

On y ajoute N_s , coefficient de stabilité du massif. Si le comportement du massif suit une loi de type Tresca, $N_s = \sigma_0/c_u$ est égal au rapport de la contrainte initiale σ_0 régnant dans le massif sur la cohésion c_u de celui-ci.

La méthode d'étude s'articule autour de trois étapes :

- l'estimation de la convergence au niveau du front ;
- l'estimation de la forme de la courbe de convergence en avant du front, et donc la détermination de la convergence en tout point en avant du front ;
- la détermination de la convergence en arrière du front par adaptation des méthodes classiques.

Le lien entre la convergence de l'excavation et la contrainte (réelle ou fictive) appliquée sur la surface de celle-ci est effectué à l'aide de la loi de comportement du terrain (symbolisée par la courbe de terrain dans la méthode convergence-confinement).

Le principe de la démarche utilisée consiste à réaliser des études paramétriques en utilisant les calculs

éléments finis en axisymétrie, puis à rapprocher les résultats obtenus par des formulations analytiques reproduisant au mieux les résultats des calculs numériques. On présente en annexe l'essentiel des résultats détaillés obtenus (résultats des calculs numériques et calage par formules analytiques). Une synthèse des principaux résultats, avec les formulations analytiques, et de leur utilisation pratique est décrite ci-après.

6

Résultats obtenus en élasticité

En premier lieu, il est intéressant de présenter la figure 5, qui montre les courbes convergence/distance au front obtenues pour différentes distances de pose d'_0 du soutènement, à partir des calculs numériques dans un cas particulier ($\nu = 0,48$; $\sigma'_0 = 0,006$; $K'_s = 7$). On observe très bien que les convergences augmentent avec d'_0 , notamment entre les valeurs négatives (pré-soutènements) et les valeurs positives (soutènements).

6.1

Convergence au niveau du front U(0)

6.1.1

Cas du tunnel non soutenu

Ce cas a largement été étudié dans la pratique. Dans le cadre de cette étude, il nous a paru intéressant de préciser l'influence du coefficient de Poisson sur la convergence au front. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 6, qui montre que cette influence,

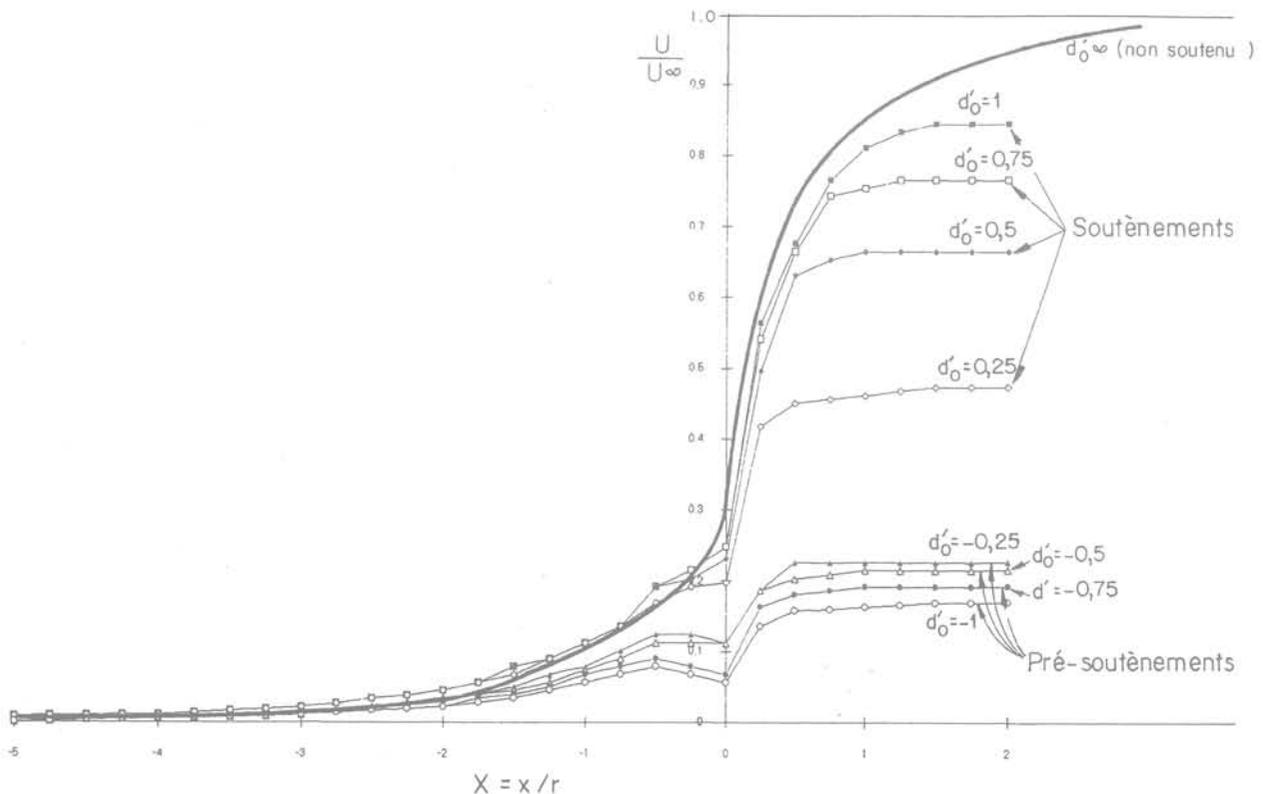


FIG. 5 Courbes de convergence en fonction de la distance de pose d'_0 .
Convergences curves with respect to lining placement distance d'_0 .

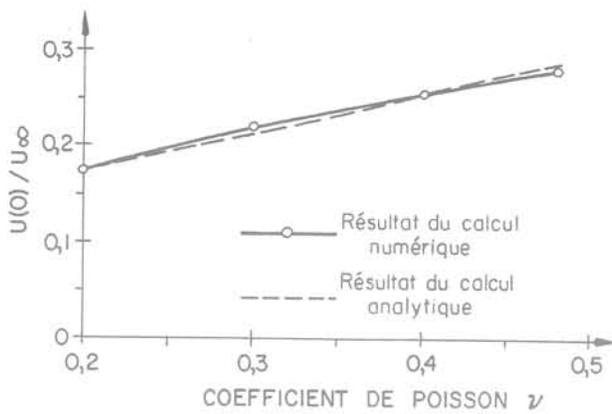


FIG. 6 Influence du coefficient de Poisson sur la convergence au front.
Influence of the Poisson ratio on the convergence at the face.

souvent négligée en pratique, peut parfois être significative. Elle peut être approchée par la formule suivante :

$$\frac{U(0, \nu)}{U_{\infty}} = 0,4 \cdot \nu + 0,095$$

où U_{∞} désigne la convergence à l'infini du tunnel non soutenu :

$$U_{\infty} = (1 + \nu) \cdot \sigma_0'$$

Dans toute la suite de l'étude, on se limitera au cas $\nu = 0,48$ (proche de 0,5), qui conduit à la relation usuelle $U(0) = 0,287 U_{\infty}$.

6.1.2

Cas de la mise en place d'un pré-soutènement de type 2 (pré-voûte ou soutènement classique par mise en place de béton projeté)

L'étude réalisée dans ce cas conduit à déterminer la convergence au front dans les deux cas extrêmes suivants :

- le cas où le tunnel n'est pas soutenu : on se ramène alors au cas précédent. La valeur de la convergence au front dans ce cas sera notée $U(0, +\infty)$;
- le cas où le pré-soutènement s'avance à une distance infinie en avant du front. La convergence au front dans ce cas sera notée $U(0, -\infty)$, qui peut s'exprimer par la relation suivante (cf. annexe A11) :

$$U(0, -\infty) = \frac{(1 + \nu) \cdot \sigma_0'}{(1 + \nu) \cdot K_s + 1} \cdot \left(0,74 - \frac{1}{(K_s + 3)^{0,7}} \right) \cdot \frac{0,4 \cdot \nu + 0,095}{0,287}$$

Dans les cas intermédiaires, où la distance de pose du (pré-)soutènement a une valeur finie d_0' , la convergence au front de taille $U(0, d_0')$ se situe intuitivement entre les deux valeurs calculées précédemment. Une loi de variation de la forme :

$$U(0) = f[U(0, -\infty), U(0, +\infty), d_0']$$

peut s'exprimer sous la forme suivante (cf. annexe A12) :

$$U(0, d_0') = \frac{U(0, +\infty) - U(0, -\infty)}{\pi} \cdot \text{Arctan}(2,8 \cdot d_0' - 0,3) + \frac{U(0, +\infty) + U(0, -\infty)}{2}$$

6.1.3

Cas de la mise en place d'un pré-soutènement de type 1 (voûte-parapluie ou de colonnes de jet-grouting)

Comme il a été noté plus haut, ces formes de pré-soutènement interviennent loin en avant du front ce qui ne permet plus de considérer la distance pré-soutenue comme constante. Les résultats numériques ont montré que la convergence au front était fortement atténuée dans le cas de la mise en place de telles formes de pré-soutènements. On pourra donc utiliser en première approximation la valeur de la convergence du tunnel infiniment soutenu, déterminé selon la formule du paragraphe 6.1.2 :

$$U(0) = U(0, -\infty)$$

6.2

Convergence en avant du front

De façon très générale, la convergence en avant du front peut être très bien approchée par une fonction de forme $b(x)$ du type :

$$b(x) = \frac{U(x)}{U(0)} = \frac{1}{1 - \beta \cdot x + x^2}$$

où $\beta(\nu, K_s', d_0')$ dépend des paramètres du problème.

Des indications quant à la détermination de ce coefficient β sont données en annexe A2. On retiendra qu'il varie en fonction du coefficient de Poisson ν selon une loi du type suivant, pour le tunnel non soutenu :

$$\beta(\nu) = \ln(-9 \cdot \nu^2 + 10 \cdot \nu - 0,9)$$

qui conduit, pour $\nu = 0,48$, à la valeur usuelle de $\beta = 0,6$.

TABLEAU I Valeurs de $\beta(K_s', d_0')$ pour $\nu = 0,48$.

K_s'	Distance de pose d_0'									
	$-\infty$	-1	-3/4	-1/2	-1/4	1/4	1/2	3/4	1	$+\infty$
0,35	0,6									0,6
0,7	0,3	0,3	0	0,5	0,4	0,3	0,2	0,4	0,6	0,6
7	-0,2	-1	-1	(-0,8)	-0,65	-0,2	0,1	0,25	0,2	0,6
35										-0,6

Cette fonction β dépend également des caractéristiques du (pré-)soutènement (raideur K'_s et distance de pose d'_0). Aucune loi générale n'a pu être définie, mais quelques résultats sont présentés dans le tableau I qui peuvent servir de guide pour le choix de valeurs de références.

La détermination de cette loi $\beta(v, K'_s, d'_0)$, associée à l'estimation de la convergence au front $U(0)$, permet de déterminer la valeur de la convergence en tout point situé en avant du front.

6.3

Convergence en arrière du front

Les étapes précédentes permettent de déterminer les valeurs de la convergence au niveau du front et en avant de celui-ci. On peut en particulier obtenir la valeur de la convergence à l'endroit de la pose d'un éventuel pré-soutènement. Pour déterminer la convergence loin en arrière du front, on propose la démarche suivante :

– dans le cas de la mise en place d'un soutènement classique, une évaluation précise de la convergence au front associée à l'application de la Nouvelle Méthode Implicite (NMI) fournit des résultats extrêmement proches de ceux obtenus par les calculs numériques.

$$a(X) = \frac{U(X) - U(0)}{U_\infty - U(0)} = 1 - \left(\frac{0,84}{\alpha \cdot X + 0,84} \right)^2$$

où le coefficient $\alpha(K'_s)$ dépend de la rigidité du soutènement selon une loi du type (Bernaud, Rousset, 1992) :

$$\alpha = 1 + 0,635 \cdot K'_s - 0,0293 \cdot K'^2_s + 0,781 \cdot 10^{-3} \cdot K'^3_s - 0,64 \cdot 10^{-5} \cdot K'^4_s$$

– dans le cas des pré-soutènements, il paraît préférable de retenir une approche de type convergence-confinement (CVCF), fondée sur la détermination préalable de la valeur de la convergence au moment de la mise en place du pré-soutènement $U(d'_0)$ telle qu'exposée en 6.2, et qui permet notamment de déterminer la convergence à l'équilibre loin en arrière du front U_∞ :

$$U_\infty = \frac{\sigma'_0 + K'_s \cdot U(d'_0)}{K'_s + \frac{1}{1+\nu}}$$

– la détermination de la convergence en tout point situé à l'arrière du front (en particulier la convergence lors de la pose du soutènement) peut être utilisée en utilisant par exemple la fonction de forme $a(x)$ du type :

$$a(X) = \frac{U(X) - U(0)}{U_\infty - U(0)} = 1 - \left(\frac{0,84}{X + 0,84} \right)^2$$

Quelques comparaisons entre les résultats des calculs numériques et les résultats des formulations analytiques sont présentées en annexe A3.

6.4

Mise en place de plusieurs formes de (pré-)soutènements de natures différentes

Comme il a été signalé plus haut, la mise en place de pré-soutènements est généralement complétée par la mise en place d'autres types de soutènements. Lorsque l'épaisseur caractérisant chacun des types de

(pré-)soutènement est faible devant le rayon d'excavation, on peut considérer que l'interface entre le massif de terrain et les différentes structures mises en place est unique. En revanche, pour des pré-soutènements traitant le terrain en profondeur (voûte-parapluie, colonnes de jet-grouting), cette hypothèse n'est plus valable. On propose en annexe A4 un principe de calcul pour la prise en compte de la mise en place simultanée de soutènements de type 1 et de type 2. Ce principe est ensuite illustré sur un cas particulier.

7

Limite du domaine élastique

Dans le cas de la mise en place de pré-soutènements dans un massif de terrain au comportement élasto-plastique, il apparaît que la validité d'une étude fondée sur l'hypothèse d'un comportement élastique du terrain ne se limite pas aux seuls cas où le coefficient de stabilité N_s reste inférieur à 1. En effet, l'objectif est alors de maintenir le terrain le plus possible en état élastique : le fait d'intervenir pour confiner le terrain en avant du front peut lui permettre de conserver un comportement élastique même lorsque ce coefficient de stabilité atteint des valeurs importantes.

On distingue en réalité deux types de zones plastifiées susceptibles d'apparaître autour d'un tunnel (Fig. 7) :

- une zone plastifiée située au voisinage du front qui apparaît systématiquement même pour des valeurs très faibles du coefficient de stabilité. Celle-ci se « déplace » avec le front et ses dimensions restent par conséquent limitées ;
- une zone plastifiée située autour de l'excavation qui subsiste une fois le front très éloigné.

Il est particulièrement intéressant de déterminer les valeurs des paramètres pour lesquelles cette seconde zone n'apparaît pas. On peut en particulier réaliser cette étude en utilisant les résultats obtenus en élasticité et en se plaçant à la limite d'un tel comportement : il suffit de déterminer la valeur $K'_{s,pla}(-\infty)$ pour laquelle un tunnel « infiniment pré-soutenu » ne verra pas l'apparition d'une zone plastifiée rémanente. En pratique on détermine $K'_{s,pla}(-\infty)$, pour un pré-soutènement infiniment long, de façon à ce que la valeur de la convergence à l'équilibre U_∞ soit égale à la valeur de la convergence U_e correspondant à la limite entre le domaine élastique et le domaine plastique (cf. figure 8a). On obtient ainsi la relation suivante :

$$K'_{s,pla}(-\infty) = \frac{N_s - 1}{1 + \nu}$$

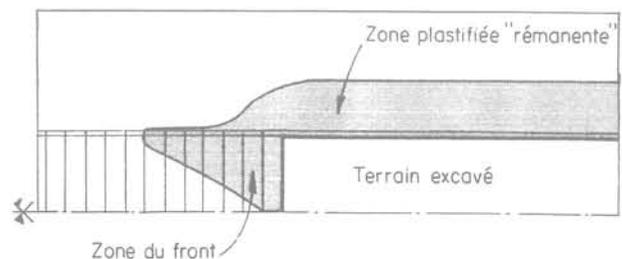


FIG. 7 Apparition des différentes zones plastifiées.
Location of different plastic zones.

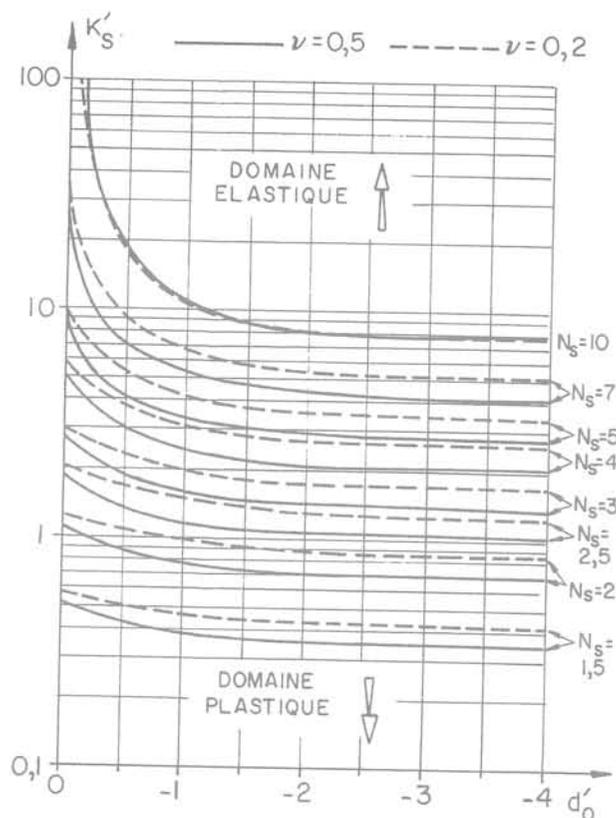
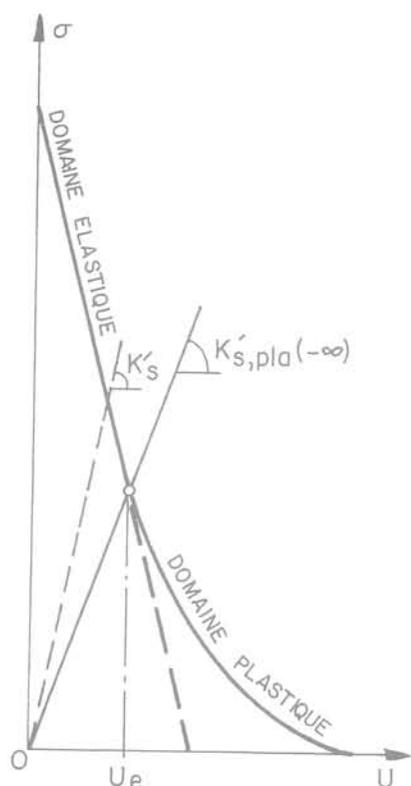


FIG. 8 Limite du comportement élastique du terrain.
Limits of the elastic behaviour of the ground.

et la relation entre $K'_{s,pla}$ et la distance de pose du pré-soutènement d'_0 est traduite par un abaque permettant de prévoir le type de comportement du terrain (cf. figure 8 b, où la valeur de $K'_{s,pla}(-\infty)$ correspond à l'asymptote des différentes courbes) :

- si $K'_s < K'_{s,pla}(-\infty)$: il y aura une apparition d'une zone plastifiée quelle que soit la distance pré-soutenue ;
- si $K'_s > K'_{s,pla}(-\infty)$: l'apparition ou non d'une zone plastifiée dépendra de la distance pré-soutenue.

8

Résultats obtenus en plasticité

Enfin, un certain nombre de calculs effectués en considérant un comportement élasto-plastique du terrain dans le cas où une zone plastifiée apparaît autour de l'excavation a permis de mettre en évidence quelques tendances, illustrées par les figures présentées en annexe B :

- une moins grande dépendance des phénomènes se produisant en avant du front de taille en fonction de la variation du coefficient de Poisson et de la distance de pose ;
- l'apparition d'une grande part des déplacements en avant du front lorsque le coefficient de stabilité est élevé.

La démarche pratique proposée pour l'analyse du comportement des tunnels mettant en œuvre un pré-soutènement lorsqu'il y a apparition de zones plastifiées est la suivante :

- détermination de la convergence au front $U(0)$: elle dépend *a priori*, bien sûr, des mêmes paramètres qu'en

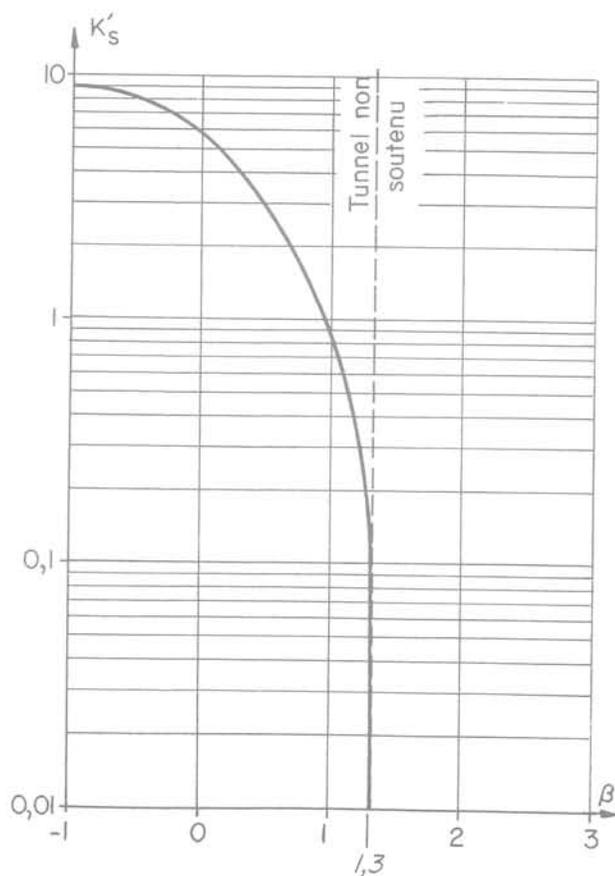


FIG. 9 Valeurs du coefficient β en fonction de la raideur du soutènement K'_s .
Values of β coefficient with respect to lining stiffness K'_s .

élasticité, et en plus du facteur de stabilité N_s . En pratique, on constate qu'elle dépend peu de K'_s et reste en fait très proche, dans le domaine élasto-plastique, de la valeur élastique déterminée pour $K'_{s,plia}$;

– détermination de la convergence en avant du front : on utilise le même type de relation entre $U(x)$ et $U(0)$ qu'en élasticité (cf. paragraphe 6.2), avec une fonction de forme $b(x)$ dépendant très peu du coefficient de Poisson ν et de la distance de pose $d'_{0'}$ mais assez nettement de la raideur du soutènement K'_{sr} , notamment lorsqu'elle est élevée : pour $K'_s < 0,1$, on peut retenir $\beta = 1,3$; au-delà on retiendra une loi de variation de β telle que représentée sur la figure 9 ;

– détermination de la convergence en arrière du front : on utilisera les mêmes méthodes qu'en élasticité (cf. § 6.3).

9

Conclusion

La présente étude a permis de confirmer la nécessité de déterminer la variation du taux de déconfinement ou de la convergence de la paroi d'un tunnel en fonction de la distance au front de taille, lorsqu'on souhaite effectuer un calcul numérique à l'aide d'un modèle bidimensionnel, et de décrire la démarche à adopter.

On a en outre mis en évidence les hypothèses d'application et les limites des méthodes liées à la méthode convergence-confinement, montrant clairement que ces méthodes ne sont pas directement applicables au cas de la mise en place de pré-soutènement. Ceux-ci ont par ailleurs pu être classés en plusieurs catégories en fonction de leurs caractéristiques géométriques et de leur mode de fonctionnement.

Un des avantages de l'utilisation des pré-soutènements est qu'ils permettent dans un grand nombre de cas de confiner suffisamment le terrain pour le maintenir dans une phase de comportement élastique, ceci même lorsque le facteur de plasticité est élevé. On a ainsi produit des abaques permettant de savoir si le terrain risquait ou non de se plastifier, compte tenu de ses caractéristiques et du type de pré-soutènement mis en place. Ces abaques peuvent être généralisés à l'ensemble des problèmes susceptibles d'être rencontrés en utilisant ces résultats obtenus en élasticité.

Que l'on se place en élasticité ou en élasto-plasticité, la méthode d'étude proposée permet de généraliser les

TABLEAU II

	Soutènement classique	Pré-soutènement de type 1 (voûte-parapluie)	Pré-soutènement de type 2 (pré-voûte)
Au front de taille	$U(0, +\infty)$ $U(0, -\infty) \rightarrow U(0)$ $d'_{0'}$	$U(0) = U(0, -\infty)$	$U(0, +\infty)$ $U(0, -\infty) \rightarrow U(0)$ $d'_{0'}$
En avant du front	Évaluation de β		
En arrière du front	Convergence au front + NMI	Convergence à la pose du pré-soutènement + CVCF	

NMI : nouvelle méthode implicite.

CVCF : méthode convergence-confinement.

résultats déjà acquis aux cas des pré-soutènements, notamment en ce qui concerne la convergence au front (en fonction du type de pré-soutènement mis en œuvre), et la forme de la courbe de convergence en avant du front. En pratique (cf. tableau II) :

– on commence par évaluer la valeur de la convergence au niveau du front de taille $U(0)$ à partir de la distance de pose et de la raideur des (pré-)soutènements ; l'effet de la distance de pose notamment constitue, même pour les soutènements classiques, un apport vis-à-vis des méthodes existantes ;

– puis on en déduit la courbe de convergence en avant du front à partir d'une fonction de forme $b(X)$, qui dépend essentiellement des distances de pose et raideurs des différents (pré-)soutènements ;

– enfin, on détermine la courbe de convergence en arrière du front de taille à partir des approches classiques (nouvelle méthode implicite ou méthode convergence-confinement selon les cas).

De plus nous avons présenté une méthode de détermination de la courbe de convergence du terrain lorsque plusieurs types de (pré-)soutènements sont mis en place, par combinaison des études précédentes.

Le travail à réaliser reste cependant important, tant pour mieux appréhender les phénomènes liés aux comportements élasto-plastiques et visco-plastiques (en particulier lorsque le coefficient de stabilité est élevé), pour modéliser de façon plus réaliste certaines formes de pré-soutènement, que pour tenir compte de géométries qui sont parfois très éloignées de l'axisymétrie.

Bibliographie

AFTES (Groupe de travail n° 7) – Soutènement et revêtement : emploi de la méthode convergence-confinement, *Revue Tunnels et Ouvrages souterrains*, n° spécial, novembre 1984.

Bernaud D., Corbetta F., Minh D.N. – Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de similitude, *Revue Française de Géotechnique*, n° 54, janvier 1991.

Bernaud D., Rousset G. – La « Nouvelle Méthode implicite » pour l'étude du dimensionnement des tunnels, *Revue*

Française de Géotechnique, n° 60, juillet 1992.

Bernaud D., Benamar I., Rousset G. – La « Nouvelle Méthode implicite » pour le calcul des tunnels dans les milieux élasto-plastiques et visco-plastiques, *Revue Française de Géotechnique*, n° 68, 1994.

Panet M. – Stabilité et soutènement des tunnels, in : La Mécanique des roches appliquée aux Ouvrages de Génie Civil, chapitre IX, Association Amicale des Ingénieurs Ancien Élèves de l'ENPC, 1976.

Panet M., Guenot A. – Analysis of convergence behind the face of a tunnel, *International Symposium « Tunneling 82 »*, Brighton, 1982.

Panet M. – Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement, *Presses de l'ENPC*, 1995.

Sato J., Ito J. – Numerical analysis of the umbrella method for tunnel excavation, *Journées AFTES de Toulon : Infrastructures souterraines de transport*, Ed. Reith, 1993.

Résultats obtenus en élasticité

A1

Étude de la convergence au niveau du front

A11

Variation de la convergence au front d'un tunnel « infiniment pré-soutenu » en fonction de la rigidité du soutènement :

$$\frac{U(0, -\infty)}{U_e} = \frac{\xi(K'_s, \sigma'_0, \nu)}{(1+\nu) \cdot K'_s + 1}$$

avec dans le cas $\nu = 0,48$:

$$\xi(K'_s) = 0,74 - \frac{1}{(K'_s + 3)^{0,7}}$$

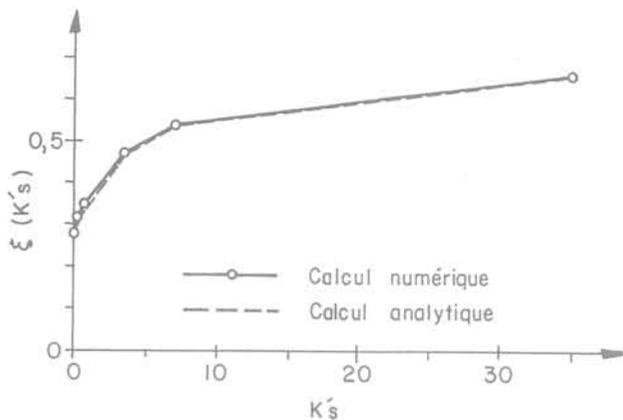


FIG. A11

On propose donc dans le cas général :

$$U(0, -\infty) = \frac{(1+\nu) \cdot \sigma'_0}{(1+\nu) \cdot K'_s + 1} \cdot \left(0,74 - \frac{1}{(K'_s + 3)^{0,7}} \right) \cdot \frac{0,4 \cdot \nu + 0,095}{0,287}$$

A12

Variation de la convergence au front d'un tunnel pré-soutenu ou simplement soutenu en fonction de la distance de pose du (pré-)soutènement :

$$U(0, d'_0) = \frac{U(0, +\infty) - U(0, -\infty)}{\pi} \cdot \text{Arctan}(2,8 \cdot d'_0 - 0,3) + \frac{U(0, +\infty) + U(0, -\infty)}{2}$$

- cas de la pré-voûte/soutènement par béton projeté ($\nu = 0,48$, $\sigma'_0 = 6 \cdot 10^{-3}$, $K'_s = 7$) (Fig. A12a) ;

- cas de la pré-voûte/soutènement par béton projeté ($\nu = 0,48$, $\sigma'_0 = 3 \cdot 10^{-2}$, $K'_s = 0,7$) (Fig. A12b).

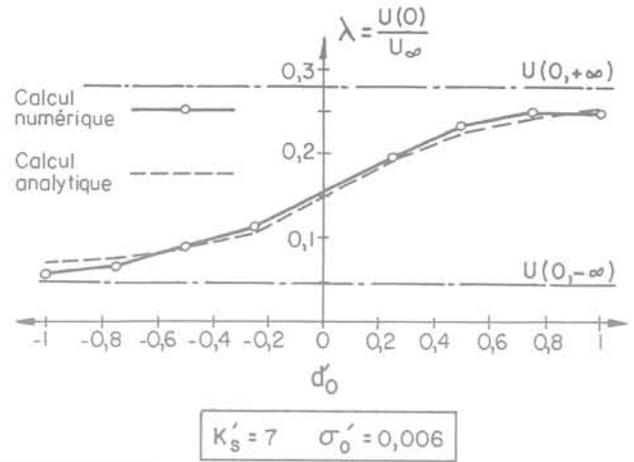


FIG. A12a

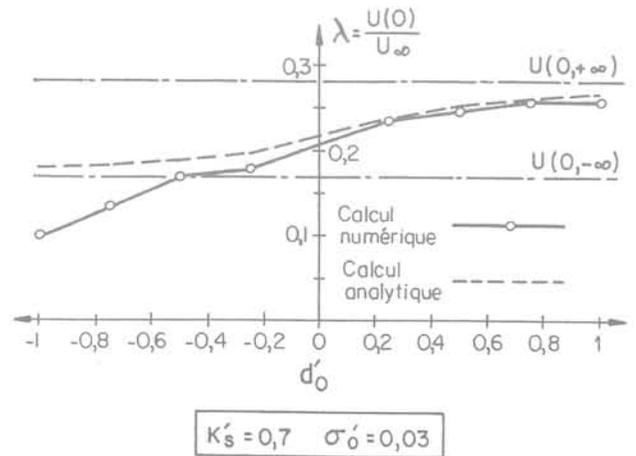


FIG. A12b

A2

Étude la convergence en avant du front

$$U(X) = U(0) \cdot b(X)$$

avec :

$$b(X) = \frac{1}{1 - \beta(\nu, K'_s, d'_0) \cdot x + x^2}$$

A21

Variation de β en fonction du coefficient de Poisson (cas du tunnel non soutenu)

$$\beta(\nu) = \ln(-9 \cdot \nu^2 + 10 \cdot \nu - 0,9)$$

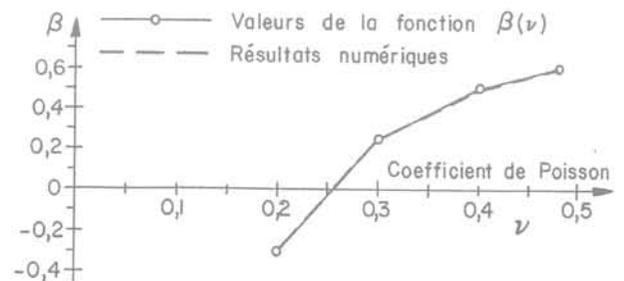


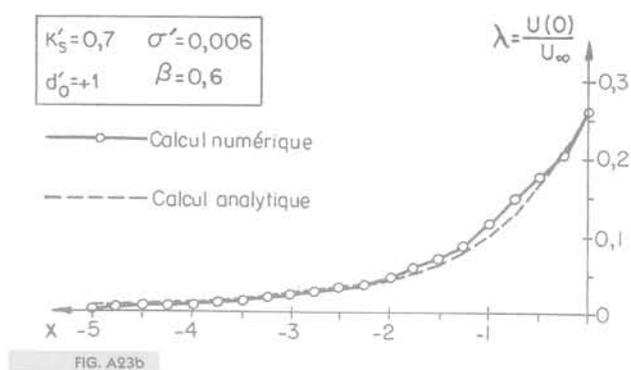
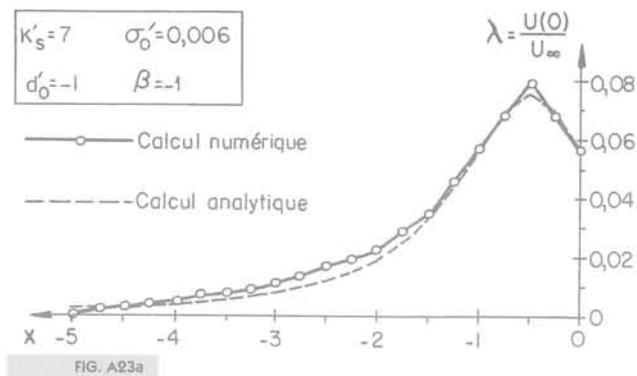
FIG. A21

A22

Variation de β des caractéristiques du soutènement (cas $\nu = 0,48$)

(Cf. tableau I au paragraphe 6.2).

Comparaisons graphiques dans quelques cas particuliers



A3

Comparaison des valeurs de convergence en arrière du front pour deux cas particuliers

Cas	d'_0	-1	-3/4	-1/2	-1/4	1/4	1/2	3/4	1
$\sigma'_0 = 6.10^{-3}$ $v = 0,48$ $K'_s = 7$	$U_{eq}(\text{numérique}).10^{-3}$	1,4	1,7	1,9	2,1	4,2	5,9	6,8	7,4
	$U_{eq}(\text{CVCF/NMI}).10^{-3}$	1,36	1,55	1,61	1,7	4,1	5,8	6,8	7,4
	$\Delta(\%)$	3	9	15	10	2	2	0	0
$\sigma'_0 = 3.10^{-2}$ $v = 0,48$ $K'_s = 0,7$	$U_{eq}(\text{numérique}).10^{-3}$	24,5	25,0	27,0	27,5	35,0	39,0	40,5	42,0
	$U_{eq}(\text{CVCF/NMI}).10^{-3}$	24,2	24,4	24,6	25,6	33,0	36,7	39,0	40,4
	$\Delta(\%)$	1	2	9	7	6	6	4	4

A4

Méthode de prise en compte de plusieurs type de (pré-)soutènements

A41

Méthode d'étude

On propose ici une méthode destinée à prendre en compte l'action combinée de (pré-)soutènements de

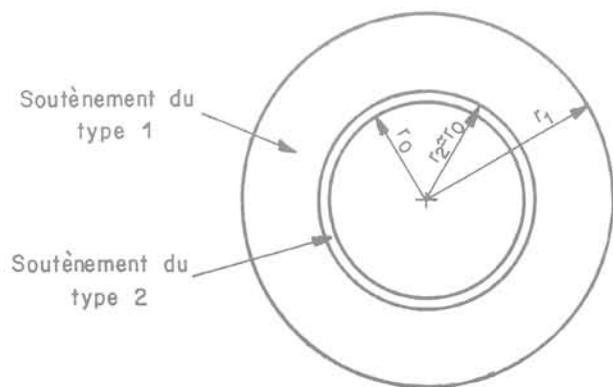


FIG. A41a Rayons d'action des différents types de soutènements.

type 1 d'une part et de type 2 d'autre part. On notera r_1 et r_2 leurs rayons d'action respectifs.

- Évaluation de la convergence au niveau du front

On commencera par estimer la convergence relative $U'(x)$ à une distance x quelconque du front de taille, pour la pose uniquement des soutènements de type 1. On estimera cette convergence au niveau de la surface constituant la limite d'action de ces pré-soutènements et située à une distance r_1 de l'axe du tunnel. Cette fonction sera déterminée en considérant que les pré-soutènements de type 1 sont posés à une distance infinie du front de taille. On retiendra en particulier la valeur de la convergence au niveau du front $U'(0)$.

Le rayon de pose des soutènements de type 2 peut en revanche être assimilé au rayon d'excavation r_0 . La convergence relative $U(\infty)$ à cette distance de l'axe dans le cas de la pose des soutènements de type 1 vaut approximativement (dans le cas $v = 0,5$, et considéré comme satisfaisant pour tous les cas étudiés) :

$$U(\infty), r_0 = \frac{r_1}{r_0} \cdot U'(\infty), r_1$$

On extrapolera ici cette relation au niveau du front en supposant que les deux courbes se déduisent l'une de l'autre par une affinité d'axe celui du tunnel et de rapport $(r_1/r_0)^2$. On notera $U(0, +\infty)$ la valeur de $U(0)$ ainsi trouvée, car elle correspond à la convergence au front dans le cas où l'on ne pose pas de soutènement de type 2.

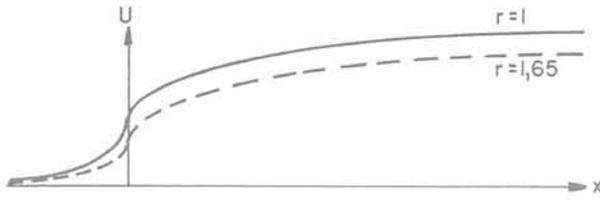


FIG. A41b Courbes de convergence du terrain à des distances différentes de l'axe du tunnel.

On notera d'autre part $U(0, -\infty)$ la convergence au front dans le cas imaginaire où l'on mettrait en place les soutènements de type 2 à une distance infinie en avant du front de taille. En notant K'_2 la somme des raideurs de ces soutènements, les résultats présentés en A11 permettent d'écrire :

$$U(0, -\infty) = \frac{U(\infty)}{(1+\nu) \cdot K'_2 + 1} \cdot \left(0,74 - \frac{1}{(K'_2 + 3)^{0,7}} \right)$$

En résumé, on peut déterminer la convergence au front dans deux cas :

- $U(0, +\infty)$ dans le cas d'un traitement du terrain par un pré-soutènement de type 1 (infini) et pas de soutènement de type 2 ;
- $U(0, -\infty)$ dans le cas d'un traitement du terrain par un pré-soutènement de type 1 (infini) et un soutènement de type 2 infini.

La connaissance de $U(0, +\infty)$ et de $U(0, -\infty)$ permet de déterminer la convergence au niveau du front en tenant compte de la distance de pose et de la raideur des soutènements de type 2. Dans le cas de la pose de plusieurs soutènements successifs, on pourra considérer une distance de pose obtenue par moyenne arithmétique des distances de pose des divers soutènements pondérés par leur raideur.

• Évaluation de la convergence en avant du front

Cette étape nécessite seulement la détermination d'une valeur du coefficient α tenant compte des diverses formes de (pré-)soutènements mis en place.

• Évaluation de la convergence en arrière du front

Celle-ci est obtenue en appliquant une méthode adaptée au soutènement de type 2 mis en place :

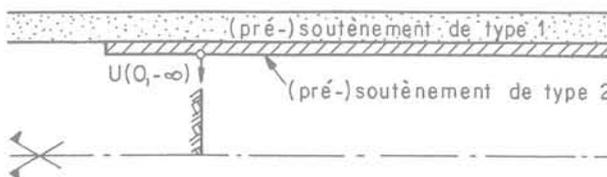
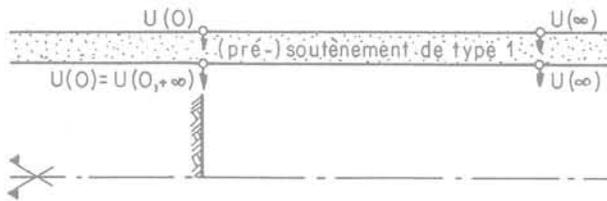


FIG. A41c Notations utilisées.

méthode convergence-confinement s'il s'agit de pré-soutènement, Nouvelle Méthode implicite s'il s'agit de soutènement classique.

A42

Exemple

Mise en place d'une voûte-parapluie (rayon d'excavation = 4 m, longueur des barres = 16 m, recouvrement = 8 m).

Paramètres adimensionnels : $\nu = 0,48$; $\sigma'_0 = 0,006$; $K'_1 = 4,72$; $K'_2 = 7$; $d'_0 = 1/4$.

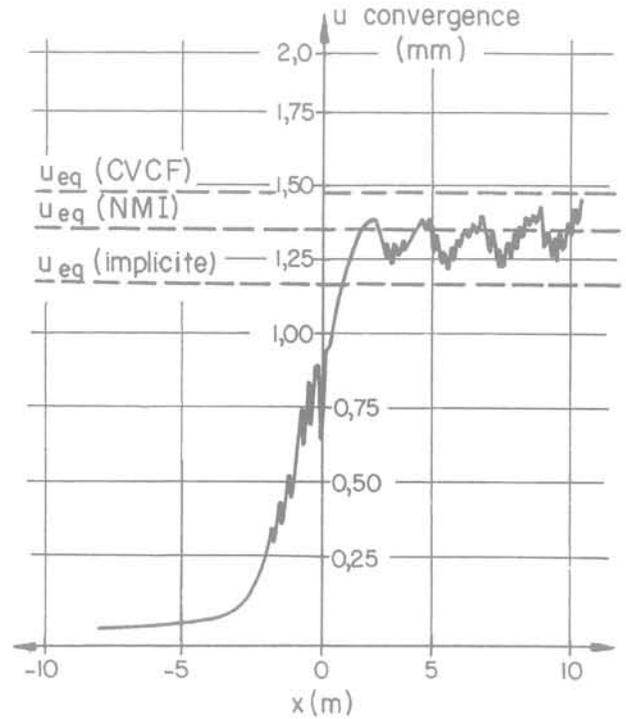


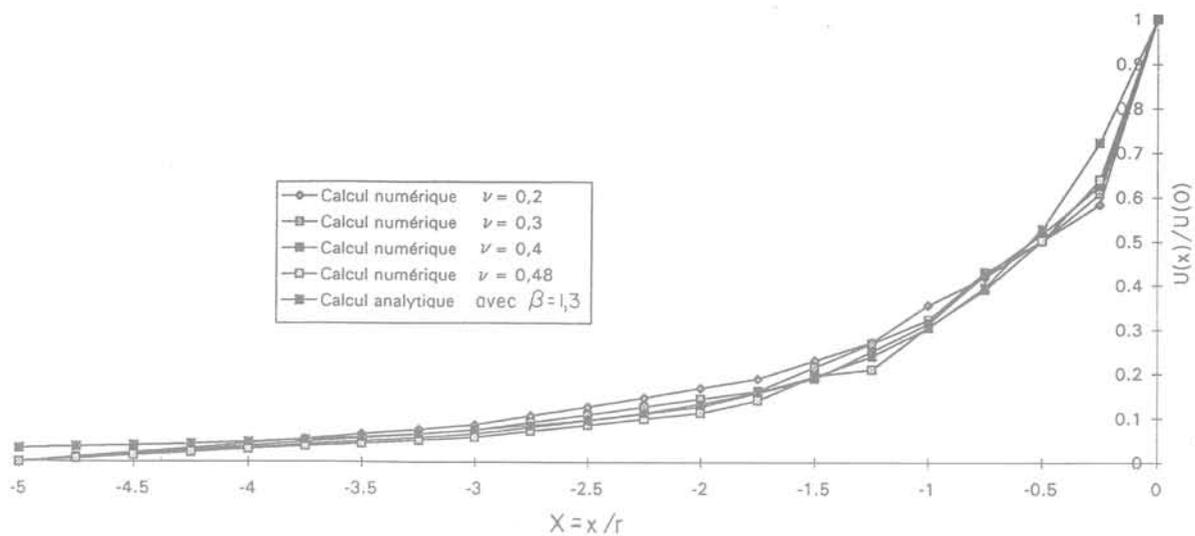
FIG. A42

Annexe B

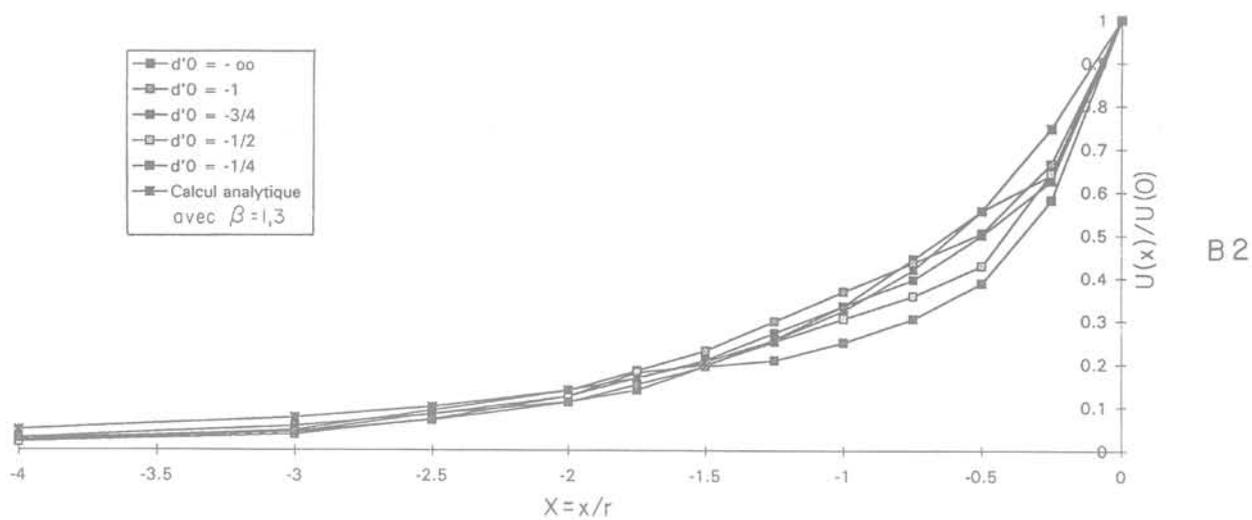
Résultats obtenus en plasticité (cas $N_s = 2$)

Les analyses sur la convergence en avant du front montrent que l'on peut utiliser le même type de relation entre $U(X)$ et $U(0)$ qu'en élasticité, avec une fonction β dépendant :

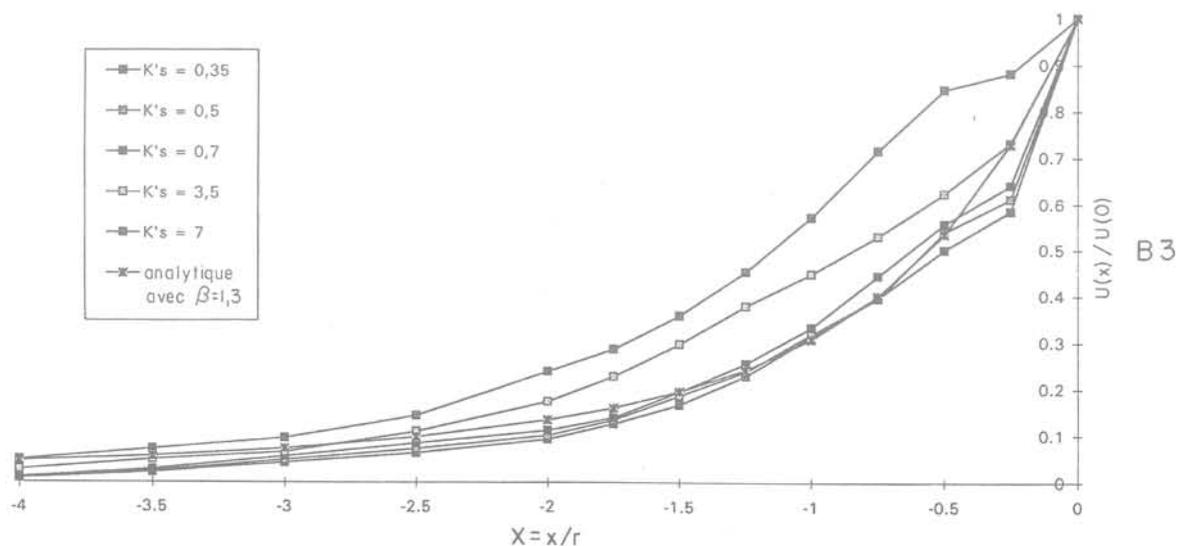
- très peu du coefficient de Poisson ν (Fig. B1) ;
- très peu de la distance de pose d'_0 (Fig. B2) ;
- assez nettement de la raideur du soutènement K'_s (Fig. B3), notamment pour les fortes raideurs : pour $K'_s < 0,1$, on peut retenir $\beta = 1,3$; au-delà on retiendra une loi de variation telle que représentée sur la figure 9 dans le texte.



GRAPHIQUE B1 Influence du coefficient de Poisson sur la convergence en avant du front



GRAPHIQUE B2 Influence de la distance de pose sur la convergence en avant du front.



GRAPHIQUE B3 Influence de la raideur du soutènement sur la convergence en avant du front.

Analyse tridimensionnelle du comportement des tunnels dans des terrains meubles

I. SHAHROUR
S. GHORBANBEIGI

Laboratoire de Mécanique
de Lille (URA 1441)
École Centrale de Lille,
59651 Villeneuve-d'Ascq

Résumé

Dans cet article on présente une analyse du comportement tridimensionnel des tunnels peu profonds. L'analyse est effectuée à l'aide d'un programme d'éléments finis (PEC3D) qui a été spécifiquement développé pour le calcul tridimensionnel des tunnels construits dans des terrains meubles. Après une analyse du comportement d'un tunnel dans un terrain argileux, on présente une étude de l'influence sur ce comportement des paramètres significatifs, tels que l'indice de stabilité, la hauteur de recouvrement, les contraintes initiales et l'épaisseur des tranches d'excavation. Les résultats des simulations tridimensionnelles seront utilisés pour étudier la possibilité d'appliquer la méthode de convergence-confinement au calcul des tunnels peu profonds.

Analysis of the three dimensional behaviour of tunnels in soft soils

Abstract

This paper contains a three dimensional analysis of the behaviour of tunnels in soft ground. This analysis is carried out using a finite element program (PEC3D) which was specifically developed for the calculation of shallow tunnels. After a study of the behaviour of a tunnel in a clayey soil, we propose to analyse the influence on this behaviour of significant parameters such as : the stability ratio, the cover thickness, the initial stresses and the width of the excavated bloc. Finally, results of the three dimensional analysis are used to study the use of the convergence - confinement method in the calculation of shallow tunnels.

Introduction

Des observations *in situ* et des analyses théoriques montrent que le champ de déplacement au voisinage du front de taille est tridimensionnel (Ranken et Ghaboussi, 1975, Wittke et Gell, 1980), Lo *et al.*, 1984, Leca et Clough, 1989). Ces mouvements peuvent être très importants si le front de taille n'est pas suffisamment stable ou si le tunnel a une forte interaction avec des ouvrages existants. Dans ce cas, l'analyse bidimensionnelle n'est pas satisfaisante, et on doit avoir recours à un calcul tridimensionnel qui prend en compte des aspects particuliers tels que le comportement non linéaire des sols, les phases de construction, l'interaction sol-revêtement et les conditions hydrauliques du terrain. Vu la complexité et le coût de ce type d'analyses, des travaux de modélisation sont généralement effectués avec des hypothèses simplifiées au niveau du comportement du sol et des phases de construction ou en utilisant des moyens informatiques puissants (Wittke et Gell, 1980, Kasali et Clough, 1982, Swoboda *et al.*, 1989, Lee et Rowe, 1990).

Afin de rendre plus aisé le calcul tridimensionnel des tunnels, le Laboratoire de Mécanique de Lille a développé un programme spécifique qui permet, grâce à une méthode de stockage particulière de la matrice de rigidité où seuls les termes non nuls sont pris en compte, de réaliser des calculs tridimensionnels et non linéaires sur des stations de travail de capacité moyenne et dans des temps raisonnables. Des outils ont été également construits pour la génération automatique de l'avancement du front de taille et l'application d'une pression de confinement à ce front. Une description détaillée de ce programme a été donnée par Shahrour et Ghorbanbeigi (1993 et 1994).

Dans cet article, on propose d'appliquer ce programme à l'analyse du comportement tridimensionnel d'un tunnel dans un terrain argileux et d'étudier l'influence sur ce comportement de principaux paramètres (indice de stabilité, profondeur, contraintes *in situ* et épaisseur d'excavation). Les résultats des simulations tridimensionnelles seront utilisés pour étudier la possibilité d'appliquer la méthode de convergence-confinement au calcul des tunnels peu profonds.

2

Analyse du comportement d'un tunnel dans un sol argileux

2.1

Présentation de l'ouvrage de référence

L'exemple retenu dans ce travail s'inspire d'une étude présentée par Lee et Rowe (1990). Il s'agit d'un tunnel à section circulaire non revêtu avec un diamètre $D = 5$ m, creusé dans un sol argileux de 20 m d'épaisseur reposant sur un substratum rigide. Le tunnel est centré sur un axe horizontal situé à une profondeur de 2D. Le rapport entre la hauteur de couverture (la distance entre le centre du tunnel et la surface) et le diamètre (H/D) est égal à 2.

L'analyse a été effectuée à court terme (condition non drainée) en supposant que le comportement du sol

est élastique parfaitement plastique obéissant au critère de Tresca. Le sol est composé de deux couches. La première couche a une épaisseur de 2,5 m avec une cohésion constante $C_u = 20$ kPa. Dans la deuxième couche, la cohésion augmente linéairement avec la profondeur (z):

$$C_u = 9,2z - 3 \quad C_u > 20 \text{ kPa}$$

Le module d'Young a été supposé proportionnel à la cohésion non drainée selon la relation: $E = 200 C_u$. Le coefficient de Poisson a été supposé constant dans tout le massif $\nu = 0,49$. La distribution des contraintes initiales a été supposée de type œdométrique avec un poids volumique $\gamma = 20$ kN/m³ et un coefficient de pression des terres au repos $K_0 = 1$.

Pour les conditions aux limites, on a supposé que les déplacements horizontaux parallèles à l'axe du tunnel sont bloqués à 25 m (5D) à l'avant et à l'arrière du front de taille. Les déplacements horizontaux dans le plan perpendiculaire à l'axe du tunnel sont aussi bloqués à 25 m de l'axe du tunnel. Les déplacements verticaux sont bloqués au niveau du substratum rigide. Le chargement dû à l'excavation a été appliqué en plusieurs incréments.

Le maillage utilisé est montré dans la figure 1. Il comprend 3 024 éléments Q16 et 10 825 nœuds. Il est raffiné au voisinage de l'axe du tunnel et du front de taille pour une prise en compte de la variation des contraintes dans ces zones. Le nombre de degrés de liberté est de 29 434. La place mémoire nécessaire pour le stockage de la matrice de rigidité avec la méthode retenue dans notre programme est de l'ordre de 4 Mo soit de l'ordre de 10 % de celle nécessaire pour un stockage en lignes de ciel.

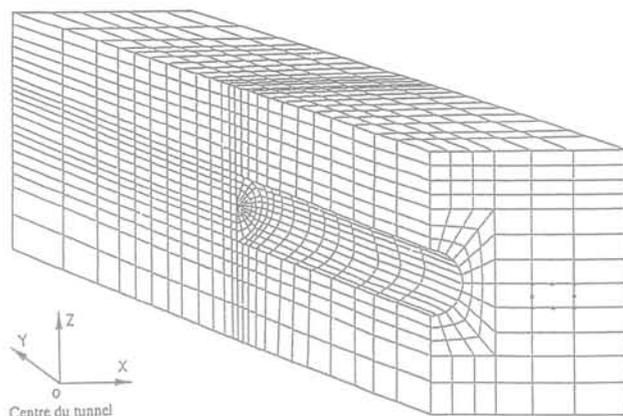
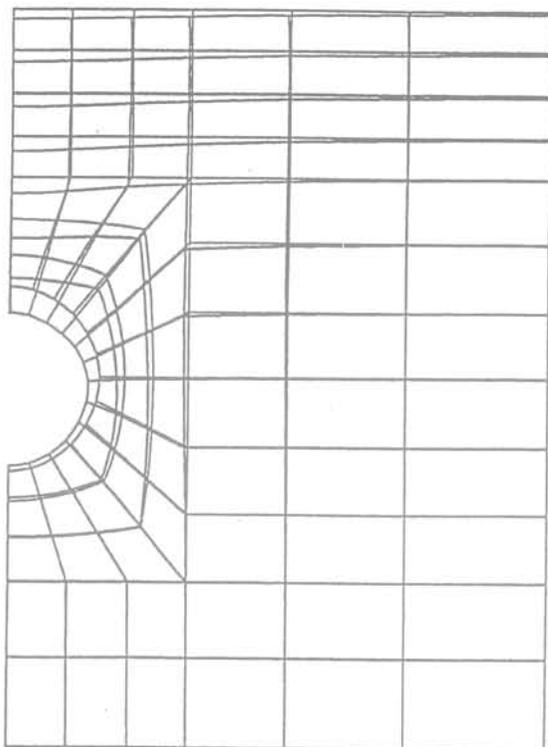


FIG. 1 Maillage utilisé – 3 024 éléments et 10 825 nœuds.
Finite element mesh – 3 024 elements and 10 825 nodes

2.2

Analyse des résultats de calcul

Les figures 2a et 2b montrent respectivement les déformées d'une section transversale à 3 diamètres à l'arrière du front de taille ($Y = -3D$) et d'une section longitudinale dans le plan de symétrie ($X = 0$). On constate que le champ de déplacement est orienté vers l'axe du tunnel. A la surface du massif du sol on note un tassement en forme de cuvette. Dans la section transversale, le déplacement augmente en s'approchant de l'axe du tunnel. Dans la section longitudinale, on note que le déplacement augmente en s'éloignant du front de taille



et devient de type plan à une distance de l'ordre de 1,5 D du front de taille.

La figure 3 montre l'évolution du déplacement vertical dans le plan de symétrie ($X = 0$) pour différentes profondeurs. On note que ce déplacement est très faible à l'avant du front de taille, mais il augmente rapidement au passage de ce front et tend à se stabiliser à partir d'une distance du front de taille variant entre une à trois fois le diamètre. Au niveau du radier, on note un soulèvement du sol qui se stabilise rapidement au passage du front de taille (à une distance de l'ordre du diamètre de celui-ci). Au niveau de la clé, on note un tassement important qui évolue avec la distance du front de taille et tend à se stabiliser à partir d'une distance de l'ordre de trois diamètres du front de taille. Le tassement maximal atteint en clé est de l'ordre de $0,028D$. A la surface du massif, on note un tassement inférieur à celui obtenu au niveau de la clé. Ce tassement tend à se stabiliser à partir d'une distance de l'ordre de $3D$ du front de taille avec un tassement maximal de l'ordre de $0,01D$.

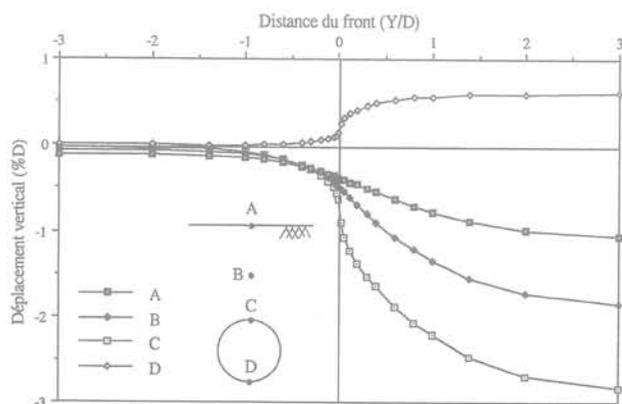


FIG. 3 Déplacement vertical dans le plan de symétrie ($X = 0$).
Vertical displacement in the longitudinal plane of symmetry ($X = 0$).

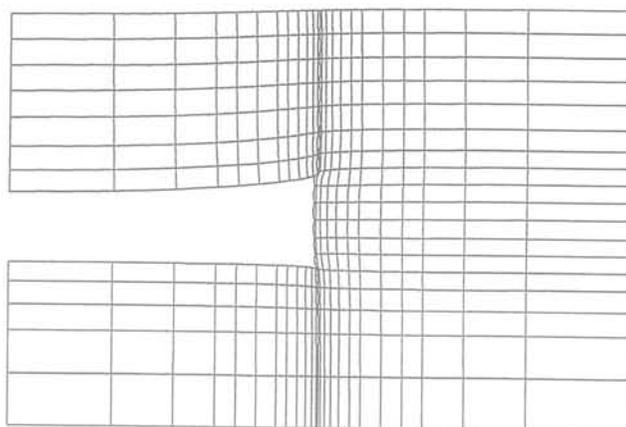


FIG. 2 Déformée du tunnel :
a) section transversale à 3 diamètres à l'arrière du front de taille ($Y = 3D$);
b) section longitudinale dans le plan de symétrie ($X = 0$).
Deformation of the tunnel :
a) transverse section at three diameters behind the tunnel face ($Y = 3D$);
b) longitudinal plane of symmetry ($X = 0$).

La figure 4 illustre le profil du déplacement axial dans la section du front de taille et dans le plan de symétrie. On constate que ce déplacement est faible en dehors de la zone d'excavation. Le déplacement du front de taille est relativement uniforme et atteint son maximum (de l'ordre de $0,007D$) vers le centre du front.

Les champs de déplacement radial autour de la périphérie du tunnel dans la section du front de taille et dans une section à 3 diamètres à l'arrière du front sont montrés dans les figures 5a et 5b. On constate que l'amplitude du déplacement diminue de manière continue en partant de la clé de voûte vers le radier, et qu'il est plus important en arrière du front de taille.

La figure 6 montre l'évolution du déplacement horizontal (u_x) à un diamètre de l'axe de symétrie ($X = 1D$). On constate que le mouvement horizontal commence à avoir lieu à partir d'une distance de l'ordre d'un diamètre devant le front de taille. Ce déplacement augmente graduellement en s'approchant de ce front et puis rapidement après son passage. En ce qui concerne sa variation avec la profondeur, on note une augmen-

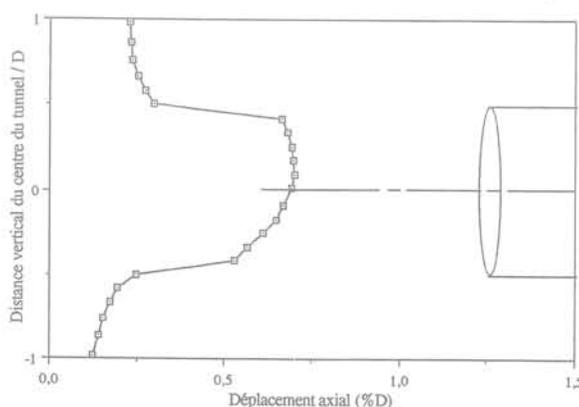


FIG. 4 Déplacement axial au front de taille dans le plan de symétrie.
Axial displacement at the tunnel face in the plane of symmetry ($Y = 0, X = 0$).

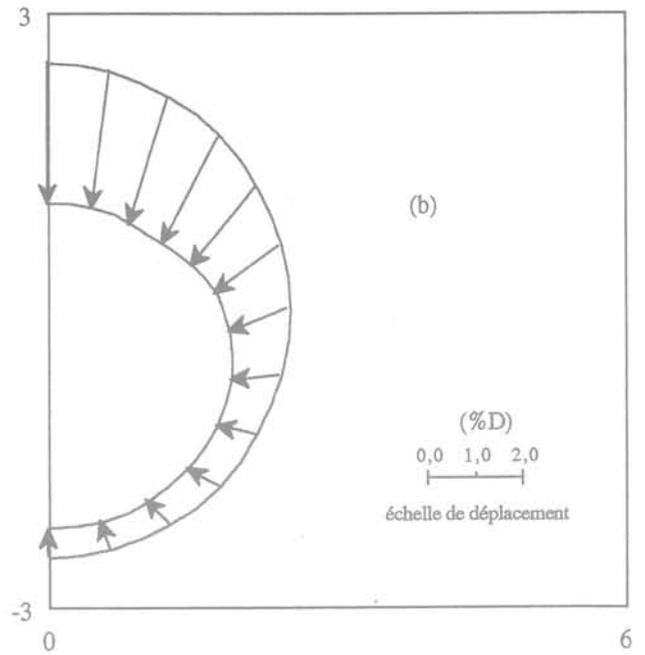
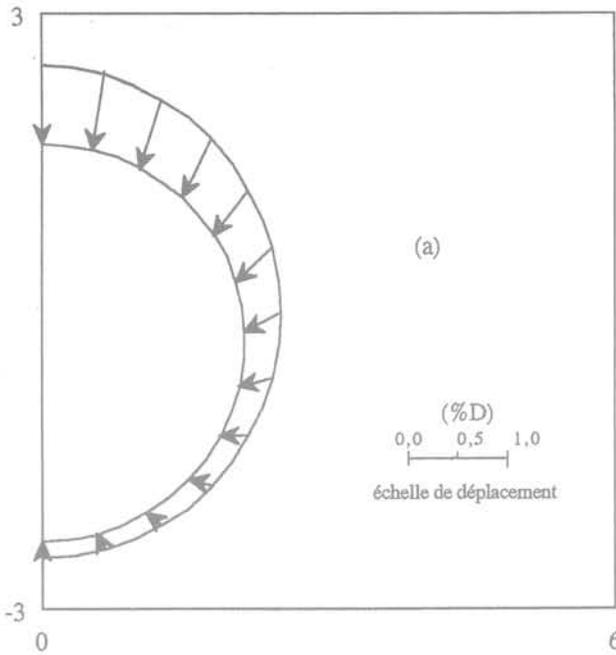


FIG. 5 Déplacement radial à la périphérie du tunnel
 a) au front de taille ($Y = 0$);
 b) à 3 diamètres à l'arrière du front de taille ($Y = 3D$).
 Radial displacement around the tunnel
 a) at the tunnel face ($Y = 0$);
 b) at three diameters behind the tunnel face ($Y = 3D$).

tation jusqu'au niveau de l'axe du tunnel, suivie par une diminution. L'amplitude du déplacement maximal atteint est de l'ordre de $0,005D$.

La figure 7 montre le tassement induit en surface par le creusement. On constate que le tassement augmente en s'approchant de l'axe du tunnel. Le tassement maximal dans la section du front de taille est de l'ordre de $0,004D$. Ce déplacement diminue en avant du front, et se réduit à $0,002D$ à une distance de l'ordre d'un diamètre du front. Au passage du front de taille, le profil des tassements en surface passe d'un profil relativement plat à un profil évasé.

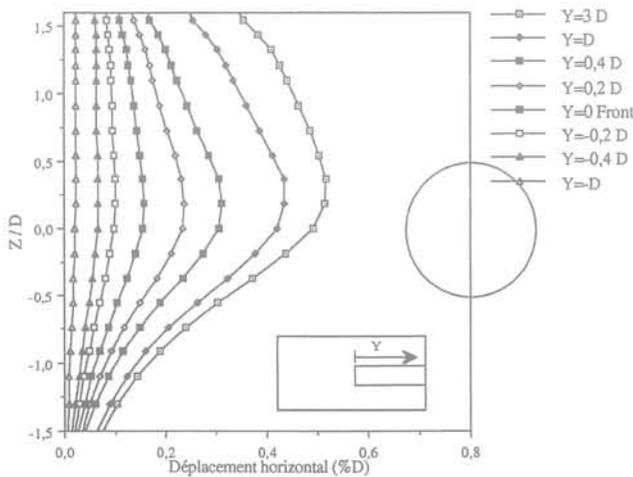


FIG. 6 Déplacement horizontal à un diamètre de l'axe du tunnel ($X = 1D$).
 Horizontal displacement at one diameter from the tunnel axis ($X = 1D$).

2.3

Utilisation de la méthode convergence-confinement

Pour les tunnels profonds, l'effet tridimensionnel peut être pris en compte en utilisant la méthode de convergence-confinement (Panet et Guélléc, 1974). Dans cette méthode, l'avancement du tunnel est modélisé par une réduction de la pression radiale interne (σ_r) selon l'expression :

$$\sigma_r = \sigma_{r0} (1 - \lambda)$$

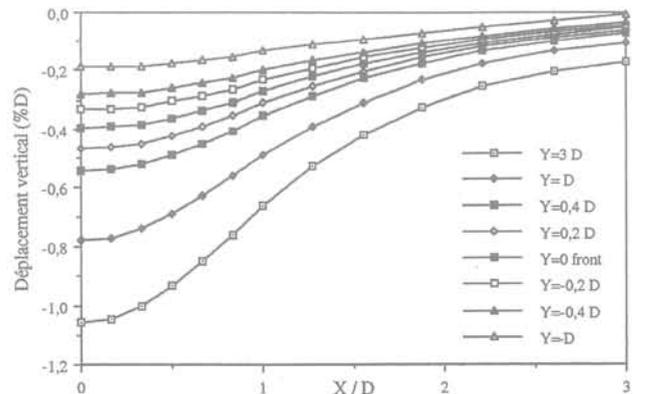


FIG. 7 Tassements induits en surface.
 Settlement induced at the ground surface.

σ_{r0} est la pression initiale, λ est le taux de déconfinement qui dépend de la distance du front de taille et des propriétés du sol.

L'application de cette méthode aux tunnels peu profonds se heurte à une difficulté majeure celle de la non uniformité du champ de contrainte à la périphérie du tunnel. Dans cette section, nous allons examiner la possibilité d'utiliser cette méthode en travaillant avec le champ de contraintes initiales dans le sol. Le déconfinement sera appliqué selon l'expression : $\sigma = \sigma_0 (1 - \lambda)$ ou σ_0 représente le tenseur de contraintes initiales dans le massif du sol.

Un calcul plan a été effectué avec un taux de déconfinement variant entre 0 et 1. L'évolution des déplacements en quelques points autour de la galerie en fonction de λ est illustrée dans la figure 8. On peut constater que jusqu'à $\lambda = 0,6$, l'évolution des déplacements est presque linéaire ensuite elle devient non linéaire. Pour tester la méthode convergence-confinement, nous avons cherché à caler les résultats du calcul plan à ceux du calcul tridimensionnel en utilisant l'expression suivante pour le taux de déconfinement (Panet et Guénot, 1982) :

$$\lambda = \lambda_0 + \left(1 - \left(\frac{a}{a+y} \right)^2 \right) (1 - \lambda_0) \quad y = \frac{Y}{D}$$

où Y et D désignent respectivement la distance du front de taille et le diamètre du tunnel. Les deux paramètres λ_0 et a dépendent des caractéristiques du tunnel. Une procédure de calage nous a permis de déterminer les valeurs de ces paramètres ($a = 0,45$ et $\lambda_0 = 0,4$). La figure 9 montre une confrontation des résultats du calcul tridimensionnel à ceux obtenus avec la méthode de déconfinement. On note un bon accord entre ces résultats.

3

Étude paramétrique

Dans cette partie, on présente une étude de l'influence sur le comportement du tunnel présenté ci-dessus de quatre facteurs importants : l'indice de stabilité, la hauteur de recouvrement, les contraintes initiales et l'épaisseur des tranches d'excavation.

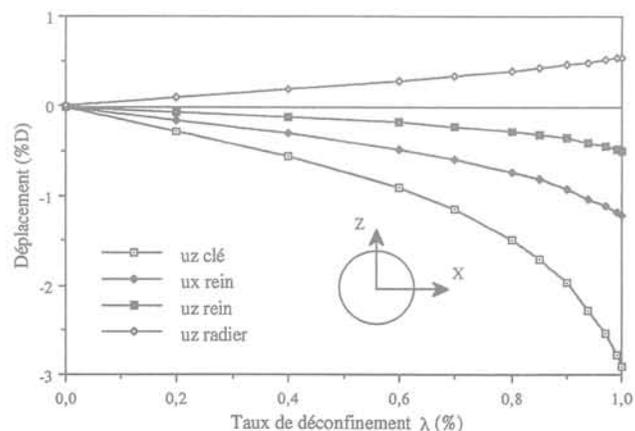


FIG. 8 Déplacements obtenus avec la méthode convergence-confinement (calcul plan). Displacement obtained with the convergence-confinement method (2D analysis).

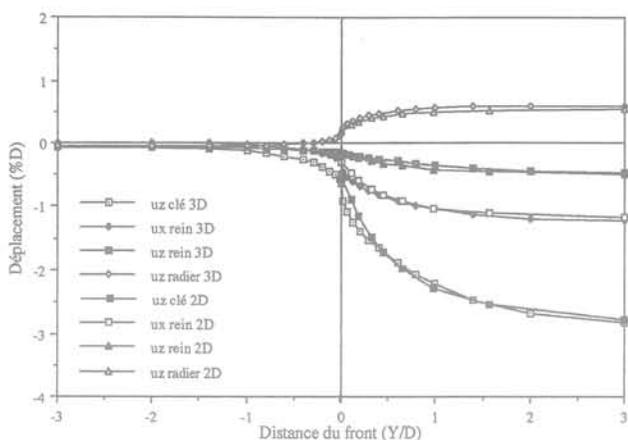


FIG. 9 Calage du taux de déconfinement sur les résultats de calcul tridimensionnel. Fitting of the deconfinement parameter on the three dimensional analysis.

3.1

Indice de stabilité

L'indice de stabilité permet de situer le niveau de chargement induit par le creusement d'un tunnel dans un sol argileux par rapport à la résistance de ce sol à court terme (Broms et Bennermark, 1967). Il est donné par l'expression : $N = \frac{(P_v - P_1)}{C_u}$ ou P_v est la contrainte

verticale, P_1 est la suppression éventuelle à l'intérieur du tunnel et C_u est la cohésion non drainée. Cet indice constitue, pour un calcul en déformations des tunnels peu profonds, une bonne indication du niveau de plasticité induit par le creusement.

Afin d'étudier l'effet du niveau de plasticité sur le champ de déplacement induit par le creusement du tunnel, nous avons effectué des calculs avec différentes valeurs de l'indice de stabilité ($N = 1 ; 2 ; 2,25$ et $2,5$) correspondant à différentes valeurs de la cohésion non drainée. Les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 10. Sur cette figure, nous avons également reporté les déplacements obtenus par une analyse en déformation plane (D.P.). On peut observer que le niveau de plasticité a un effet très important sur l'amplitude et la forme du déplacement en arrière du front. Pour une analyse élastique ($N = 1$), les déplacements calculés par une analyse tridimensionnelle et par une analyse en déformations planes sont approximativement identiques, ce qui indique que les conditions de déformations planes sont vérifiées à une distance de l'ordre d'un à deux diamètres à l'arrière du front de taille. Mais quand l'indice de stabilité augmente, l'écart entre les déplacements calculés par une analyse tridimensionnelle et par une analyse en déformations planes augmente. Ceci montre qu'en augmentant l'indice de stabilité, les conditions de déformations planes ne sont vérifiées qu'à une distance plus éloignée du front de taille. On peut donc conclure que la distance en arrière du front où les conditions de déformations planes sont atteintes dépend du degré de plasticité développé autour du tunnel. En avant du front de taille, on note également une amplification du déplacement vertical avec la valeur de l'indice de stabilité N.

Le rapport entre le déplacement vertical en clé de voûte au front de taille et le déplacement maximal cal-

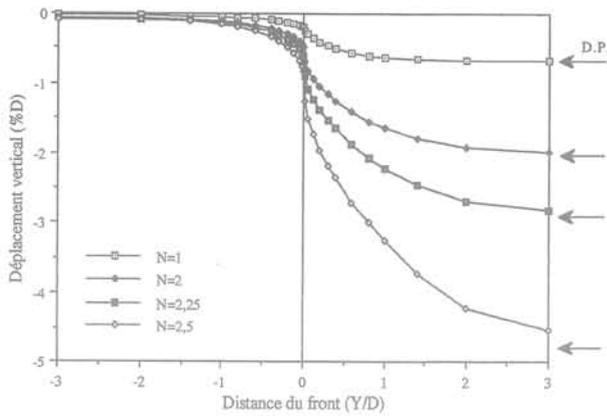


FIG. 10 Influence de l'indice de stabilité sur les déplacements le long de la clé de voûte.
Influence of the stability ratio on the displacement along the tunnel crown.

culé par une analyse en déformations planes peut être utilisé comme un paramètre pour représenter les mouvements radiaux tridimensionnels qui ont lieu à l'avant du front. Pour ce rapport, plusieurs auteurs ont proposé une valeur de l'ordre de 1/3 pour un milieu élastique (Lo *et al.*, 1984, Lee et Rowe, 1990). Nous avons

obtenu une valeur de l'ordre de 0,3 dans le calcul élastique ($N = 1$) qui est en bon accord avec les valeurs proposées. Cependant, nous avons noté une réduction de ce rapport avec la plasticité. En effet ce rapport n'est que de 0,23 pour $N = 2,5$.

3.2

Hauteur de recouvrement

Des calculs ont été effectués pour trois valeurs du recouvrement (rapport $H/D = 2$; 2,5 et 3). Les figures 11a et 11b montrent l'influence du rapport H/D sur les déplacements verticaux en clé de voûte et en surface. On constate que ce rapport influence fortement les déplacements induits par le creusement à l'arrière du front de taille. Le déplacement vertical en clé pour $H/D = 2$ est 40 % (resp. 60 %) plus grand que celui obtenu par $H/D = 2,5$ (resp. $H/D = 3$). L'influence de ce rapport sur les déplacements verticaux à la surface est également très importante. En effet, le déplacement maximal à la surface pour $H/D = 2$ est 2,2 (resp. 1,6) fois celui obtenu avec $H/D = 2,5$ (resp. $H/D = 3$).

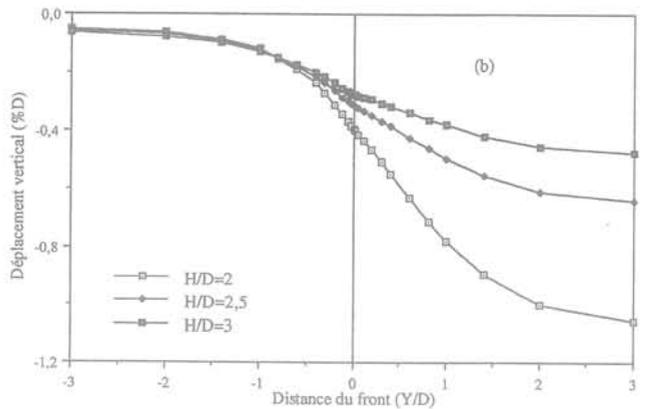
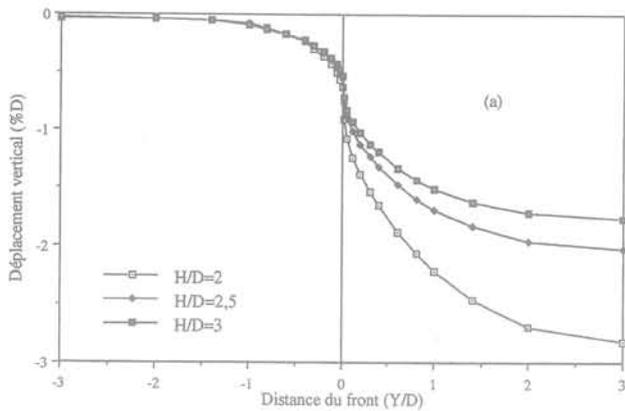


FIG. 11 Influence de la hauteur de recouvrement sur le déplacement vertical le long de l'axe du tunnel
a) en clé de voûte;
b) à la surface.
Influence of the cover thickness on the vertical displacement.
a) at the crown;
b) at the ground surface.

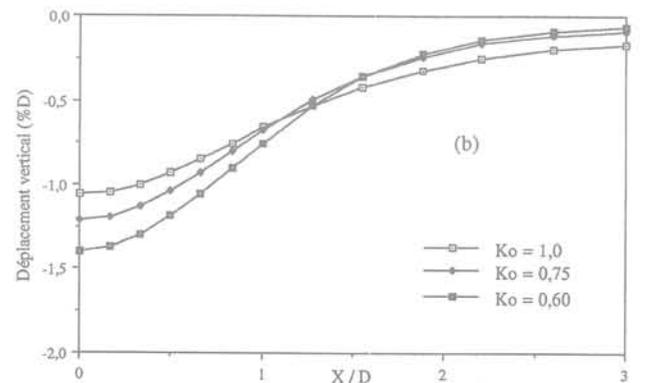
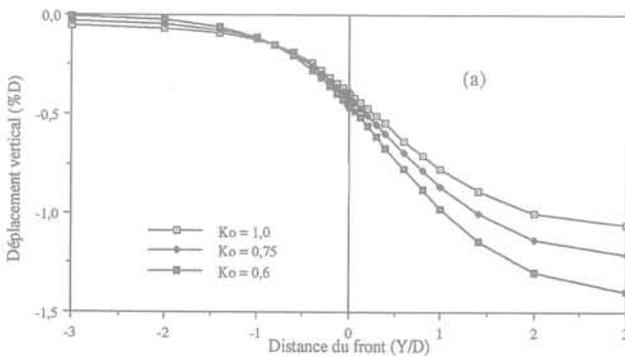


FIG. 12 Influence de l'état initial sur les tassements en surface
a) le long de l'axe du tunnel;
b) à 3 diamètres en arrière du front.
Influence of the initial stresses on the soil settlement
a) along the tunnel axis;
b) at three diameters behind the tunnel face.

Contraintes initiales

Les figures 12a et 12b montrent l'influence du coefficient de poussée des terres au repos (K_0) sur les tassements en surface. On constate que la diminution de ce coefficient, qui correspond à une augmentation de l'anisotropie des contraintes initiales, a pour effet d'augmenter les tassements à l'arrière du front de taille et de les réduire à l'avant du front. Le premier effet est dû à une amplification de la plasticité alors que le second peut être attribué à la réduction de la décompression des contraintes latérales.

Épaisseur des tranches d'excavation

Pour étudier l'effet de l'épaisseur des tranches d'excavation retenue dans les simulations numériques, deux séries de calculs ont été effectuées. Dans la première, l'excavation a été modélisée par des tranches dont l'épaisseur est égale à $0,6D$; dans la deuxième, les simulations ont été effectuées avec une excavation instantanée. Les résultats obtenus avec deux indices de stabilité sont donnés dans la figure 13. On constate que l'excavation par tranches de $0,6D$ induit un déplacement plus important que celui obtenu par une excavation instantanée et que l'écart entre les deux déplacements s'amplifie avec l'indice de stabilité. Cet écart est attribué au fait qu'une excavation par des tranches de faible épaisseur permet une bonne extension des déformations plastiques dans le massif et par conséquent une augmentation des tassements. Pour l'exemple traité, l'excavation par tranche de $0,6D$ donne un déplacement en clé de voûte qui est supérieur de 5 % (resp. 15 %) à celui obtenu par une excavation en une seule étape avec un indice de stabilité de 2,25 (resp. 2,5).

Conclusion

Dans cet article nous avons présenté une analyse du comportement tridimensionnel d'un tunnel peu pro-

Bibliographie

- Broms B.B., Bennermark H. – « Stability of clay at vertical openings », *Journal of ASCE*, vol. 93, SMI, 1967, p. 71-94.
- Kasali G., Clough W. – « Three dimensional finite element analysis – Advanced and conventional shield tunnelling », Development of a design technology for ground support for tunnels in soil, vol. II, US Department of Transportation, 1982.
- Leca E., Clough G.W. – « Modélisation et méthode de dimensionnement, utilisation de la méthode des éléments finis pour l'analyse en terrain meuble », Tunnels et microtunnels en terrain meuble, du chantier à la théorie, Actes du colloque Tunnels et Microtunnels en Terrain Meuble, Presses de l'ENPC, 1989, p. 531-573.
- Lee K.M., Rowe R.K. – « Finite element modelling of the 3-dimensional ground deformation due to tunneling in soft cohesive soils », *Computers and Geotechnics*, vol. 2, 1990, p. 87-138.
- Lo K.Y., Ng R.M.C., Rowe R.K. – « Predicting settlement due to tunnelling in clays », Tunneling in soil and rock, ASCE Geotech. III Conference, Atlanta, Georgia, 1984, p. 48-76.
- Panet M., Guellec P. – « Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille », Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mechanics, Denver, vol. IIB, 1974.
- Panet M., Guénot A. – « Analysis of convergence behind the face of a tunnel », Int. Symp. Tunneling 82, Brighton, 1982, p. 197-204.
- Ranken R.E., Ghaboussi J. – « Tunnel design consideration analysis of stress and deformations around advancing tunnels », V.S. Department of transportation, Report FRA-OR&D, 1975, p. 75-84.
- Shahrour I. – « PECPLAS: a finite element software for the resolution of earthwork problems », Actes du colloque international Géotechnique et Informatique, Presses de l'ENPC, 1992, p. 327-334.
- Shahrour I., Ghorbanbeigi S. – « Un programme d'éléments finis pour le calcul tridimensionnel des tunnels », 6^e colloque franco-polonais de Mécanique des sols appliquée, Douai, 20-22 septembre 1993, p. 256-263.
- Shahrour I., Ghorbanbeigi S. – « Calculation of tunnels in soft ground », Proceedings of the Third European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, ECONMIG 94, Manchester, UK, 1994, p. 229-234.
- Swoboda G., Mertz W., Schmid A. – « Three dimensional numerical models to simulate tunnel excavation », Numerical Models in Geomechanics NUMOG III, Ed. Pietruszczak S. and Pande G.N., Elsevier Science Publishers Ltd, London, 1989, p. 536-548.
- Wittke W., Gell K. – « Three dimensional stability analyses for a shallow tunnel section of the subway of the city of Bochum », Construction Lot B3, *Geotechnics*, n° 3, 1980, p. 111-119.

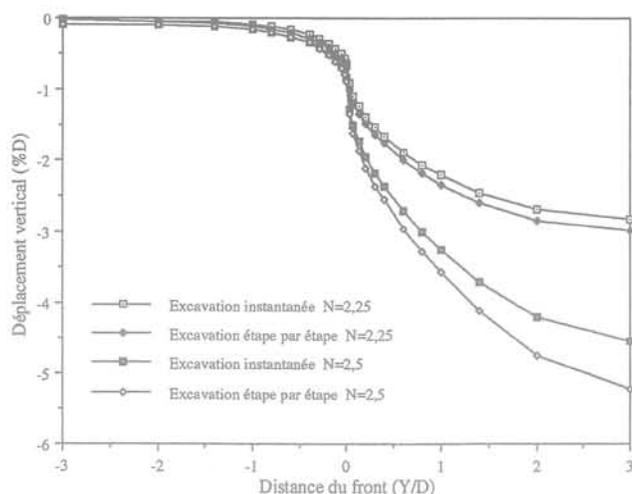


FIG. 13 Influence de l'épaisseur des tranches d'excavation sur le déplacement en clé de voûte. Influence of the width of the excavated bloc on the displacement at the tunnel crown..

fond construit dans un sol argileux à l'aide du programme de calcul par éléments finis (PEC3D) qui a été spécifiquement développé pour le calcul tridimensionnel des tunnels construits dans des terrains meubles. Les résultats de calcul ont montré le caractère tridimensionnel du champ de déplacement dans une zone située au voisinage du front de taille. L'extension de cette zone et l'amplitude du champ de déplacement dépendent de plusieurs paramètres, notamment l'indice de stabilité, la hauteur de recouvrement et les contraintes initiales.

Une confrontation des résultats de calcul tridimensionnel et d'un calcul plan mené avec la méthode de déconfinement a permis de caler une expression simple pour l'évolution du taux de déconfinement en fonction de la distance du front de taille. Les résultats de calage sont très encourageants et permettent d'envisager l'application de la méthode de convergence-confinement aux tunnels peu profonds.

Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols

T. AYADAT

*PhD en Génie Civil,
enseignant à l'Université
de M'Sila*

B. BELOUAHRI

*Magister en Génie Civil,
enseignant à l'Université
de M'Sila*

Résumé

La plupart des régions arides et semi-arides du monde possèdent des dépôts superficiels de sols granulaires lâches. Certains de ces sols sont susceptibles de subir une grande réduction dans leur volume, après mouillage de leur structure, en donnant des tassements exorbitants. De tels dépôts sont connus comme des sols affaissables (collapsibles soils).

La majorité des travaux effectués sur les paramètres qui gouvernent l'affaissement de ces sols ont été consacrés à la densité sèche initiale, la teneur en eau, le degré de saturation et la charge appliquée. Comparativement, très peu de travaux ont été orientés vers l'étude de l'influence de la granulométrie sur le comportement de ces sols. Cette recherche expérimentale consiste à illustrer l'influence du coefficient d'uniformité (ou coefficient de Hazen) sur le taux et l'amplitude de l'affaissement.

Influence of uniformity coefficient on the magnitude and rate of collapse

Abstract

Many arid and semi-arid areas of the world have deposit of loose granular soils. Some of these soils are prone to undergo large reduction in volume when they wet up giving rise to significant settlements. Such deposits are known as « collapsing soils ».

Most of the works that have been performed on the parameters governing collapse have concentrated on the initial dry density, moisture content, degree of saturation and overburden pressure. Comparatively little work has been carried out in order to investigate the influence of soil grading on the collapse behaviour. This paper illustrate the influence of the uniformity coefficient on the rate and the amount of collapse.

NOTATIONS

CP	: potentiels d'affaissement (final).
CP _t	: potentiel d'affaissement à l'instant (t).
DC	: degré d'affaissement.
U	: coefficient d'uniformité.
w _o	: teneur en eau initiale.
e _o	: indice des vides initial.
Δe _c	: variation de l'indice des vides au cours de l'inondation.
γ _{do}	: poids volumique initial.

1

Introduction

Des désordres importants causés par l'effondrement des sols ont été constatés dans de nombreuses régions du monde, notamment quand elles sont arides ou semi-arides. Ce problème spécial, qui est une réalité sur le terrain, nécessite de la part du géotechnicien une attention particulière et la maîtrise du phénomène.

Les sols affaissables ou « collapsibles » sont définis comme des structures partiellement saturées, pouvant subir un réarrangement radical de leurs particules, suivi d'une grande diminution brusque de leur volume, après avoir été inondées à l'eau avec ou sans surcharge.

Ces sols n'ont fait l'objet d'étude que ces dernières années, bien que Terzaghi fut le premier à avoir reconnu leur existence. En effet, dans les régions arides où on les

a souvent localisé, il y a eu un véritable développement de l'industrie, de l'agriculture et de l'urbanisme grâce aux progrès récents de l'irrigation. Ceux-ci impliquent évidemment, l'utilisation de grandes quantités d'eau.

Les tassements excessifs qui en résultent ont donné une impulsion à l'étude de ces sols. Certains chercheurs se sont penchés sur les méthodes d'identification et de traitement, Jennings et Knight (1975), etc., d'autres études ont été consacrées aux mécanismes de l'affaissement: Knight (1961); Barden *et al.* (1969), etc.

Généralement, une multitude de facteurs comme: le type de sol (minéralogie et granulométrie), la charge appliquée, le degré de saturation, la nature des agents de cimentation, la nature chimique du liquide se trouvant dans les pores et le débit d'eau qui inonde ces sols (dû à la remontée d'une nappe où l'infiltration des eaux de pluie, etc.), contrôlent le potentiel d'affaissement de ces sols.

La plupart des travaux de recherche qui ont été menés sur les paramètres qui gouvernent l'affaissement, se sont concentrés sur la densité sèche initiale, la teneur en eau, le degré de saturation et la charge appliquée. L'influence de ces paramètres sur l'affaissement a été étudiée par plusieurs chercheurs et bon nombre d'entre eux s'accordent sur les points suivants:

1) pour une teneur en eau donnée, le potentiel d'affaissement décroît avec l'augmentation de la densité sèche initiale et avec l'augmentation de la teneur en eau; le potentiel d'affaissement décroît jusqu'à s'annuler lorsque la teneur en eau dépasse une certaine valeur critique (Barden *et al.*, 1969; Lawton, 1989);

2) pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle le potentiel d'affaissement est maximal

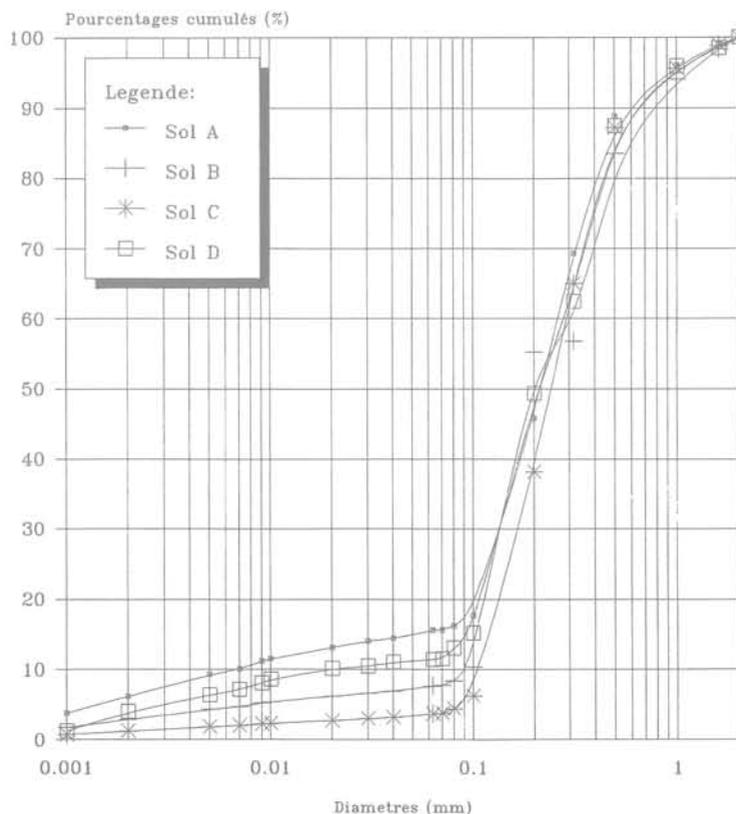


FIG. 1 Courbes granulométriques des sols utilisés
Grain size distribution curves.

varie inversement avec la teneur en eau du sol (Lawton, 1989);

3) il existe un degré de saturation critique, au-delà duquel les sols ne sont plus susceptibles d'affaissement. Booth (1977) a proposé un degré de saturation critique entre 50 et 60 %. Markin (1969) et Prusza, Choudry (1979) ont suggéré des valeurs légèrement supérieures du degré de saturation, entre 60 et 65 %.

En ce qui concerne l'influence de la granulométrie du sol sur l'amplitude et le taux d'effondrement, très peu de travaux lui ont été consacrés. Bull (1964) a montré que le tassement maximal peut se produire, lorsque la proportion d'argile est de 12 % des grains solides du sol. Au-dessous de 5 %, on observe un faible tassement et au-dessus de 30 %, l'argile gonfle. Entre ces limites, il y a des cas où les sols ayant une grande porosité tassent plus que les sols qui ont le même indice des vides initial (e_v), mais avec des pores plus petits.

En revanche, Handy (1973) suggère que pour une teneur en argile inférieure à 16 %, il y a une grande probabilité d'affaissement; entre 16 % et 24 %, l'affaissement est probable; entre 24 % et 32 %, la probabilité d'effondrement du sol est inférieure à 50 %. Au-dessus de 32 % d'argile, le sol est en général non susceptible d'affaissement.

On note que, malgré le voisinage de ces deux critères, aucun n'est tout à fait assuré de prévoir l'affaissement d'un sol particulier. La question qui se pose est la suivante: est-ce qu'un sol de granulométrie uniforme, possédant une teneur en argile comprise entre 5 % et 30 % a tendance à se comporter comme un sol affaissable ?

Anderson (1968) a proposé une équation pour identifier les sols affaissables de l'Arizona (USA). Cette approche empirique fait intervenir, entre autres, le coefficient d'uniformité, ainsi que les diamètres des particules correspondants aux différents pourcentages en poids du sol. Celle-ci ne donne pas une image claire de l'influence de la granulométrie sur l'affaissement.

Cet article a pour but d'illustrer l'influence de la granulométrie (coefficient d'uniformité) sur le taux et l'amplitude de l'affaissement.

Matériaux – Matériels – Essais

Matériaux de l'étude

Les essais ont été menés sur quatre sols reconstitués, composés de sable et d'argile en différentes proportions, pour lesquels l'application des différents critères d'effondrement, rapportés par Lutenecker *et al.* (1988), montrent que ceux-ci sont affaissables.

Le sable utilisé est un sable de dune lavé, ses caractéristiques sont résumées comme suit :

- granulométrie comprise entre 0,8 mm et 2,0 mm, dont 1,5 % en poids des particules est inférieur à 0,08 mm;
- coefficient d'uniformité 2,3;
- coefficient de courbure 0,91.

L'argile utilisée a les caractéristiques suivantes :

- limite de liquidité 68 %;
- limite de plasticité 36 %;
- densité spécifique 2,7;
- pourcentage des particules inférieures à 2 microns : 76,4 %.

Les sols reconstitués ont les courbes granulométriques représentées sur la figure 1 et les caractéristiques géotechniques sont données dans le tableau I.

Appareillage pour le compactage du matériau

Le principe consiste à reconstituer un sol, dans le moule de l'œdomètre (Fig. 2), ayant une certaine teneur en eau et une certaine densité sèche. Pour cela, le matériau est compacté en deux couches au moyen d'un appareillage conçu au laboratoire. Cet appareillage, représenté sur la figure 3, est composé d'un disque, ayant un diamètre légèrement inférieur à celui de l'anneau, fixé à une tige de guidage, et d'un mouton en forme de disque. Le mouton de masse 136 g coulissant le long de la tige tombe d'une hauteur de 15 cm et vient percuter le disque en compactant le matériau dans l'anneau de l'œdomètre.

TABLEAU I Caractéristiques physiques des sols utilisés dans cette étude.

Sol	Optimum Proctor W_{opt} %	Densité sèche max.	Limite de liquidité W_L %	Limite de plasticité W_p %	Indice de plasticité IP	% des grains < 2 μ m	Activité (Ac)	Densité des grains
A	7,5	2,01	18,5	13,5	5	6,2	0,8	2,7
B	8,3	1,90	10	-	-	2,9	-	2,7
C	10	1,80	8	-	-	1,2	-	2,7
D	8	1,96	16	12,5	3,5	5,3	0,7	2,7

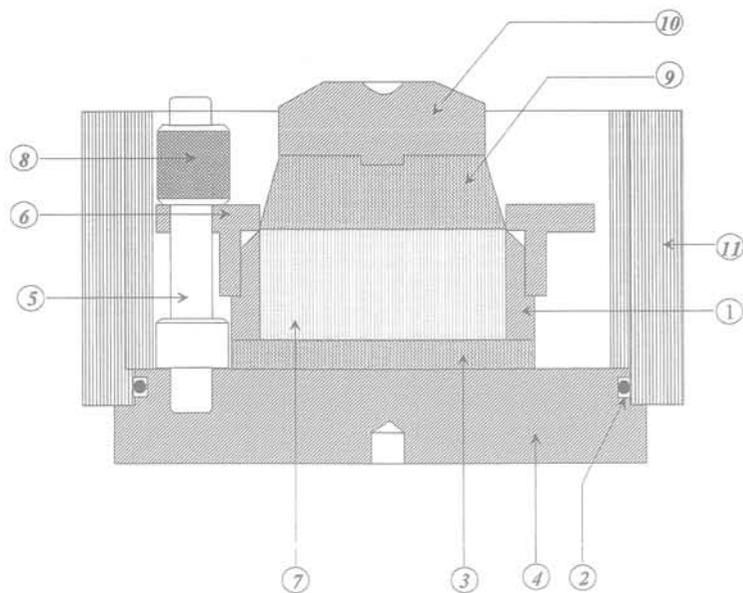


FIG. 2 Moule de l'œdomètre
 1) Anneau rigide (Φ int = 50,47 mm).
 2) Joint étanche.
 3) Disque poreux inférieur.
 4) Bas du moule reposant sur le bâti de l'œdomètre.
 5) Plots (3) pour fixation.
 6) Couvercle.
 7) Échantillon.
 8) Écrou de serrage.
 9) Disque poreux supérieur.
 10) Piston de chargement.
 11) Paroi transparente.
 Cellule of Oedometer.
 1) Rigid ring.
 2) O ring.
 3) Bottom porous disc.
 4) Cellule base.
 5) Fixation screws.
 6) Lid.
 7) Sample.
 8) Tiding nut.
 9) Top porous disc.
 10) Loading piston.
 11) Transparent wall.

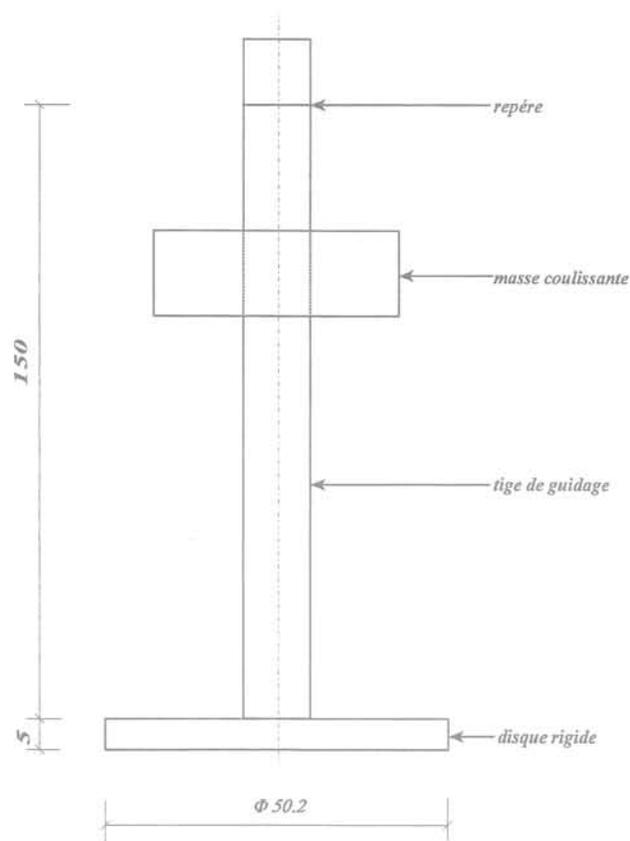


FIG. 3 Dame de compactage.
 repère
 masse coulissante
 tige de guidage
 disque rigide
 Hammer of compaction.
 indication point
 moving dead weight
 guiding rod
 rigid disc

2.3

Fabrication de l'éprouvette et exécution de l'essai

Les éprouvettes sont réalisées à partir d'un mélange de matériau de base (sable et argile) bien homogénéisé. Après homogénéisation, on amène le matériau à la teneur en eau voulue par ajout de la quantité d'eau distillée nécessaire.

Après préparation d'une gâchée bien homogénéisée, celle-ci est versée dans la trousse cylindrique de l'œdomètre puis compactée avec une certaine énergie

de compactage (nombre de coups de mouton/couche) au moyen du dispositif décrit ci-dessus. L'éprouvette est ensuite arasée au niveau du bord supérieur de l'anneau, à l'aide d'une lame rigide, pour obtenir une surface plane.

Après la pesée de l'éprouvette, celle-ci est remise dans le moule de l'œdomètre sur lequel sera effectué l'essai de compressibilité décrit par Jennings et Knight (1975).

L'essai consiste à charger le sol progressivement, à partir d'une teneur en eau et d'un poids volumique initial, jusqu'à 0,2 MPa, contrainte à laquelle on procède à l'inondation de l'échantillon. La déformation axiale de

l'échantillon (tassement) a été mesurée par un comparateur ayant une précision de l'ordre de 1 micron. Pendant l'inondation, le tassement de l'éprouvette a été relevé à différents intervalles de temps.

2.4

Programme d'essais

Les essais sont effectués sur les sols à différentes teneurs en eau et différentes énergies de compactage. Les paramètres retenus sont :

- teneur en eau : 2 %, 4 % et 6 % ;
- degrés de compactage : 10, 20 et 30 coups/couche (0,004 kJ ; 0,008 kJ et 0,012 kJ respectivement).

3

Résultats et discussion

3.1

Mise en évidence de l'effondrement des sols

Après la préparation des sols reconstitués et la détermination de leurs propriétés physiques et mécaniques présentées dans le paragraphe précédent, on a effectué une série d'essais pour vérifier si ces sols sont vraiment affaissables et possèdent les propriétés connues des sols affaissables naturels.

Les résultats de ces essais pour le sol (A) sont montrés dans les figures 4 et 5. Le potentiel d'affaissement CP a été calculé par la relation de Knight (1963) :

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \cdot 100 \%$$

où :

Δe_c est la variation de l'indice des vides causée par l'inondation et,

e_0 est l'indice des vides initial.

(D'après la classification de Jennings et Knight (1975), l'affaissement ne se produit pas pour $CP < 1\%$.)

Une analyse de ces graphes, nous permet de déduire que :

- généralement, les sols partiellement saturés qui ont un poids volumique sec (γ_{ds}), inférieur à $15,5 \text{ kN/m}^3$ sont susceptibles d'effondrement ;
- pour une teneur en eau initiale donnée, le potentiel d'affaissement décroît quand on augmente l'énergie de compactage. Cette décroissance de CP est d'autant plus marquée que la teneur en eau augmente ;
- les sols étudiés donnent des potentiels d'affaissement CP élevés pour des teneurs en eau initiales faibles (notamment quand ces sols, sont compactés à une teneur en eau très inférieure à l'Optimum Proctor) ;
- pour une énergie de compactage donnée, l'affaissement diminue, quand la teneur en eau augmente.

Ceci est vrai aussi pour les sols (B), (C) et (D). Ces résultats rejoignent ceux de Barden *et al.* (1969) et Lawton (1989). On peut conclure que les sols qu'on a préparés artificiellement possèdent un comportement analogue à ceux rencontrés dans la nature, donc convenables pour le programme d'essais établi pour cette étude.

3.2

Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude de l'affaissement

Pour élucider l'influence directe de la granulométrie sur l'amplitude de l'affaissement, on a représenté sur des graphes (Fig. 6 à 8), la variation du potentiel d'affaissement CP en fonction du coefficient d'uniformité U déduit à partir des courbes granulométriques de chaque sol utilisé dans les essais. En analysant les graphes $CP = f(U)$ et en se basant sur la classification de Jennings et Knight (1975) nous avons pu établir les valeurs du coefficient d'uniformité au-dessous desquelles il n'y a pas d'affaissement. Ces limites ont été regroupées au tableau II, en tenant compte des teneurs en eau initiales (2 %, 4 % et 6 %) ainsi que des niveaux d'énergie de compactage (10, 20 et 30 coups par couche).

TABLEAU II Valeurs du coefficient d'uniformité au-dessous desquelles il n'y a pas risque d'affaissement.

Énergie de compactage (nombre de coups/couche)	Coefficient d'uniformité		
	2 %	4 %	6 %
10 coups	4	6	12
20 coups	5	12	30
30 coups	6	35	40
Teneur en eau initiale	2 %	4 %	6 %

En exploitant ces résultats et en considérant que les sols en question ont la possibilité de s'effondrer quand ils sont dans un état lâche ou peu compact avec un faible degré de saturation, on a conclu :

- si $U \geq 12$: l'affaissement se manifeste ;
- si $U \leq 4$: le risque d'affaissement est écarté ;
- et si $4 < U < 12$: domaine de transition où l'affaissement peut se produire.

Toutefois, on note que la limite supérieure du domaine de transition ($U = 12$), doit être augmentée à 30 dans le cas des sols compacts, ayant une teneur en eau initiale w_0 voisine de l'Optimum Proctor normal dans le versant sec.

Pour valider ce résultat, nous avons recensé un certain nombre de sols affaissables connus, de différentes régions du monde et leurs potentiels d'affaissement (tests œdométriques). Il s'avère que la plupart de ces sols ont un coefficient d'uniformité ($U = d_{60}/d_{10}$) compris entre 10 et 30, et sont caractérisés par un état lâche (porosité élevée) (tableau III).

Dans les travaux de génie civil, ce critère est facilement applicable et avantageux pour identifier les sols affaissables, puisque, d'une part il se base sur un seul paramètre qui est le coefficient d'uniformité déduit de la courbe granulométrique et, d'autre part, n'exige pas des échantillons non remaniés. En revanche, les autres méthodes prédictives qu'elles soient empiriques ou expérimentales utilisent plusieurs paramètres du sol et nécessitent souvent de grandes précautions, lors des prélèvements d'échantillons sur place, ainsi que leur manutention et leur conservation.

A noter que la plupart des sols affaissables essayés par nous ou mentionnés dans la littérature ont été

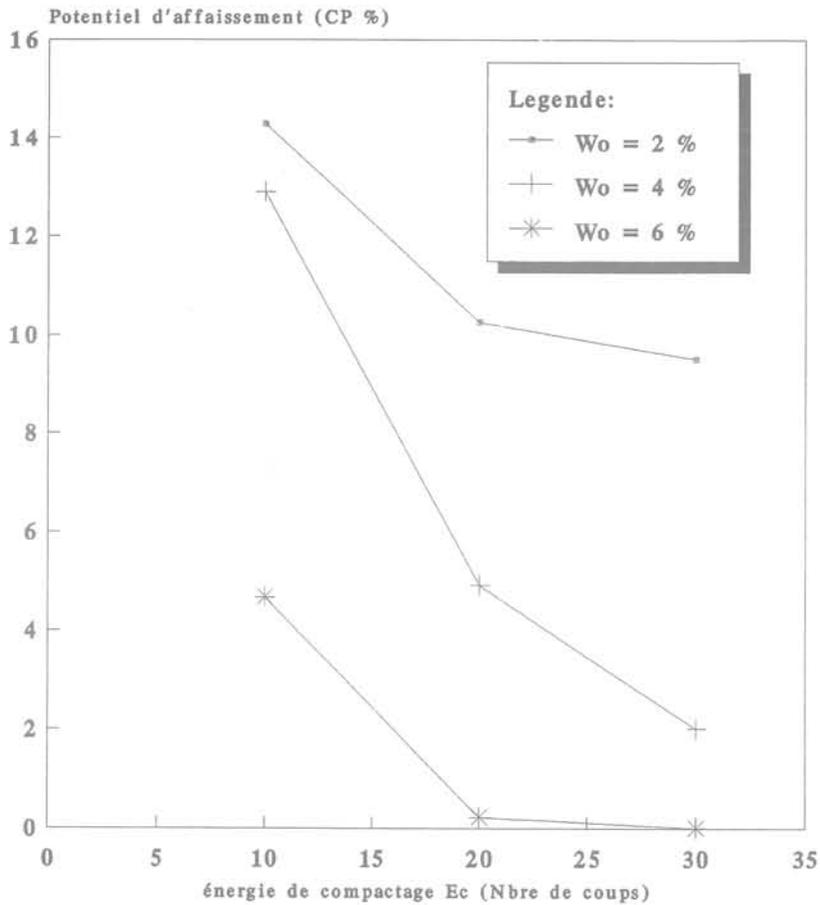


FIG.4 Variation de CP en fonction de l'énergie de compactage pour le sol (A).
Collapse potentiel versus compacting energy for soil (A).

TABLEAU III Exemples de sols affaissables avec leurs caractéristiques.

Référence	Type de sol	γ_{d0} kN/m ³	e_0	n %	W_o %	S_f %	γ_s kN/m ³	W_L %	wp %	IP %	Ic %	Ac	U	CP %
Ayadat (1995)	Sable argileux silteux	15,4	72,1	41,9	4	14,5	2,65	20	13,5	6,5	2,46	0,72	106	13
Lutenegger <i>et al.</i> (1988)	Loess (Loveland)	13,6	101,1	50,3	2,5	6,8	2,73	33	-	-	-	-	17	4,6
Ferreira <i>et al.</i> (1987)	Sable argileux (São-Polo)	15,4	75,5	43	10	35,7	2,7	21	13	8	1,38	0,36	10	5,6
Yudhbir (1982)	Sol résiduel (Thaïlande)	15,5	79,4	44,3	16	56	2,78	54	26	28	1,38	-	-	4
Yudhbir (1982)	Sol résiduel (Thaïlande)	15,6	79	44,1	17	60	2,79	47	24	23	1,30	-	-	6,6
Zur <i>et al.</i> (1973)	Loess (Neguev)	15,4	76,8	43,4	15	53,5	2,74	31	16	15	1,07	-	-	2
Dudley (1970)	Sable argileux (San Joaquin)	15,1	79	44,1	6	20,5	2,7	-	-	-	-	-	28	5

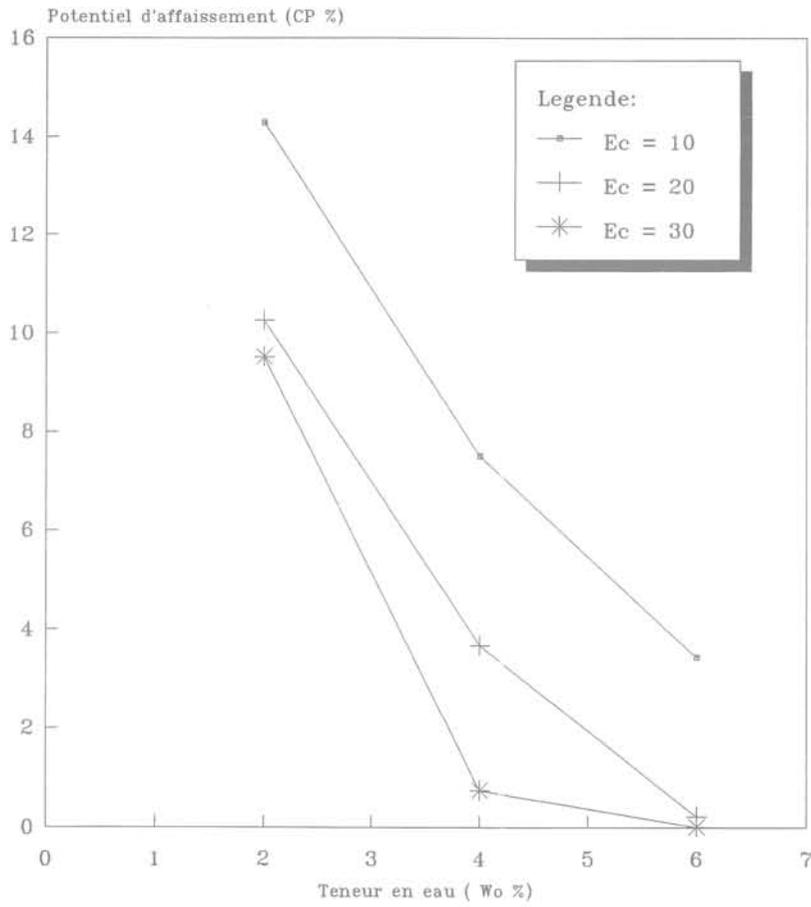


FIG. 5 Variation de CP en fonction de la teneur en eau pour le sol (A).
Collapse potential versus compacting moisture content for soil (A).

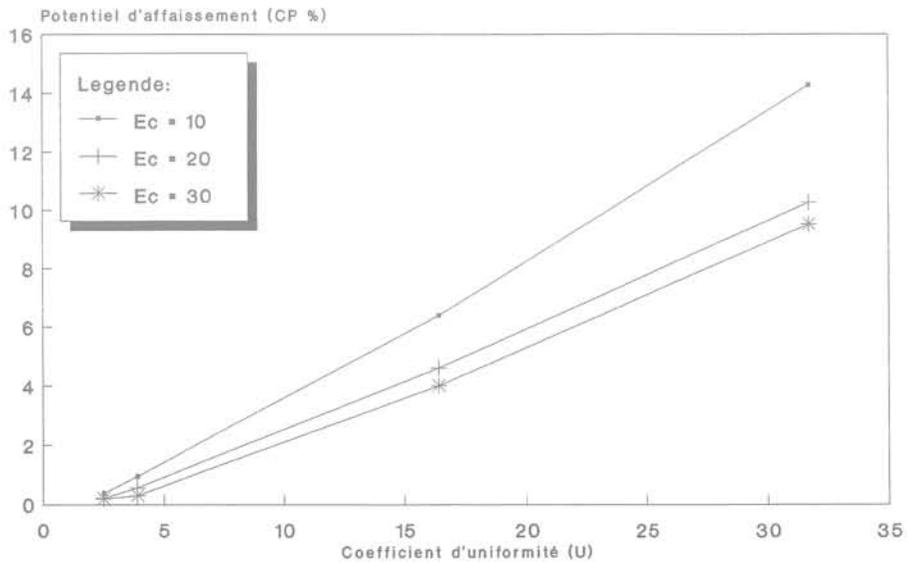


FIG. 6 Variation de CP en fonction du coefficient d'uniformité (pour $W_0 = 2\%$).
Collapse potential versus uniformity coefficient (for $W_0 = 2\%$).

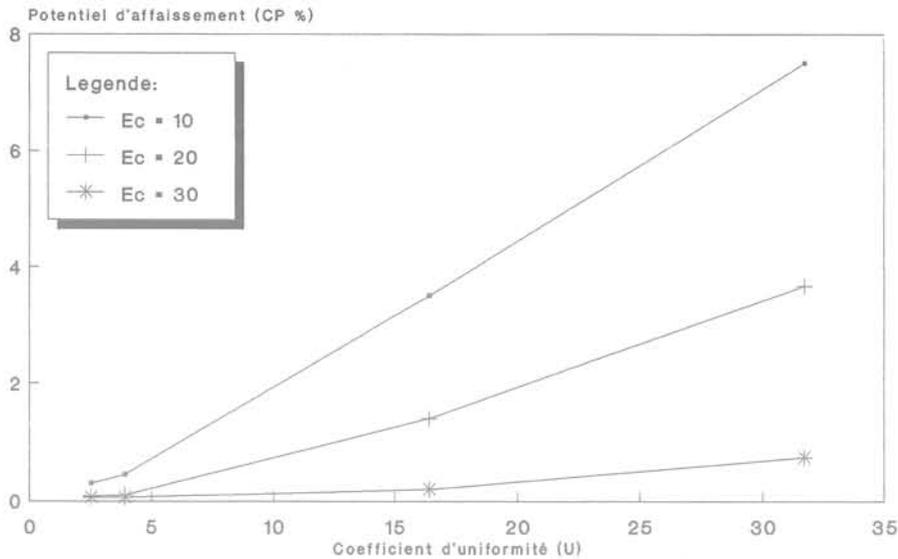


FIG. 7 Variation de CP en fonction du coefficient d'uniformité (pour $W_0 = 4\%$).
Collapse potential versus uniformity coefficient (for $W_0 = 4\%$).

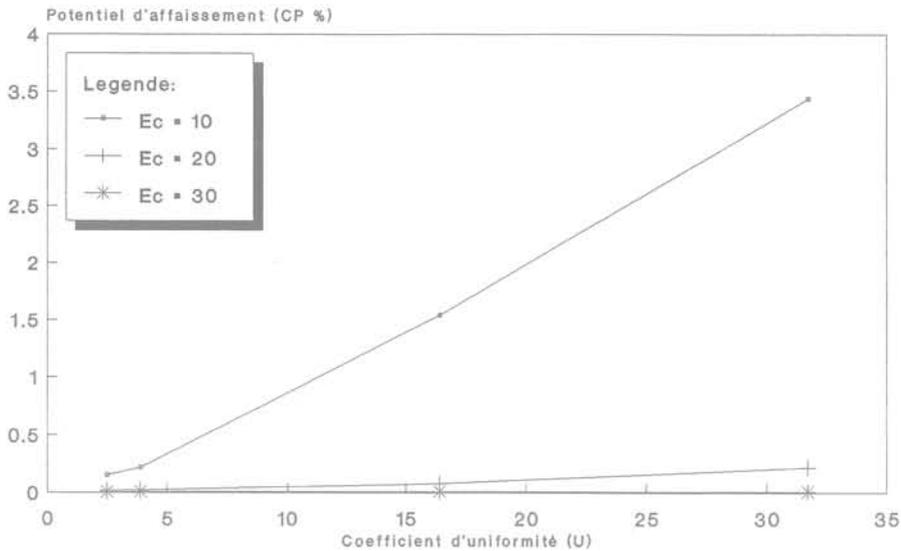


FIG. 8 Variation de CP en fonction du coefficient d'uniformité (pour $W_0 = 6\%$).
Collapse potential versus uniformity coefficient (for $W_0 = 6\%$).

constatés inactifs. Nous croyons que c'est une condition nécessaire qui reste à vérifier.

3.3

Influence du coefficient d'uniformité U sur le degré d'affaissement

On définit le degré d'affaissement DC, comme le rapport entre le potentiel d'affaissement à l'instant (t) et le potentiel d'affaissement final; en d'autres termes c'est aussi le rapport entre le tassement à l'instant (t) et le tassement final. Il est exprimé par la relation suivante:

$$DC = \frac{Cp(t)}{CP} \cdot 100 \%$$

CP(t): est le potentiel d'affaissement à l'instant (t).
CP: est le potentiel d'affaissement final.

Pour montrer l'influence de la granulométrie des sols sur le degré d'affaissement, on a représenté sur des graphes la variation de DC en fonction de U aux instants $t_1 = 2$ mn et $t_2 = 10$ mn (Fig. 9 et 10). On justifie le choix de ces deux valeurs du temps par le fait que l'essentiel du tassement s'est produit dans les dix premières minutes, pour les sols en question. D'après ces figures on peut faire les constatations suivantes:

- à l'instant (t) donné, le degré d'affaissement DC augmente, quand le coefficient d'uniformité croît;
- le degré d'affaissement DC décroît quand on augmente l'énergie de compactage, cette influence du compactage à faible teneur en eau initiale est très marquée pour les sols ayant une très faible teneur en argile (sols B et C) et insignifiante pour les sols possédant une plus grande teneur en argile (sols A et D).

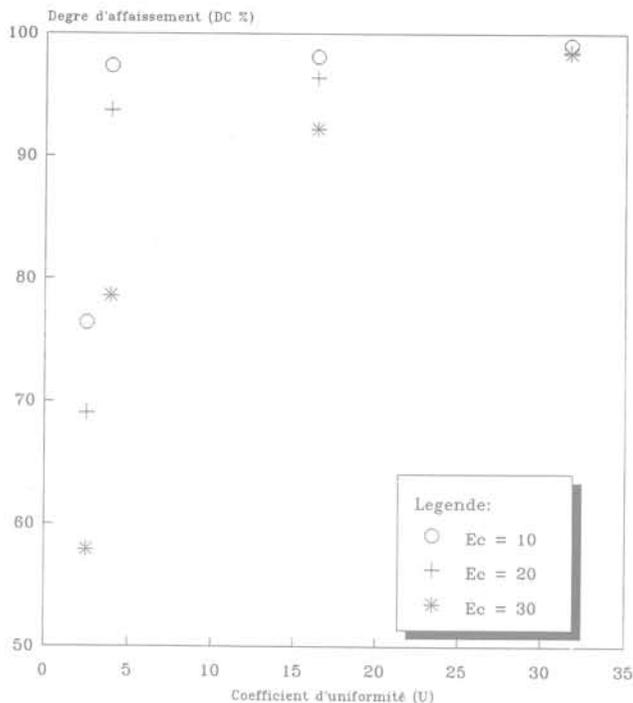


FIG. 9 Variation de DC en fonction de U (pour W0 = 2% et t = 2 minutes). Degree of collapse versus uniformity coefficient for W0 = 2% and t = 2 min.

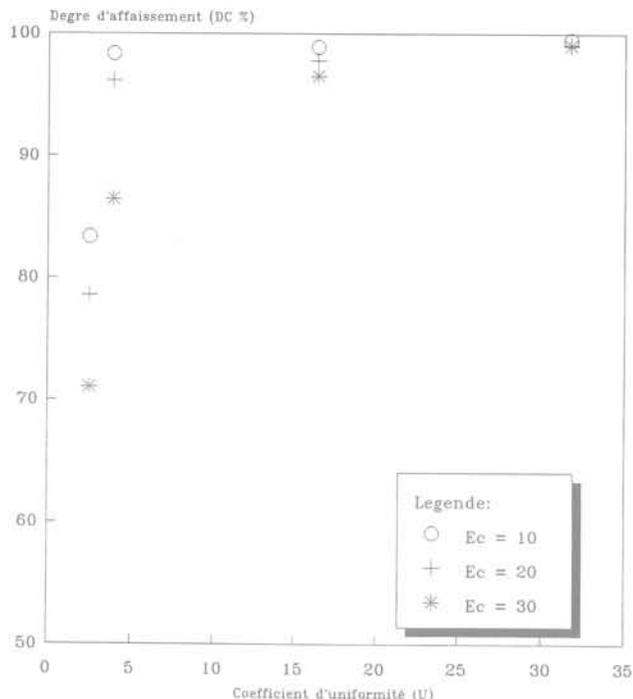


FIG. 10 Variation de DC en fonction de U (pour W0 = 2% et t = 10 minutes). Degree of collapse versus uniformity coefficient for W0 = 2% and t = 10 min.

3.4

Contribution à l'explication du phénomène d'affaissement

3.4.1

Quelques mécanismes proposés pour l'affaissement

Un grand nombre de mécanismes d'affaissement ont été imaginés, d'après les résultats obtenus sur une variété de sols.

Knight (1961) a supposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains se réduisait par suite de l'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture des liaisons argileuses et l'affaissement ou l'effondrement se produit.

Barden *et al.* (1969) et Prusza, Choudry (1979) ont suggéré que l'affaissement est dû essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présente dans ces sols qui sont le plus souvent partiellement saturés.

Clemence (1985), a indiqué que l'affaissement est très immédiat lorsque les particules sont liées par succion capillaire, lent dans le cas de la cimentation chimique et beaucoup plus lent dans le cas des liaisons argileuses entre les gros grains.

3.4.2

La migration des particules fines, comme approche d'explication du mécanisme de l'affaissement des sols

Les résultats des essais (§3.2 et 3.3) nous ont montré qu'il y a une dépendance entre granulométrie et affais-

sement. Cette sujexion peut être envisagée pour contribuer à l'explication du mécanisme d'effondrement des sols affaissables en utilisant la notion de suffusion ou migration des particules fines dans la structure de ces sols, lorsque ces derniers sont inondés à l'eau.

Hanna (1990), en exposant les problèmes causés par l'inondation des sols de fondation, a seulement avancé l'idée que le phénomène d'affaissement est dû à la migration des particules fines à travers le sol, d'un horizon ou d'un niveau à un autre; ce mécanisme est connu sous le nom de « suffusion ».

Istomina (1957) a donné la condition géométrique de la suffusion en termes de coefficient d'uniformité:

- $U \leq 10$ (pas de suffusion);
- $10 < U < 20$ (zone de transition);
- $U \geq 20$ (le sol est susceptible à la suffusion).

Cependant, dans la zone de transition, des gradients hydrauliques très élevés produisent la suffusion et lorsque $U > 25$, les particules fines migrent aisément sous un faible gradient.

Les diverses observations précédentes montrent que l'idée avancée par Hanna, que l'affaissement des sols effondrables est lié à la migration des particules fines à travers la structure, se trouve ainsi confortée et serait en liaison avec le phénomène de suffusion.

4

Conclusion

Les conclusions principales qu'on peut tirer de cette étude se résument comme suit:

1) la formation artificielle d'un sol affaissable, au laboratoire, s'obtient facilement, par le mélange de

matériaux granulaires de différents calibres (gros grains, moyens et très fins), compactés avec une énergie modérée, à une teneur en eau inférieure à l'Optimum Proctor;

2) il y a une influence marquée de la densité sèche et de la teneur en eau, initiales, sur le comportement des sols affaissables. Il a été montré que, généralement, il y a des grands tassements, quand ces deux paramètres sont faibles;

3) il y a une influence de la granulométrie sur l'affaissement des sols qui sont dans un état lâche ou peu compact avec un faible degré de saturation. Si le

coefficient d'uniformité $U \geq 12$, l'affaissement est possible et, si $U \leq 4$, il n'y a pas d'affaissement. Entre ces deux limites, l'affaissement est seulement probable (zone de transition);

4) le potentiel d'affaissement CP et le taux d'affaissement DC augmentent, quand le coefficient d'uniformité croît;

5) le phénomène de suffusion ne doit pas être écarté quand on recherche les mécanismes d'affaissement. On peut penser que l'effondrement de ces sols sous mouillage est causé par la migration des particules fines, après élimination de la cohésion apparente.

Bibliographie

- Anderson P.J. - « Determination of collapse potential of soils » (reporté par Lutenegeger A.J. et Saber R.T.), *Geot. Testing Jnl*, GTJODJ, vol. 11, n° 3, 1988, p. 173-178.
- Ayadat T. - « Collapse of stone column foundation due to inundation », à paraître dans la revue *Journal of Technology* (Algérie), 1995.
- Barden L., Madadar A.O., Sides G.R. - « Volume change characteristics of unsaturated clay », *Journal of SMFD*, ASCE, vol. 95, SM1, 1969, p. 33-49.
- Booth A.R. - « Collapse settlement in compacted soils », CSIR Research Report 324, NITRR bulletin 13, Pretoria, South Africa, 1977.
- Bull W.B. - « Alluvial fans and near-surface subsidence in Western Fresno county California », Professional Paper, 4-37-A, United States Geological survey, Washington D.C., 1964, p. 72.
- Clemence S.P. - « Collapsible soils: identification, treatment and design considerations », *Current Practices in Geotechnical Engineering*, vol. 1, Geo-Environ Academia, 1985.
- Dudley J.H. - « Review of collapsing soils », *Journal of Soil mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 96, n° SM3, Proc. Paper 7278, May 1970, p. 925-947.
- Ferreira R.C., Peres J.E., Monteiro L.B. - « Some characteristics and properties of collapsible brazilian soils », *Proceeding of the int. Symposium on Geotechnical Eng. of Soft Soils*, Mexico, 1987, p. 39-44.
- Handy R.L. - « Collapsible loess in Iowa », *Soil Science Society of America Proceeding*, vol. 37, 1973, p. 281-284.
- Hanna T.H. - « Foundation difficulties - an overview », 4th Indonesian Conference for Geotechnical Engineering, Bandung, February 26-27, 1990.
- Istomina V.S. - « Filtration stability of soils » (in Russian), Gostroizdat, Moscow, Leningrad, 1957.
- Jennings J.E., Knight K. - « A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure », *Proc. 6th. Regional Conf. For Africa on SMFE*, Durban, South Africa, 1975.
- Knight K. - « Collapsing behaviour of residual soils » (reporté par Yudhbir), *Proceeding of the 7th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Hong Kong, November 1982, p. 915-930.
- Knight K. - « The origin of occurrence of collapsing soils », *Proc. 3rd Regional Conf. for Africa on SFME*, vol. 1, 1963, p. 79-94.
- Lawton E.G., Fragaszy R.J., James H.H. - « Collapse of compacted clayey sand », *J. of Geol. Engng Div.*, ASCE, vol. 115, n° 9, 1989, p. 1252-1267.
- Lutenegeger A.J., Saber R.T. - « Determination of collapse potential of soils », *Geot. Testing Jnl*, GTJODJ, vol. 11, n° 3, 1988, p. 173-178.
- Markin B.P. - Discussion on « Standard criteria of sag in loess soils », *ASCE, Soil mech. and found. Engng*, n° 2, 1969, p. 137.
- Prusza A., Choudry T. - « Collapsibility of residual soils », *Proc. 13th Congres on Large Dams*, New Delhi, India, Q.49, R.9, 1979, p. 117-130.
- Yudhbir - « Collapsing behaviour of residual soils », *Proceeding of the 7th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Hong Kong, November, p. 915-930.
- Zur A., Wiseman C. - « Study of collapse phenomena of an undisturbed loess », *Proceeding 8th Int. Conf. of soil mech. and Found. Eng.*, Moscow, USSR, vol. 2, part 2, 1973, p. 265-269.

Du pénétromètre dynamique au battage des pieux

H. GONIN

SIMECSOL

8, avenue Newton,
92350 Le Plessis-Robinson

Résumé

L'auteur poursuit dans cet article une analyse dont il avait rendu compte dans le n° 9 de la *RFG* en 1979 concernant le battage des pieux.

Il s'attache, après avoir décrit de quelle manière se transmet et s'amortit dans le sol l'énergie d'un choc d'une masse cylindrique sur une tige, à définir un modèle simple adapté aux pénétromètres dynamiques et ne faisant intervenir que deux paramètres pour définir le sol.

La prise en compte d'une succession de couches de sol peut se faire à l'aide d'un tableur et est donc à la portée de tout technicien sans nécessité de faire appel à un logiciel de prévision de battage. Un exemple schématique est donné.

Enfin, à la lumière de cette analyse, une critique constructive est faite des formules de battage des pieux et une amorce de méthodologie est donnée pour des observations sur chantier permettant d'apprécier la résistance dynamique au battage si l'on connaît le rendement du mouton et quand on ne dispose pas de mesures directes de l'onde de choc dans le pieu.

Dynamic penetration test and pile driving analysis

Abstract

In this paper, the author follows up an analysis made in an earlier paper on pile driving by the use of a hammer (*RFG* n° 9, 1979).

After discussing the transmission and damping of the stress-wave induced by the impact, a simple model is proposed with only two parameters for describing the soil. This model is adapted to dynamic penetration.

Successive layers of soil are modelled using a spreadsheet, enabling technicians to work without using a driving program. A schematic example is given. At last, in the light of the analysis of dynamic penetration, driving formulae are discussed.

Further, a methodology is suggested for the analysis of the dynamic resistance on site when knowing the hammer output and under the condition that the stress wave is not available by direct measurements.

Dans le domaine de la géotechnique, comme dans d'autres, le conformisme, le poids des habitudes, ou, au contraire, le modernisme érigé en système de pensée, sont à l'origine de querelles d'écoles dans lesquelles les idées toutes faites prévalent trop souvent sur l'observation et la logique cartésienne. Or l'ingénieur se heurte aux réalités concrètes, et il a le plus grand besoin de concepts clairs et d'idées justes sur lesquels baser un raisonnement pour vérifier la validité d'une démarche ou comprendre le fondement des disparités entre prévisions et observations. Il lui faut aussi disposer, pour son analyse, de modèles simples, débarrassés des paramètres inutiles et représentant correctement les phénomènes essentiels. C'est lorsqu'il possède de tels outils qu'il peut, l'expérience aidant, acquérir un précieux savoir-faire, qui s'appuie sur des études paramétriques bien choisies.

On propose, dans ce qui suit, un modèle élémentaire pour les pénétromètres dynamiques, appareils improprement décriés lorsque l'on confond l'outil et la mauvaise utilisation qui peut en être faite. Le modèle vaut pour le battage des pieux. Cette étude prolonge des travaux antérieurs publiés dans les *Annales de l'ITBTP* (Gonin, 1978) et dans la *Revue Française de Géotechnique* (Gonin, 1979).

1

Trois questions simples

Pour le pénétromètre statique, le fonçage vertical d'une pointe à vitesse constante engendre dans le sol une réaction complexe qui intéresse le comportement non linéaire du milieu, jusqu'à atteindre le domaine des écoulements plastiques. L'interprétation de cet essai est donc basée sur des observations directes et des corrélations, plus que sur des considérations théoriques, abordées récemment seulement par les recherches.

Pour le pénétromètre dynamique, il ne s'agit plus d'un effort de fonçage appliqué à vitesse contrôlée, mais d'une énergie connue (choc d'une masse frappante) communiquée à une tige, dont une part est dissipée dans le sol et une autre utilisée pour l'enfoncement. Bien que la sollicitation soit tout aussi complexe que pour le fonçage quasi statique, trois questions simples viennent à l'esprit :

- comment se transmet l'énergie de la masse frappante à la tige ?
- comment cette énergie se dissipe-t-elle dans le sol ?
- comment est-elle utilisée pour l'enfoncement ?

1.1

Transfert de l'énergie

Prenons le cas le plus simple : la masse frappante et la tige sont des cylindres élastiques de même section ; on ne quitte pas le domaine élastique et les ondes engendrées par le choc sont des ondes de compression planes. Les notations sont explicitées sur la figure 1 ; indiquons seulement que la célérité des ondes est notée c , alors que les vitesses particulières de la matière sont indiquées V ou V_p .

La figure 1 illustre la situation :

1. avant le choc, masse frappante immobile ;

2. à l'instant origine, lorsque la masse frappante arrive au contact de la tige avec une vitesse $V_M = (2gH)^{1/2}$;

3. au temps $t = dt$ après le premier contact ($dt < h/c$) ;

4. au temps $t = t$ ($t > 2h/c$).

Au temps $t = dt$, le déplacement au sommet de la masse frappante depuis l'origine est $\Delta l = V_M dt$, puisque le front de l'onde ne l'a pas atteint ; les portions de tige et de masse frappante parcourues par l'onde de compression ont la même longueur cdt , soit une partie comprimée de longueur $2 cdt$; donc :

- le déplacement du sommet de la tige, seule section mise en mouvement depuis l'origine du choc, est égal à $(V_M/2) dt$, puisque c est le milieu de la partie comprimée élastiquement dont l'extrémité basse a eu un déplacement nul et l'extrémité haute un déplacement égal à $V_M dt$;

- les fronts d'onde se déplaçant à vitesse constante [$c = (E/\rho)^{1/2}$], la vitesse particulière dans toute la partie comprimée est égale à $V_M/2$; la contrainte (intensité de l'onde) est telle que :

$$2 cdt (\sigma/E) = V_M dt = 2V_p dt$$

$$\text{soit : } (c/E) \sigma = V_p$$

ou encore : $\sigma = V_p \frac{E}{c} = \rho c V_p$, formule générale de l'équilibre local.

L'énergie de l'onde est la somme de l'énergie de compression et de l'énergie cinétique, qui sont égales :

$$\xi = 1/2 (2 a cdt \sigma^2/E) + 1/2 (2 \rho cdt V_p^2) = 1/2 \rho a cdt V_M^2$$

Cette énergie devient égale à celle de la masse frappante à l'instant origine lorsque $dt = h/c$; la longueur de l'onde est alors $2h = 2L$ (L correspond à la longueur de tige de même masse que la masse frappante, paramètre qui nous sera utile par la suite). Le temps du transfert d'énergie dans la tige dure donc $2h/c = 2L/c$. Après ce temps, l'énergie est véhiculée dans la tige sous forme d'une onde « créneau » de compression de longueur $2L = 2h$, d'intensité $\sigma = (E/c) (V_M/2)$, se déplaçant vers le bas avec une célérité $c = (E/\rho)^{1/2}$. Le raccourcissement ΔL dû à cette onde est égal à $V_M (L/c)$; la vitesse particulière de la tige au passage de l'onde est $V_M/2$. Si l'on fait intervenir l'impédance de la tige $Z = \rho c$ prise comme unité, le raccourcissement de l'onde ΔL mesure la quantité de mouvement :

$$\Delta L = (L/c)V_M = \rho a V_M / \rho c = M V_M / Z$$

Somme toute, la réponse à la première question pourrait être :

Le transfert d'énergie se fait sous forme d'une onde de compression de célérité $c = (E/\rho)^{1/2}$ dont l'énergie de compression et l'énergie cinétique sont égales. Le raccourcissement au passage de l'onde mesure la quantité de mouvement avec comme unité l'impédance de la tige.

1.2

Dissipation de l'énergie dans le sol : amortissement

Que devient cette onde lorsque la tige est au contact du sol ? Elle perd une part de son énergie (amortissement). Elle perd de l'intensité et donc de la vitesse particulière, mais sans modification de la célérité, qui ne dépend que de la matière de la tige. C'est la mobilisation de la résistance au cisaillement entre le sol et la tige

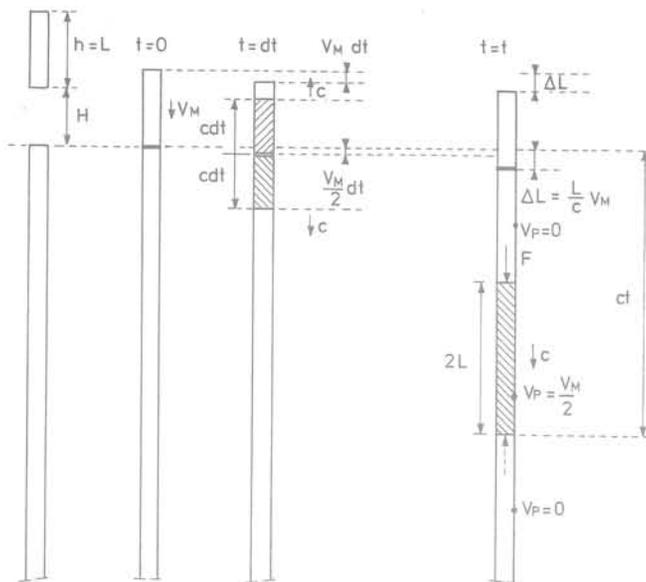


FIG. 1 Onde créneau.
Rectangular stress wave.

qui est responsable de cette perte. Mais on est loin d'une vitesse de cisaillement de 2 cm/s comme dans le pénétromètre statique; l'ordre de grandeur des vitesses particulières de la tige au passage de l'onde est plutôt de 1 à 6 m/s, c'est-à-dire une à plusieurs centaines de fois plus élevée.

Une hypothèse simple est que la contrainte de cisaillement mobilisée est proportionnelle à la vitesse de déplacement de la tige par rapport au sol (vitesse de cisaillement); on a alors, pour une longueur Δz de tige, en écrivant que les forces résistantes sont proportionnelles à la surface en contact avec le sol et à la vitesse particulière de la tige :

$$-K \cdot p \cdot \Delta z (c/E) \sigma = \Delta \sigma \cdot a$$

p = périmètre frottant ;

K = facteur constant, ayant les dimensions d'une contrainte par unité de vitesse.

La diminution de la contrainte (intensité) de l'onde en fonction de la fiche dans un sol homogène est alors exponentielle :

$$\sigma(z) = \sigma_0 \exp[-K(p/a) (c/E)z] = \sigma_0 \exp[-Kpz/Z]$$

Z = impédance de la tige = $Ea/c = apc$.

L'hypothèse de base diffère de celle du frottement de Coulomb; c'est pourquoi on peut en discuter le bien-fondé dans certains cas; il importe donc de bien comprendre quelle en est la signification physique.

Physiquement, cela revient à supposer que dans le domaine des vitesses de cisaillement concerné, une fois rompue les liaisons initiales du contact tige-sol, la résistance au cisaillement mobilisée au contact tige-sol est proportionnelle à cette vitesse; sur le diagramme de la figure 2, supposé se rapporter à une argile saturée, on aurait par exemple :

- pour une vitesse nulle : $\tau_1 = C_u$;
- pour une vitesse de 2 cm/s (pénétromètre statique) : $\tau_1 = C$ résiduel;
- pour une vitesse plus importante, non précisée : $\tau_1 = C$ remanié;
- pour notre plage de vitesse (1 à 6 m/s) : τ_1 proportionnel à V .

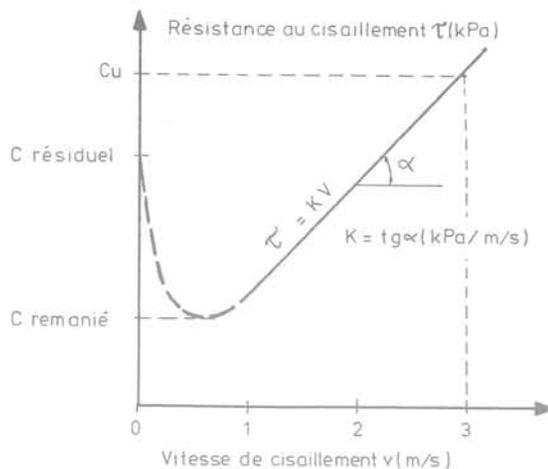


FIG. 2 Facteur d'amortissement K .
Dynamic factor K .

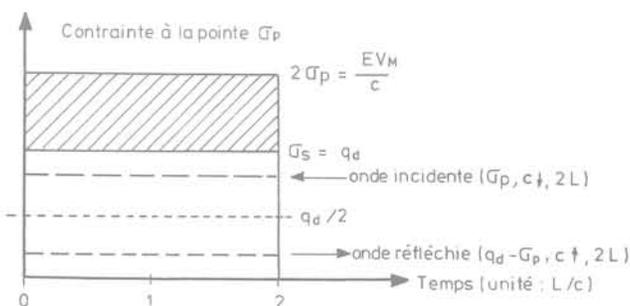


FIG. 3 Enfoncement à la pointe.
Tip penetration.

Si notre hypothèse représente valablement le phénomène prépondérant, nous pourrions caractériser le sol par un seul paramètre, K . Notre deuxième question trouve là une réponse sous condition de vérification : *L'amortissement de l'onde dans le sol est proportionnel à la vitesse particulière (ou à l'intensité = contrainte de compression de l'onde).*

1.3

Enfoncement dans le sol

Abordons la troisième question. Reprenons notre onde créneau; elle arrive à l'extrémité basse de la tige. Si cette tige est dans le vide, l'onde se réfléchit en onde d'intensité et de célérité opposées à celles de l'onde incidente : à l'extrémité, la contrainte est nulle, et la vitesse particulière est donc doublée. Cela dure le temps nécessaire à l'onde incidente pour parcourir cette extrémité, soit $2L/c$.

La vitesse particulière étant $(V_M/2) \cdot 2 = V_M$, le déplacement sera $2L \cdot (V_M/c)$, le double de la compression ΔL de la tige au passage de l'onde. Il y a détente du ressort comprimé, qui se met en traction.

Si la tige repose sur un milieu totalement incompressible, la vitesse particulière doit être nulle à l'extrémité. C'est donc la contrainte de compression qui est

doublée : $\sigma_p = (E/c)V_M$. L'onde est réfléchiée en onde de compression égale à l'onde incidente et de sens inverse.

Dans ces deux cas, l'énergie de l'onde est totalement réfléchiée, ce qui ne doit pas nous étonner, l'énergie de l'onde ne dépendant pas du signe de son intensité, et aucune énergie n'étant perdue en pointe (dans un cas, force nulle ; dans l'autre, déplacement nul).

Si la tige s'enfonce à son extrémité basse, une hypothèse simple est que la réaction du sol est rigide plastique : l'onde est réfléchiée en onde de compression jusqu'à un certain seuil, en onde de décompression au-delà. Si ce seuil correspond à une contrainte $\sigma_s = q_d$, en supposant que q_d est inférieur à $2\sigma_p = (E/c)V_M$, la vitesse particulière à l'extrémité sera proportionnelle à $2\sigma_p - q_d$:

$$V_p = \frac{c}{E}(2\sigma_p - q_d) = \frac{c}{E}\left(\frac{EV_M}{c} - q_d\right)$$

L'enfoncement ayant une durée égale à $2L/c$, il sera égal à : $s = \frac{2L}{E}\left(\frac{EV_M}{c} - q_d\right)$

Autrement dit, sur la figure 3, ce sera au facteur c/E près, l'aire hachurée correspondant à un « écrêtement » du double de l'onde incidente.

Voilà une réponse à notre troisième question, réponse sous condition également.

La réaction du sol en pointe est rigide plastique. Un seul paramètre suffit à la définir, la résistance dynamique en pointe q_p . L'énergie utilisée pour la pénétration est égale à la différence entre l'énergie de l'onde incidente et celle de l'onde réfléchiée :

$$aq_d s = \frac{2aLq_d}{E}(2\sigma_p - q_d) = \frac{2aL\sigma_p^2}{E} - \frac{2aL}{E}(q_d - \sigma_p)^2 = \xi_i - \xi_r$$

2

Trois questions de plus

Tout ce que nous avons vu pour une onde créneau peut être généralisé pour une onde de forme quelconque, dont l'intensité n'est pas constante pendant son passage. Mais nous ne pouvons pas aller plus loin sans examiner trois nouveaux problèmes :

- que se passe-t-il si la masse frappante est un cylindre de section A différente de celle de la tige : $A = rA$?
- que se passe-t-il lorsqu'une onde créneau parcourant une tige rencontre un changement de section ?
- que se passe-t-il si on interpose entre la masse frappante et la tige une enclume (également cylindrique, et d'une autre section droite) ?

En effet, si l'on revient au pénétromètre dynamique qui nous occupe, ces trois questions se posent (voir Fig. 4).

2.1

Choc d'un mouton cylindrique de section différente de la tige

La réponse à la première question a été donnée par Barre de Saint-Venant dans un mémoire célèbre (Saint-Venant, 1867). Comment est-il possible que nous l'ayons oublié pendant des décennies, au point de privilégier un raisonnement (formule des Hollandais) qui n'a aucun fondement physique valable ?

Si l'on admet que les ondes générées sont planes, ce qui est une approximation, le choc de la masse sur la tige induit dans celle-ci une succession d'ondes-crêteaux ayant toutes une longueur égale à deux fois la hauteur de la masse frappante, dont les intensités forment une série géométrique décroissante de raison $(r-1)/(r+1)$, la valeur initiale étant $(E/c)V_M r/(1+r)$ (Fig. 5). On voit que pour $r=1$, $\sigma_1 = (E/c)(V_M/2)$ et toutes celles de rang supérieur à un sont nulles, la raison de la série étant nulle.

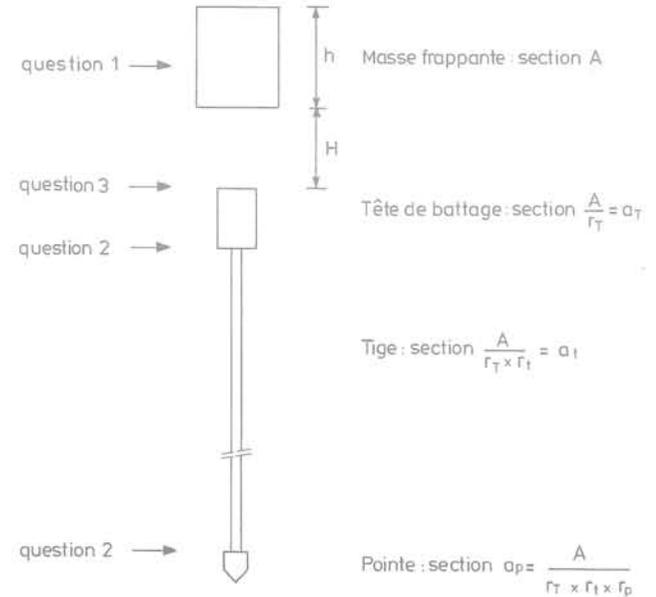


FIG. 4 Pénétromètre dynamique. Dynamic penetrometer.

Lorsque r tend vers zéro, l'intensité de l'onde tend vers une fonction exponentielle décroissante du temps écoulé depuis l'origine du choc :

$$\sigma_0 \exp(-ct/L) = (E/c)V_M \exp(-ct/L)$$

L étant la longueur de tige ayant la même masse que la masse frappante ; rappelons que dans notre cas simple de la première partie, cette longueur est aussi celle de la masse frappante.

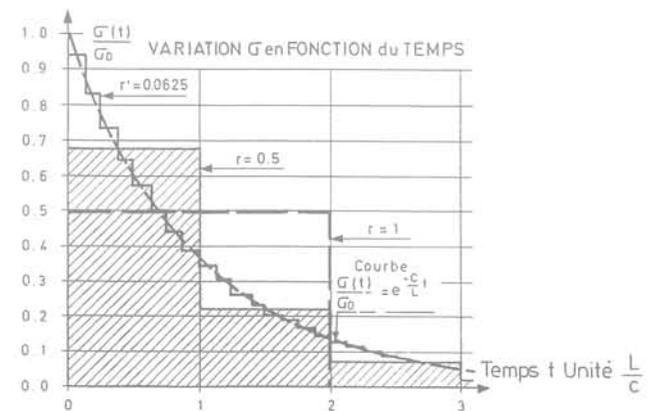


FIG. 5 Choc d'une masse sur une tige. Mass impact on a drill string.

Dans tous les cas, le raccourcissement ΔL dû à la compression de l'onde à la même expression : $\Delta L = L(V_M/c)$ (lorsque l'enfoncement devient nul, le « refus élastique » devient égal à $2\Delta L$).

Dans le cas où r est petit, le pourcentage d'énergie transmise au temps $t = L/c$, lorsque l'onde a parcouru la longueur L , est donné par : $1 - (\sigma_r/\sigma_o)^2 = 1 - \exp(-2ct/L)$, soit 86 %. Au temps $t = L/2c$, soit lorsque l'onde a parcouru la distance $L/2$, ce pourcentage est 63 %. En terme de transmission d'énergie, l'essentiel est déjà joué !

Compte tenu des observations faites en première partie, il est facile maintenant de résoudre complètement le problème de l'enfoncement dans le sol dû à la première onde incidente lorsque r est petit. En effet, le même raisonnement (voir Fig. 6) conduit à l'expression suivante pour la pénétration s due à une onde dont la contrainte de pic (initiale) est σ_a :

$$s = 2 \frac{\sigma_a L}{E} \left[1 + \frac{q_d}{2\sigma_a} \left(\ln \frac{q_d}{2\sigma_a} - 1 \right) \right]$$

Par ailleurs, la contrainte de pic amortie σ_a se déduit de la contrainte de pic initiale σ_o si le sol est homogène et a un facteur d'amortissement K , à l'aide de la relation :

$$\sigma_a = \sigma_o \exp \left[-K \frac{p}{Z} \right], \text{ si } r \text{ est très petit : } \sigma_o = \frac{E}{c} V_M.$$

Z = impédance de la tige : $Ea/c = apc$.

Comme nous l'avons déjà remarqué, l'enfoncement s est, à un facteur c/E près, égal à l'aire hachurée sur la figure 6 : c'est en effet le produit de la vitesse particulière en pointe par le temps écoulé pendant l'enfoncement, et la vitesse particulière est proportionnelle à la contrainte σ .

Remarquons que la compression due à l'onde réfléchie, ou refus élastique mesuré au sommet de la tige, s'exprime facilement :

$$s_e = \frac{q_d}{E} \left(-\ln \frac{q_d}{2\sigma_a} + 1 \right)$$

Si l'on connaît les paramètres de l'onde (σ_o, L) et les valeurs de s et s_e (facilement mesurables), on peut en déduire l'amortissement de l'onde et la résistance dynamique de pointe. Nous reviendrons sur ce point plus avant.

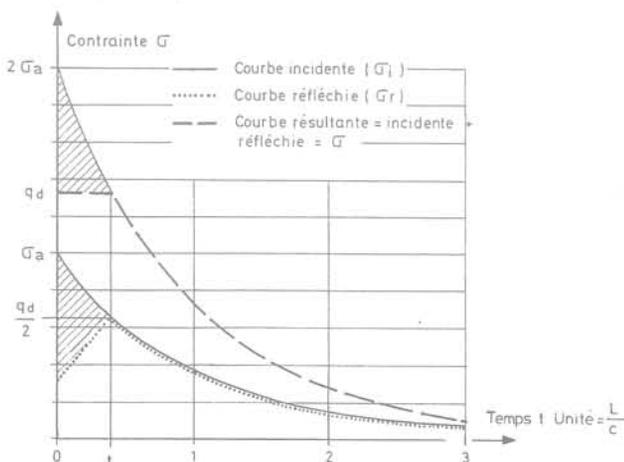


FIG. 6 Enfoncement en pied. Toe penetration.

On voit bien que l'onde est caractérisée par son intensité (contrainte de pic) et son énergie (longueur) ; deux paramètres suffisent à la définir, de même que pour la masse frappante, il suffit de connaître sa masse et sa vitesse à l'impact. La réponse à la première question est donc :

Le transfert se fait par un empilement continu d'ondes crêteaux dont les intensités suivent une série géométrique décroissante. Les principes énoncés précédemment sont conservés.

2.2

Changement de section : transmission et réflexion

Abordons maintenant la deuxième question, qui porte sur l'incidence d'un changement de section sur une onde incidente. Elle est simple à résoudre si l'on a bien assimilé ce qu'est une onde. Au changement de section, il y a discontinuité des vitesses particulières et des contraintes associées, avec transmission et réflexion ; moyennant des hypothèses précises sur les signes, rappelées dans la figure 7, on a les formules suivantes, valables dans tous les cas :

– pour les vitesses particulières :

$$V_t = \frac{2r}{1+r} V_i \quad V_r = \frac{r-1}{1+r} V_i$$

– pour les contraintes associées :

$$\sigma_t = \frac{2r}{1+r} \sigma_i \quad \sigma_r = \frac{1-r}{1+r} \sigma_i$$

Onde de compression vers le bas

$$\begin{array}{l} \uparrow \\ \downarrow \\ \uparrow \\ \downarrow \end{array} \begin{array}{l} v_p = v_i \\ -\frac{1}{2} \sigma_r, v_i(+c) \quad v > 0 \quad \sigma > 0 \quad c = |c| \\ v_p = 0 \end{array}$$

Onde de compression vers le haut

$$\begin{array}{l} \uparrow \\ \downarrow \\ \uparrow \\ \downarrow \end{array} \begin{array}{l} v_p = 0 \\ -\frac{1}{2} \sigma_r, v_i(+c) \quad v < 0 \quad \sigma > 0 \quad c = -|c| \\ v_p = v_i \end{array}$$

Onde de relâchement vers le bas

$$\begin{array}{l} \uparrow \\ \downarrow \\ \uparrow \\ \downarrow \end{array} \begin{array}{l} v_p = v_i \\ \frac{1}{2} \sigma_r, v_i(+c) \quad v < 0 \quad \sigma < 0 \quad c = |c| \\ v_p = 0 \end{array}$$

Onde de relâchement vers le haut

$$\begin{array}{l} \uparrow \\ \downarrow \\ \uparrow \\ \downarrow \end{array} \begin{array}{l} v_p = 0 \\ \frac{1}{2} \sigma_r, v_i(+c) \quad v > 0 \quad \sigma < 0 \quad c = -|c| \\ v_p = v_i \end{array}$$

FIG. 7 Conventions de signes. Sign conventions.

On remarquera qu'il y a un changement de signe entre les vitesses particulières et les contraintes pour les ondes réfléchies.

2.3

Incidence d'une enclume (tête de battage)

La troisième question pose un problème facile dans son principe mais fastidieux à résoudre. Nous l'avons fait dans un cas particulier avec un élève de l'École Centrale, Pascal Bonfort, en 1978. Le résultat est assez surprenant, car le contact entre la masse frappante et la tête de battage ne dure qu'un dix-millième de seconde

tous les millièmes de seconde ! On peut voir que dans le cas étudié, la contrainte de pic initiale dans la tige est multipliée par 1,5 par la tête de battage (voir Fig. 8 et 9).

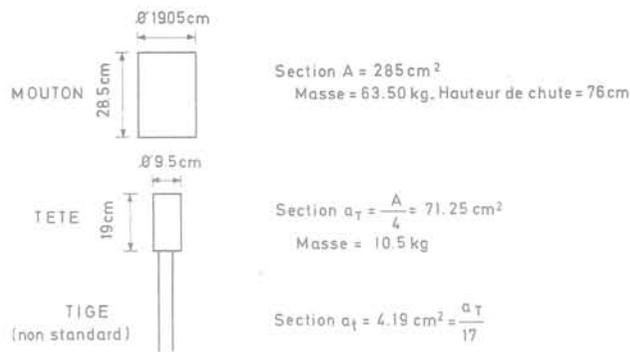


FIG. 8 Données prises en compte pour l'étude de l'influence d'une tête.
Data taken into account for the influence of the cap.

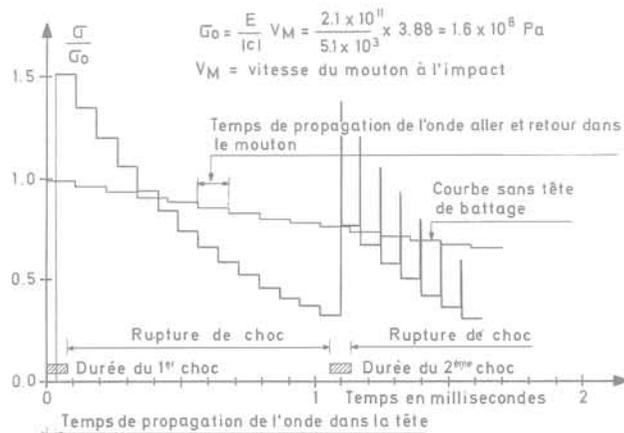


FIG. 9 Onde de contrainte au sommet de la tige munie d'une tête.
Stress wave at the top of the drill string.

De ce fait, le transfert d'énergie est plus intense au début, pour se trouver au contraire retardé après un millième de seconde (ce qui correspond, dans ce cas, à L/3) (voir Fig. 10). Il est indiscutable que la présence de la tête, en allongeant la « queue » de l'onde, augmente un peu la part qui ne sera plus utilisable pour l'enfoncement, parce que trop peu intense et amortie par les multiples réflexions qu'elle aura subies dans son trajet. Par contre, l'intensité initiale est augmentée.

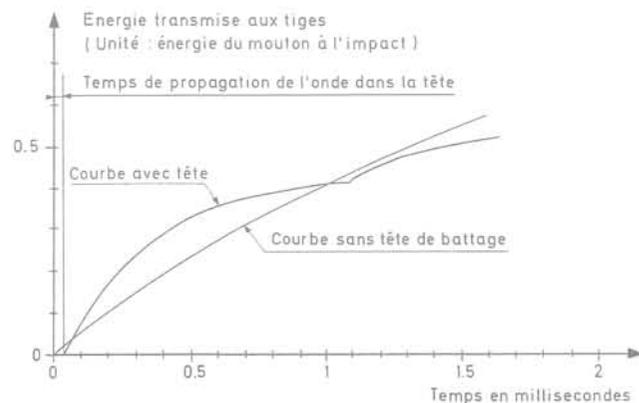


FIG. 10 Énergie transmise aux tiges.
Energy induced into the drill string.

La réponse à la troisième question peut donc se formuler ainsi :

Une tête de battage modifie notablement l'intensité de l'onde de choc et peu la répartition dans le temps du transfert d'énergie ; la part d'énergie perdue pour la pénétration est en principe augmentée.

Nous arrivons au terme de la deuxième partie ; on peut constater sur un exemple que nous n'avons pas raisonné dans le vide. Sur les figures 11a et 11b, on peut voir :

– l'enregistrement de deux courbes de forces transmises lors du battage d'un pieu métallique ; l'influence du casque est tout à fait visible et rappelle singulièrement notre exemple théorique sur l'étude de l'influence d'une tête de battage ;

– les courbes de battages réelles, et celles qui ont été calculées avec des paramètres K et q_d uniques et ajustés pour le sol, la courbe d'intensité réelle de l'onde étant remplacée par une courbe théorique indiquée sur la figure 11a ; la concordance est trop parfaite pour qu'il s'agisse d'une simple coïncidence !

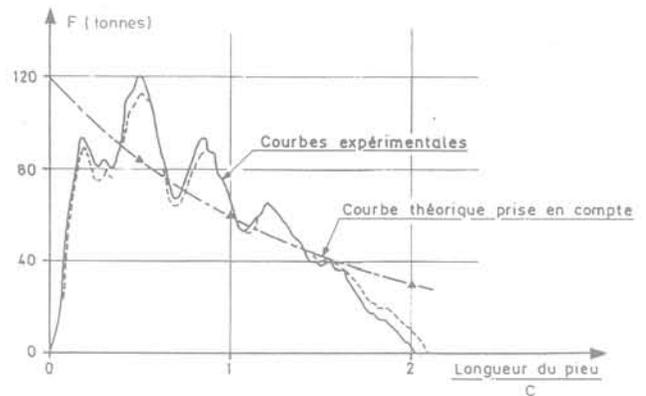


FIG. 11a Ondes de contrainte en tête de pieux.
Stress wave on the pile head.

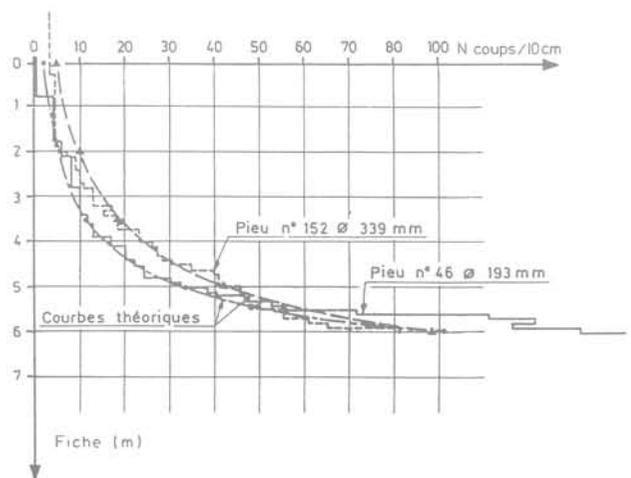


FIG. 11b Courbes de battage mesurées et calculées.
Measured and calculated curves of driving advance.

Exemple de modélisation

Nous sommes maintenant en mesure de bâtir notre modèle de pénétromètre dynamique et de le tester sur une coupe de terrain. Pour se ramener au cas d'une masse frappante sur une tige, sans tête de battage ni pointe élargie, on se propose de caractériser l'onde de choc par ses deux paramètres principaux seulement : la contrainte de pic ou intensité maximale, et l'énergie totale ; cela revient à supposer que le transfert d'énergie en fonction du temps n'est guère modifié par la présence de la tête, ce que nous avons vérifié pour le cas qui nous occupe.

À la pointe, nous admettons que la réaction du sol est proportionnelle à la surface de poinçonnement, mais que l'intensité de l'onde est modifiée suivant les règles établies pour un changement de section, ce qui est conforme à ce que nous avons vu plus avant.

Dans ces conditions, en prenant le pénétromètre dynamique type A de la norme AFNOR NF P 94-114, nous pouvons prendre en compte les caractéristiques suivantes :

- masse frappante : masse $M = 64$ kg : section $A = 0,0285$ m², hauteur $h = 0,2879$ m
- enclume : masse $m = 15$ kg : section $a_T = A/4 = 0,007125$ m², hauteur $= 0,27$ m
- tige : masse au ml : 4,63 kg : section acier : $a_t = a_T/12$, périmètre : $0,0425 \times 3,14 = 0,13345$ m, diamètre extérieur : 0,0425 m
- pointe : section : $a_p = 5a_t = 0,003$ m²

En prenant une hauteur de chute $H = 0,75$ m, nous aurons :

$$V_M = \sqrt{2gH} = 3,836 \text{ m/s}$$

$$\frac{E}{c} V_M = \frac{2,1 \times 10^{11} \times 3,836}{5,1 \times 10^3} = 158 \text{ MPa}$$

La contrainte de pic dans les tiges, σ_{ot} , sera donnée par :

$$\frac{E}{c} V_M \times \frac{4}{5} \times \frac{2 \times 12}{1 + 12} = 233,35 \text{ MPa}$$

La contrainte de pic dans la pointe sera :

$$\sigma_{op} = 233,35 \times \frac{0,2 \times 2}{1,2} = 77,78 \text{ MPa}$$

La masse frappante et la vitesse d'impact équivalentes, qui donneraient la même énergie et la même contrainte de pic dans les tiges, sont données par :

$$V_M = \frac{c}{E} \sigma_{ot} = \frac{5,1 \times 10^3 \times 233,35 \times 10^6}{2,1 \times 10^{11}} = 5,67 \text{ m/s}$$

$$0,5 \times M \times (5,67)^2 = 64 \times 9,81 \times 0,75$$

$$M = 29,3 \text{ kg}$$

Les paramètres nécessaires pour le calcul sont donc les suivants :

$M = 29,3$ kg

$V_M = 5,67$ m/s ($H = 1,64$ m)

$L = 6,33$ m (longueur de tige ayant une masse de 29,3 kg)

$p = 0,13345$ m (périmètre frottant des tiges)

$a = 0,59375 \times 10^{-3}$ m² (section d'acier des tiges)

Pour le calcul de l'enfoncement, tout se passera comme si la valeur de q_d du sol était multipliée par 3 par rapport à une pointe de même section que la tige, ou, ce qui revient au même, comme si la contrainte incidente dans la tige était divisée par 3.

Le calcul se fait par tranches successives de profondeur (pas de 1 m ou 0,5 m) :

- calcul de la contrainte amortie, en fonction de la profondeur de fiche et du paramètre K pour le sol ;
- calcul de l'enfoncement pour la première onde incidente, en fonction du paramètre q_d pour le sol.

À chaque changement de couche, on calcule deux valeurs de l'enfoncement, ou plutôt de la courbe de battage (nombre de coups pour 10 cm d'enfoncement).

Reste à fixer un profil de sol. Nous prendrons quatre couches :

- de 0 à 5 m de profondeur : sable moyennement dense : $q_d = 12$ MPa, $K = 2$ kPa/m/s ;
- de 5 à 10 m de profondeur : argile molle : $q_d = 0,4$ MPa, $K = 8$ kPa/m/s ;
- de 10 à 14 m de profondeur : sable dense : $q_d = 25$ MPa, $K = 5$ kPa/m/s ;
- de 14 à 20 m de profondeur : argile raide : $q_d = 2,5$ MPa, $K = 40$ kPa/m/s.

En ce qui concerne le sable, on a pris un coefficient d'amortissement faible, n'ayant pas de résultats expérimentaux pour nous étalonner ; par contre, pour les argiles, nous avons utilisé une corrélation qui a toujours bien fonctionné : $K = C_u/3$ m \times s⁻¹ ; ainsi, pour la couche d'argile molle, $C_u = 24$ kPa est cohérent avec $q_d = 0,4$ MPa et $K = 8$ kPa/m/s (dans cet exemple, nous avons admis que l'incidence sur l'amortissement de la pointe élargie par rapport à la tige était négligeable).

Les résultats sont présentés sur la tableau I et les figures 12 et 13. Sur la figure 13, on a rassemblé :

- la courbe de q_d en fonction de la profondeur : on peut penser qu'elle est peu différente de la courbe de pénétration statique ($q_s \neq q_d$) ;
- la courbe de la contrainte pic de l'onde incidente σ_a ; l'enfoncement n'est possible que si $\frac{2\sigma_a}{3} > q_d$; on peut suivre, en fonction de la profondeur, l'effet de l'amortissement ;
- enfin, la courbe de q_d calculée d'après la formule des Hollandais, en prenant les enfoncements calculés : autrement dit, la courbe de présentation de l'essai suivant la norme du pénétromètre dynamique type A.

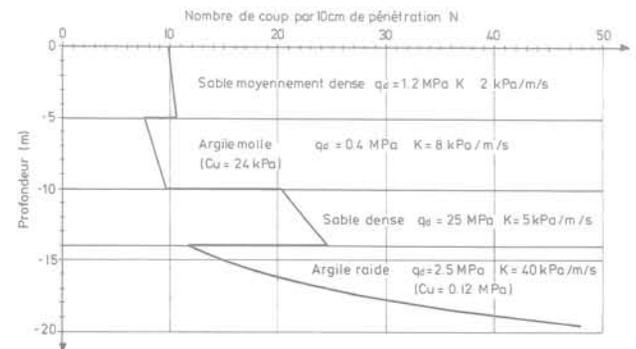


FIG. 12 Courbe de battage calculée.
Calculated curves of driving advance.

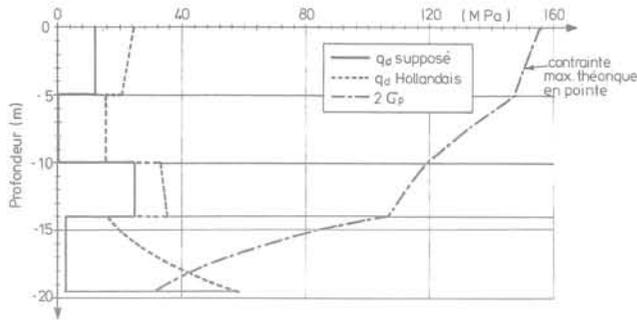


FIG. 13 Profils de q_d et de la contrainte maximum en pointe.
 q_d and maximum toe-stress versus depth.

On peut remarquer que l'incidence, dans la formule des Hollandais, de la prise en compte de la masse totale des tiges, injustifiable au point de vue théorique, est analogue à l'amortissement; mais cette incidence est soit exagérée, soit insuffisante. Par ailleurs, comme une part seulement de l'énergie est réellement utilisée pour la pénétration, la prise en compte de la formule des Hollandais conduit à majorer la résistance q_d , du moins tant que l'influence de la masse des tiges ne devient pas prépondérante.

Remarquons encore que ce modèle peut facilement être adapté si plusieurs enfoncements successifs résultent des allers et retours d'une même onde.

En effet, la contrainte de pic de l'onde réfléchie est $q_d - \sigma_a$; si cette contrainte est négative et suffisamment grande en valeur absolue, il y aura un deuxième enfoncement au retour de l'onde. Pour un pas de calcul, il suffit donc de faire le test :

$$2(\sigma_a - q_d) \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_c} \right)^2 > q_d$$

Si cette inégalité est vérifiée, il y aura un deuxième enfoncement avec une contrainte $\sigma_{aj} = (\sigma_a - q_d) (\sigma_a / \sigma_c)^2$, et ainsi de suite, jusqu'à ce que l'inégalité ne soit plus vérifiée; on a donc un calcul itératif simple pour les faibles valeurs de q_d . Dans l'exemple présenté, si l'on corrige de cette façon la valeur initiale, le premier enfoncement est de 32,45 mm au lieu de 10,2, et le nombre de coups N pour 10 cm d'enfoncement de 3 au lieu de 10; pour cette valeur initiale, il n'y a pas d'amortissement, et le calcul donne six allers et retours de l'onde provoquant des enfoncements successifs décroissants. Cette correction n'a pas été faite pour les résultats présentés ici.

Etude de battage d'un tube métallique (voir articles H.GONIN)													
Matériau				Constantes Calculées									
célérité	cé = 5100 m/s			contrainte d'impact pieu						sig0 = 2.33E+08 Pa			
densité	rho = 7800 kg/m3			section nette d'acier (= D*b)						Ao = 0.00059385 m²			
Module d'Young	E = 2.10E+11 Pa			L_tige même masse mouton						Lo = 6.32549372 m			
Tige				facteur de réduction de la contrainte en pied r = 0.3333									
Périmètre	D = 0.13345 m			SOL		épais		N_div		K		q_d	
épaisseur	b = 0.00445 m			[m]		[m]		[Pa-s/m]		[Pa]		[Pa]	
Mouton				1		5		5		2000		1.200E+07	
masse apparente	M = 29.3 Kg			2		5		5		8000		4.000E+05	
vitesse d'impact	vm = 5.67 m/s			3		5		10		5000		2.500E+07	
Note				4		4.5				40000		2.500E+06	
cé = (E/rho)^0.5				5188.745 m/s									
SOL	épais	z	-z	K	q d	sig-a (z)	sig-pied (z)	set/coup	N_coup/m	N_coup/10cm	m'	qd (Hol)	2* sig-pied(z)
[m]	[m]	[m]	[m]	[Pa-s/m]	Pa	Pa	Pa	m			[Kg]	Pa	Pa
1	0	0.0	0.0	2000	1.200E+07	2.33E+08	7.78E+07	0.01020	98	10	24.00	2.447E+07	1.56E+08
1	1	1.0	-1.0	2000	1.200E+07	2.31E+08	7.70E+07	0.01006	99	10	28.63	2.357E+07	1.54E+08
1	1	2.0	-2.0	2000	1.200E+07	2.28E+08	7.61E+07	0.00992	101	10	33.26	2.276E+07	1.52E+08
1	1	3.0	-3.0	2000	1.200E+07	2.26E+08	7.53E+07	0.00978	102	10	37.89	2.203E+07	1.51E+08
1	1	4.0	-4.0	2000	1.200E+07	2.23E+08	7.45E+07	0.00965	104	10	42.52	2.137E+07	1.49E+08
1	1	5.0	-5.0	2000	1.200E+07	2.21E+08	7.37E+07	0.00951	105	11	47.15	2.077E+07	1.47E+08
2	0	5.0	-5.0	8000	4.000E+05	2.21E+08	7.37E+07	0.01307	77	8	47.15	1.512E+07	1.47E+08
2	1	6.0	-6.0	8000	4.000E+05	2.12E+08	7.05E+07	0.01260	80	8	51.78	1.518E+07	1.41E+08
2	1	7.0	-7.0	8000	4.000E+05	2.03E+08	6.75E+07	0.01196	84	8	56.41	1.526E+07	1.35E+08
2	1	8.0	-8.0	8000	4.000E+05	1.94E+08	6.46E+07	0.01144	87	9	61.04	1.536E+07	1.29E+08
2	1	9.0	-9.0	8000	4.000E+05	1.86E+08	6.19E+07	0.01094	91	9	65.67	1.548E+07	1.24E+08
2	1	10.0	-10.0	8000	4.000E+05	1.78E+08	5.92E+07	0.01046	96	10	70.30	1.563E+07	1.18E+08
3	0	10.0	-10.0	5000	2.500E+07	1.78E+08	5.92E+07	0.00493	203	20	70.30	3.316E+07	1.18E+08
3	0.5	10.5	-10.5	5000	2.500E+07	1.75E+08	5.84E+07	0.00482	208	21	72.62	3.338E+07	1.17E+08
3	0.5	11.0	-11.0	5000	2.500E+07	1.73E+08	5.76E+07	0.00471	213	21	74.93	3.360E+07	1.15E+08
3	0.5	11.5	-11.5	5000	2.500E+07	1.71E+08	5.69E+07	0.00459	218	22	77.25	3.385E+07	1.14E+08
3	0.5	12.0	-12.0	5000	2.500E+07	1.68E+08	5.61E+07	0.00449	223	22	79.56	3.410E+07	1.12E+08
3	0.5	12.5	-12.5	5000	2.500E+07	1.66E+08	5.53E+07	0.00438	228	23	81.88	3.438E+07	1.11E+08
3	0.5	13.0	-13.0	5000	2.500E+07	1.64E+08	5.46E+07	0.00428	234	23	84.19	3.467E+07	1.09E+08
3	0.5	13.5	-13.5	5000	2.500E+07	1.62E+08	5.38E+07	0.00417	240	24	86.51	3.498E+07	1.08E+08
3	0.5	14.0	-14.0	5000	2.500E+07	1.59E+08	5.31E+07	0.00407	246	25	88.82	3.530E+07	1.06E+08
4	0	14.0	-14.0	40000	2.500E+06	1.59E+08	5.31E+07	0.00853	117	12	88.82	1.686E+07	1.06E+08
4	0.5	14.5	-14.5	40000	2.500E+06	1.43E+08	4.76E+07	0.00756	132	13	91.14	1.873E+07	9.52E+07
4	0.5	15.0	-15.0	40000	2.500E+06	1.28E+08	4.27E+07	0.00669	149	15	93.45	2.084E+07	8.54E+07
4	0.5	15.5	-15.5	40000	2.500E+06	1.15E+08	3.83E+07	0.00592	169	17	95.77	2.323E+07	7.66E+07
4	0.5	16.0	-16.0	40000	2.500E+06	1.03E+08	3.43E+07	0.00523	191	19	98.08	2.592E+07	6.86E+07
4	0.5	16.5	-16.5	40000	2.500E+06	9.23E+07	3.08E+07	0.00461	217	22	100.40	2.897E+07	6.15E+07
4	0.5	17.0	-17.0	40000	2.500E+06	8.28E+07	2.76E+07	0.00406	246	25	102.71	3.244E+07	5.52E+07
4	0.5	17.5	-17.5	40000	2.500E+06	7.42E+07	2.47E+07	0.00357	280	28	105.03	3.640E+07	4.95E+07
4	0.5	18.0	-18.0	40000	2.500E+06	6.65E+07	2.22E+07	0.00313	319	32	107.34	4.092E+07	4.44E+07
4	0.5	18.5	-18.5	40000	2.500E+06	5.97E+07	1.99E+07	0.00274	365	36	109.66	4.611E+07	3.98E+07
4	0.5	19.0	-19.0	40000	2.500E+06	5.35E+07	1.78E+07	0.00240	417	42	111.97	5.210E+07	3.57E+07
4	0.5	19.5	-19.5	40000	2.500E+06	4.80E+07	1.60E+07	0.00209	479	48	114.29	5.902E+07	3.20E+07

TABLEAU I Calculs.
Calculations.

Le battage des pieux : encore trois questions !

Le modèle simple proposé pour le pénétromètre dynamique ne permet pas de caractériser de manière univoque les sols testés, mais plutôt, en ramenant à l'essentiel, de tenir des raisonnements valides sur l'amortissement et la résistance à la pénétration dynamique dans les terrains traversés.

Il en est de même pour le battage des pieux, pour lequel il est indispensable de bien maîtriser l'énergie du choc et la manière dont elle est transmise au pieu. Sans parler des moyens de mesure et d'interprétation sophistiqués qui existent maintenant et qui sont surtout utilisés de manière courante en *off-shore*, nous abordons dans cette quatrième partie, en utilisant ce qui précède, trois nouvelles questions :

- quelle est la validité des formules de battage ?
- comment définir simplement une « résistance au battage », Q_b ?
- cette « résistance au battage » est-elle reliée de manière systématique à la résistance statique du pieu ?

4.1

Formules de battage

Il est clair, et cela ne mérite pas la littérature qui y a été consacrée, que les formules de battage dérivées de la formule des Hollandais, quelles que soient les corrections apportées, n'ont aucun fondement physique, et qu'elles doivent donc être éliminées, y compris, malgré les habitudes, pour le pénétromètre dynamique !

Mais parmi les rares formules basées sur la théorie des ondes, nous analysons, ci-après, la formule de Kümmel (1984), proposée par Delmag et assez couramment utilisée.

Nous rappelons cette formule, avec les notations utilisées ici :

$$s = \Delta L \frac{(F_{\max} - Q_b)^3}{2F_{\max}^2 \cdot Q_b} \quad \Delta L = MV_M / Z = V_M(L/c)$$

s = refus mesuré ; pour un mouton de référence, d'après ce qui précède, on a $F_{\max} = (E/c)V_M = \rho c V_M$. Kümmel suppose une forme triangulaire de l'onde de choc (voir Fig. 14) :

L'énergie d'une onde triangulaire de force maximale F_{\max} est : $\xi = \frac{F_{\max}^2 L}{3EA}$, à comparer à celle de l'onde de référence : $\frac{F_{\max}^2 L}{2EA}$ (A = section du pieu).

La compression de cette onde triangulaire (reliée, comme nous l'avons vu, à la quantité de mouvement) est : $\frac{F_{\max}}{2EA} \cdot L$, soit $\frac{\Delta L}{2}$ (ΔL pour l'onde de référence).

Il semble que la formule utilisée pour la pénétration corresponde à l'énergie de l'onde hachurée sur la figure 14 :

$$s \cdot Q_b = \frac{(F_{\max} - Q_b)^2}{3EA} \cdot L \quad I = \left(\frac{F_{\max} - Q_b}{F_{\max}} \right) \cdot L$$

d'où :

$$s = \frac{(F_{\max} - Q_b)^3}{3EA F_{\max} \cdot Q_b} \cdot L = \Delta L \frac{(F_{\max} - Q_b)^3}{3F_{\max}^2 Q_b}$$

C'est la formule de Kümmel, à un facteur près (3 au lieu de 2 au dénominateur, sans explication rationnelle).

Mais le raisonnement n'est pas juste : la différence entre l'énergie de l'onde triangulaire et l'onde tronquée à Q_d n'est pas égale à celle de l'onde hachurée ; l'expression en est :

$$\frac{F_{\max}^2 L}{3EA} - \frac{Q_b^2}{EA} \cdot \frac{(F_{\max} - Q_b)}{F_{\max}} \cdot L - \frac{Q_b^2}{3EA} \cdot \frac{Q_b}{F_{\max}} \cdot L$$

qui n'est pas égal à $\frac{(F_{\max} - Q_b)^3 L}{3EA \cdot F_{\max}}$.

Par ailleurs, pour tenir compte de la présence d'un casque et de martyrs, Kümmel suppose que l'on applique à F_{\max} un facteur de réduction, mais en gardant le produit $F_{\max} \cdot L$ constant ; or, pour que l'énergie soit conservée, c'est le facteur $F_{\max}^2 \cdot L$ qui doit être constant. C'est peut-être une manière de tenir compte d'une perte d'énergie du fait de la présence du casque et des garnitures, mais il faut alors en souligner l'arbitraire !

Pour critiquable qu'elle soit, cette formule a cependant le mérite de donner une valeur plafonnée pour la résistance dynamique à la pénétration, assimilée à la force portante ; ce n'est pas toujours le cas des autres formules !

Aucune formule de battage ne trouvant grâce à nos yeux, il nous reste donc à faire une proposition pour les remplacer !

4.2

Définition d'une « résistance au battage » Q_b

Supposant les paramètres de l'onde de référence, F_{\max} et L , connus. A l'extrémité basse, l'onde amortie a pour paramètre $F_a = \lambda F_{\max}$, λ étant l'amortissement global à la profondeur considérée. La résistance à la pénétration dynamique est $Q_d = a q_d$. Nous proposons de définir simplement la résistance au battage Q_b :

$$Q_b = F_{\max} (1 - \lambda) + Q_d \text{ avec } Q_d < 2\lambda F_{\max}$$

Dans ces conditions, une mesure du refus élastique et du refus en fin de battage permettent de déterminer facilement λ et Q_d . En effet, comme nous l'avons remarqué plus haut, on a, pour l'onde de référence, les deux formules :

$$s = 2\lambda \frac{F_{\max} \cdot L}{EA} \left[1 + \frac{Q_d}{2\lambda F_{\max}} \left(\ln \frac{Q_d}{2\lambda F_{\max}} - 1 \right) \right]$$

$$s_e = \frac{Q_d \cdot L}{EA} \left(1 - \ln \frac{Q_d}{2\lambda F_{\max}} \right)$$

λ est donné par : $s + s_e = 2\lambda \frac{F_{\max} \cdot L}{EA}$

Q_d est déterminé par la fonction s_e de Q_d .

Pour un battage d'essai, ces mesures peuvent être faites avec différentes fiches dans la couche portante et

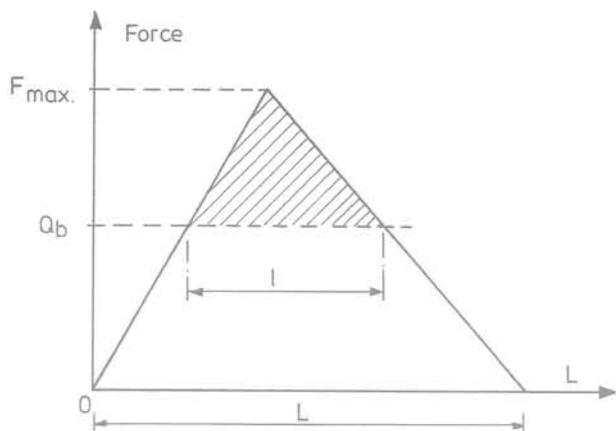


FIG. 14 Onde triangulaire.
Triangular stress-wave.

différentes énergies de battage; à remarquer que le facteur λ peut varier dans le temps pour une même fiche, par exemple entre la fin d'un battage et sa reprise le lendemain. Le suivi et l'interprétation des battages d'essai devraient, de cette façon, apporter d'utiles renseignements sur le comportement des pieux et des terrains au battage dans un site donné, et les critères de refus à respecter en fonction du site et de la portance demandée.

4.3

Relation entre résistance au battage et résistance statique

Il n'y a pas lieu d'être optimiste, en effet:
 – l'amortissement de l'onde dépend largement du remaniement du sol autour du pieu, phénomène essentiellement transitoire et même aléatoire (liquéfaction partielle ou non, surpressions ou dépressions interstitielles générées dans les sols saturés);
 – cet amortissement correspond à un phénomène physique complètement différent de la mobilisation d'une résistance au cisaillement avant rupture; il n'affecte pas

non plus les mêmes surfaces: pour l'amortissement, la longueur d'onde intervient;
 – en ce qui concerne la résistance dynamique en pointe, le phénomène est sans doute dépendant de la vitesse de pénétration; on ne peut même pas dire si, lorsque cette vitesse tend vers zéro, la résistance Q_d tend vers Q_s , car vitesse et résistance à la pénétration sont reliées en dynamique.

Malgré ces remarques décourageantes, il ne faut certainement pas abandonner l'idée d'apprécier une «résistance au battage», au contraire! Mais tirons-en des conclusions sur la manière d'utiliser l'information ainsi recueillie; n'oublions pas, en particulier, qu'il ne s'agit pas de déterminer des caractéristiques intrinsèques des sols traversés mais des paramètres reliés à la sollicitation particulière due à l'enfoncement par battage. Encore faut-il, pour établir des corrélations valides, choisir de bons paramètres, simples, peu nombreux, et ayant une réelle signification physique.

5

Conclusion

Cette étude est un plaidoyer pour introduire à la fois rationalité et pragmatisme dans un domaine où il semble qu'on n'ait le choix, à l'heure actuelle, qu'entre les mesures et analyses sophistiquées et une aveugle confiance dans le savoir-faire sur le chantier. Pour commencer, une exploitation plus rationnelle des résultats des essais de pénétration dynamique ne pourrait qu'améliorer les choses; la mesure systématique du refus élastique en cours de battage et celle de la vitesse à l'impact de la masse frappante au moment du choc constitueraient un progrès appréciable: on doit, par exemple, souligner la tentative pleine de succès du PANDA, dont l'étude rationnelle devrait, nous semble-t-il, être approfondie. Pour le battage des pieux, l'enregistrement des paramètres essentiels (vitesse de la masse frappante à l'impact, refus et refus élastique par coup, cadence) devrait être la norme. Ce qui est proposé ici, c'est une méthode d'analyse simple et rapide, basée sur des mesures faciles à réaliser sans équipement sophistiqué, à la portée de tout technicien s'étant intéressé à la question.

Bibliographie

- Bustamante M. *et al.* – Vérification expérimentale des formules de battage, Symposium International sur la pénétrabilité et le fonçage des pieux, San Francisco, août 1985, vol. 1, 1985.
- Fischer H.C. – Stress wave theory for pile driving applications, 2nd International Conference on the application of stress wave theory on piles Stockholm, Suède, 1984.
- Gonin H. – Étude théorique du battage des corps élastiques élancés, *Annales ITBTP* – Série sols et fondations, n° 155, 1978.
- Gonin H. – Réflexions sur le battage de pieux, *Revue française de géotechnique*, n° 9, 1979.
- Gonin H. – Rapport général sur la pénétrabilité et le fonçage des pieux, comptes rendus du Symposium International sur la pénétrabilité et le fonçage des pieux, San Francisco, août 1985, vol. 1, 1985.
- Heritier B, Paquet J. – Détermination de la capacité portante des pieux par les méthodes dynamiques, id. San Francisco, août 1985, vol. 1, 1985.
- Kümmel F. – The Kümmel method for calculation of impact forces in piles, 2nd Int. Conf. on the application of stress-wave theory on piles, Stockholm, Suède, 1984.
- De Saint-Venant – Mémoire sur le choc longitudinal de deux barres élastiques, *J. de mathématiques*, 2 ser. XII, 1867, p. 237-376.

La simulation numérique discrète du comportement des matériaux granulaires

A. MAHBOUBI
A. GHAOUTI
B. CAMBOU

LTDS URA 855
École Centrale de Lyon
Réseau GEO, BP 163,
69131 Ecully

Résumé

Cet article a pour but de présenter la méthode numérique des éléments discrets qui permet de simuler le comportement des milieux granulaires en prenant en compte leur nature discrète. Après une présentation générale de la méthode deux types d'utilisation seront analysés.

Une première série d'essais homogènes bidimensionnels et tridimensionnels permet de mettre en évidence les phénomènes locaux qui sont à la base du comportement des milieux granulaires et constitue une aide puissante pour la compréhension fine du comportement de ces milieux et pour le développement de modèles de comportement continus.

Une deuxième série d'essais non-homogènes (vidange d'un silo) montre l'intérêt de l'approche numérique discrète dans le cas où la nature discontinue du milieu pilote les phénomènes à l'échelle globale. Pour ce type de problème une approche en terme de milieu continu apparaît peu crédible.

The distinct numerical modelling of the behaviour of granular materials

Abstract

This paper presents the Distinct Element Method that permits the simulation of the behavior of granular materials taking into account their discrete state. After a general presentation, two types of use will be presented.

The first one performs two-dimensional and three-dimensional homogeneous tests permitting to point out the local phenomena which are the fundamentals of the behavior of granular materials. The comprehension of these phenomena is a powerful help for understanding of their behavior and therefore for the development of constitutive models.

The second use consists to perform a non homogeneous test (discharge of a silo) to show the interest of the discrete numerical method when the discrete nature dominates the global behavior. In fact for this type of problem a continuum approach seems few credible.

Introduction

Les matériaux granulaires sont constitués de particules qui se déplacent indépendamment l'une et l'autre et qui interagissent aux points de contact. Cette nature discrète rend le comportement mécanique de ces types de matériaux très complexe et, à ce jour, la définition d'une loi de comportement capable de représenter tous les aspects de leur comportement reste un problème ouvert.

Depuis une vingtaine d'années une méthode numérique a été développée pour modéliser le comportement de ce type de milieux. Cette méthode appelée la Méthode des Éléments Discrets (MED) traite un matériau granulaire comme un assemblage de particules en interaction au niveau des contacts qui peuvent être rompus ou formés à chaque pas de temps. La plupart des développements et des applications de la méthode des éléments discrets sont issus des travaux pionniers de Cundall (1971, 1974, 1979), destinés à la modélisation bidimensionnelle, d'une part de milieux rocheux fracturés et, d'autre part, de milieux granulaires formés de cylindres. On notera aussi la méthode numérique originale développée par J.-J. Moreau (1979, 1988) et M. Jean *et al.* (1993).

La MED a permis au cours de ces dernières années de mettre en évidence et de mieux comprendre les phénomènes locaux (géométriques, cinématiques, statiques) qui sont à la base des phénomènes observés à l'échelle d'un échantillon. Elle a, en particulier, permis de mieux appréhender l'évolution de la structure interne du milieu au cours de la sollicitation, et a pu être utilisée comme aide au développement de modèles de comportement pour les sols granulaires (Bathurst *et al.*, 1988).

Le but de cet article est de présenter les possibilités et les limitations de ce type de méthode ainsi que les résultats originaux développés dans notre laboratoire. Les exemples traités dans cet article sont de deux ordres :

– des simulations d'essais en sollicitation homogène qui permettent d'analyser les phénomènes locaux et peuvent être utilisés comme une aide au développement de modèles constitutifs ;

– des simulations d'essais non-homogènes où la structure discrète du milieu est essentielle pour la modélisation du comportement global du milieu.

Généralités sur la MED

Nous présentons ici la MED sous la forme où elle a été développée dans le logiciel TRUBAL (Cundall, 1989) que nous avons utilisé pour les applications présentées dans cet article. La MED modélise un milieu granulaire par un assemblage de grains le plus souvent de forme simple (cylindres, sphères), le nombre des particules prises en compte dépend, évidemment, de la puissance informatique disponible, aujourd'hui la plupart des simulations réalisées prennent en compte entre 1 000 et 10 000 particules. Chaque particule est représentée par un élément discret (indépendant), le déplacement des particules est supposé être celui d'un corps rigide, les déformations étant supposées localisées aux points de contact (Fig. 1a). Le principe de la MED est simple, il est basé sur les applications répétitives de l'équation du mouvement d'un corps rigide soumis à une sollicitation (déplacement ou force) suivi par le calcul des forces engendrées par un contact entre deux particules (loi de contact). La figure 2 décrit un schéma simplifié de cette méthode.

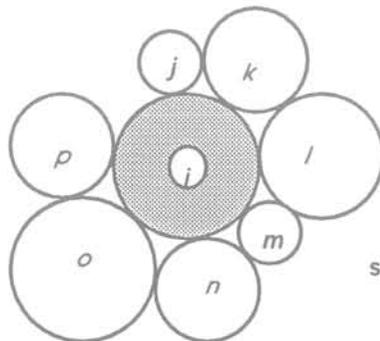
Une fois que les forces pour tous les contacts entre les particules ont été calculées, les résultantes des forces et des moments sur chaque particule sont utilisées dans l'équation du mouvement pour déterminer la nouvelle position de chaque particule. La force et le moment obtenus pour le temps t sont supposés agir sur une particule pendant l'intervalle Δt (de $t - \frac{1}{2}\Delta t$ jusqu'à $t + \frac{1}{2}\Delta t$).

Dans ce cas l'équation du mouvement de chaque particule s'écrit comme suit :

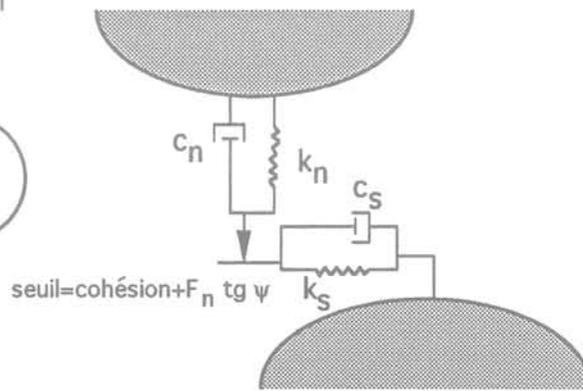
$$m \ddot{x} + c \dot{x} - \Sigma F = m \ddot{x} + m \alpha \dot{x} - \Sigma F = 0 \quad (1)$$

où c représente l'amortissement et m est la masse de la particule. F représente les forces extérieures et les forces de volume appliquées à la particule.

pour la particule i , ΣF_i et ΣM_i sont calculées à partir des contacts sur i



a)



b)

FIG. 1 Les notions de base, a) schéma d'équilibre local, b) mécanisme de contact.

Basic notions of distinct simulation, a) local equilibrium scheme, b) contact mechanical representation.

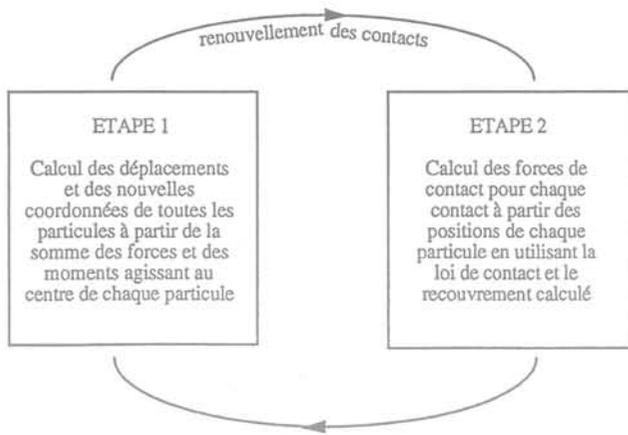


FIG. 2 Schéma simple des deux étapes importantes de la MED.
Two important steps of the distinct element method.

L'intégration numérique par la méthode des différences finies conduit à :

$$(\dot{x}_i)_{t+\frac{1}{2}} = \frac{(\dot{x}_i)_{t-\frac{1}{2}} \left(1 - \frac{\alpha \Delta t}{2}\right) + \frac{\Delta t}{m} \Sigma F_i}{\left(1 + \frac{\alpha \Delta t}{2}\right)} \quad (2)$$

$$(\omega_i)_{t+\frac{1}{2}} = \frac{(\omega_i)_{t-\frac{1}{2}} \left(1 - \frac{\alpha \Delta t}{2}\right) + \frac{\Delta t}{I} \Sigma M_i}{\left(1 + \frac{\alpha \Delta t}{2}\right)} \quad (3)$$

Les nouvelles valeurs des coordonnées et rotations seront utilisées pour recalculer la nouvelle position et les nouvelles rotations de chacune des particules. L'intégration numérique de x_i et ω_i sur l'intervalle Δt donne :

$$(x_i)_{t+1} = (x_i)_t + (\dot{x}_i)_{t+\frac{1}{2}} \cdot \Delta t \quad (4)$$

$$(\theta_i)_{t+1} = (\theta_i)_t + (\omega_i)_{t+\frac{1}{2}} \cdot \Delta t \quad (5)$$

Les relations (2) à (5) seront appliquées à toutes les particules pour calculer la nouvelle position et les nouvelles rotations. Ces nouvelles valeurs de position peuvent être, maintenant, utilisées dans la relation force-déplacement relative au contact, et le cycle se répète pour un nouvel incrément de temps.

Du fait de la nature de l'algorithme, la convergence de la MED est conditionnelle. Elle dépend de l'amplitude de la propagation de la perturbation à chaque pas de temps, Δt . Δt est supposé suffisamment petit de façon que, pour chaque Δt , la perturbation ne puisse se propager qu'aux particules voisines en contact. Δt est en général défini à partir du temps critique minimal correspondant à un ensemble de deux particules en contact.

Généralement, un contact est modélisé par le modèle de Kelvin dans les directions normale et tangentielle avec un patin dans la direction tangentielle limitant la force tangentielle par un seuil (Fig. 1b). Les ressorts peuvent être linéaires ou non linéaires (par exemple, la loi non linéaire de Hertz, 1881). Le calcul

des forces s'effectue par le biais de la loi de contact à partir du recouvrement des particules. On notera que la méthode proposée par Moreau et Jean ne prend pas en compte une véritable loi de contact, mais traite l'interaction entre particules sous la forme d'un choc élastique ou inélastique (M. Jean, 1993).

Si l'amortissement ou la vitesse de chargement est grand le comportement du milieu supposé sollicité de façon quasi statique peut être affecté par l'effet de l'inertie. On notera que l'amortissement n'a généralement pas un réel sens physique et est seulement utilisé pour obtenir la convergence numérique de calcul. Pour s'assurer que les forces d'inertie et les effets visqueux ne modifient pas le comportement réel du matériau certains tests sont effectués :

- un indice est défini comme le rapport entre la moyenne des résultantes des forces agissant sur chaque particule (non équilibrée) sur la moyenne des forces normales agissant dans le milieu. Cet indice ne doit pas dépasser un faible pourcentage (toujours moins de 1 %);
- deux simulations peuvent être effectuées à deux vitesses de sollicitations différentes et les résultats doivent être identiques.

Finalement, les contraintes sont calculées à partir de la relation proposée par Love (1927) :

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \Sigma (F_i \cdot l_j) \quad (6)$$

où, V est le volume de l'échantillon.

3

Simulations d'essais biaxiaux homogènes (milieu bidimensionnel)

L'assemblage est constitué de 1000 particules sphériques dont les centres sont localisés dans un plan et l'interaction entre les particules est limitée au contact physique, modélisé par la loi de Hertz-Mindlin (1953) avec frottement Coulombien et sans cohésion intergranulaire. L'échantillon est constitué de :

- 500 particules de diamètre 0,4 mm.
- 300 particules de diamètre 0,5 mm.
- 200 particules de diamètre 0,6 mm.

Trois types de particules ont été pris en compte pour éviter d'avoir un échantillon monodisperse qui présente un comportement singulier, lié à la régularité des arrangements de particules (Cundall, 1989).

Le nombre total des particules a été choisi pour qu'il soit significatif d'un assemblage réel. Il semble que 1000 soit une limite inférieure pour une analyse bidimensionnelle (Kruyt, 1993). De nombreux chercheurs ont choisi ce même nombre de particules (Cundall, 1988; Rothenburg *et al.*, 1989; Thornton *et al.*, 1986).

La distribution des particules choisie permet d'obtenir un échantillon avec un domaine de densité possible assez grand. Les caractéristiques mécaniques du matériau constitutif des particules apparaissent dans la loi de contact utilisée, le module de cisaillement, $G = 29 \text{ GPa}$, et le coefficient de Poisson, $\nu = 0,2$ utilisés correspondent à celles du Quartz (Ng *et al.*, 1994), l'angle de frottement intergranulaire, ψ , est supposé égal à 26° (sauf dans la phase initiale de compactage où il est réduit pour diminuer les temps de calcul).

L'effet de la gravité n'a pas été considéré dans ces simulations. La mise en place des échantillons se fait à partir des étapes suivantes :

i) génération aléatoire des particules dans un carré périodique ;

ii) compactage isotrope de l'échantillon en diminuant la surface de l'espace périodique de façon isotrope et avec un coefficient de frottement intergranulaire faible, $\tan\psi = 0,05$. L'essai est poursuivi jusqu'à l'obtention d'un indice des vides $e = 0,35$. La suite de la préparation des échantillons est alors différente pour les milieux dense et lâche ;

iii) pour un échantillon dense, le compactage isotrope est poursuivi avec $\tan\psi = 0,05$ jusqu'à l'obtention d'un indice des vides, e , égal à 0,197 et un contrainte isotrope de 550 kPa ($\sigma_1 = \sigma_2 = 550$ kPa) ;

iv) pour un échantillon lâche, le compactage isotrope est poursuivi en considérant $\tan\psi = 0,5$ jusqu'à l'obtention d'un indice des vides égal à 0,25 et une contrainte isotrope de 535 kPa.

Il y a lieu de remarquer que le compactage en présence d'un frottement relativement fort permet d'obtenir des échantillons lâches. A cette étape nous disposons de deux échantillons avec les densités souhaitées et bien équilibrés.

3.1

Essais biaxiaux sur les échantillons dense et lâche

L'essai biaxial est réalisé en compressant l'échantillon dans la direction 1 tout en gardant la contrainte dans la direction 2 constante. La sollicitation se fait par le biais d'un champ de déformation homogène. Le contrôle de la contrainte dans la direction latérale se fait par une boucle d'asservissement sur la vitesse de déformation dans la même direction.

La vitesse de chargement et le paramètre d'amortissement sont choisis pour que les forces d'inertie restent négligeables. L'utilisation de la condition d'espace périodique (connexion numérique entre les faces opposées de l'échantillon, Cundall, 1989) permet d'éliminer les effets de bords qui peuvent être très importants. Le tableau I résume les caractéristiques initiales des échantillons dense et lâche.

Les indices des vides des échantillons dense et lâche sont proches, ce qui est dû au fait que les milieux analysés sont bidimensionnels. Cet effet a été observé par d'autres auteurs (Kruty, 1993).

TABEAU I États initiaux des deux échantillons dense et lâche.
Initial states of the dense and loose samples.

	Échantillon Dense	Échantillon Lâche
Contrainte isotrope	550 (kPa)	535 kPa
Coefficient du Frottement intergranulaire	0,50	0,50
Indice des vides initial	0,197	0,25
Nombre de coordination	3,774	3,162

Il peut sembler étonnant d'obtenir un nombre de coordination inférieur à 4 aussi bien pour l'échantillon lâche que pour l'échantillon dense. En effet si l'on met en place un échantillon bidimensionnel par sédimentation chaque particule au moment de son dépôt crée 4 contacts (2 sur elle-même et 2 sur les particules qui la supportent). Le nombre de coordination 4 apparaît donc comme incontournable pour un milieu granulaire bidimensionnel mis en place par sédimentation. Dans le cas étudié le but recherché était de réaliser des échantillons isotropes, le mode de fabrication choisi a donc été un compactage isotrope à partir d'un état initial très dispersé. De plus, comme la pesanteur ne joue qu'un rôle négligeable dans le comportement des échantillons soumis aux contraintes de confinement utilisées, elle n'a pas été prise en compte. On sait que dans un matériau granulaire il existe un nombre non négligeable de particules non sollicitées par le réseau de forces qui équilibre les contraintes extérieures. Dans le modèle utilisé, ces particules auront un seul point de contact, parfois 2. De plus, une particule sollicitée peut être équilibrée avec seulement 2 ou 3 contacts (contacts avec frottement). Les valeurs du nombre de coordination, obtenues pour un milieu compacté de façon isotrope et non soumis à la pesanteur, seront donc en général inférieures à 4, ce qui a été obtenu.

3.1.1

Observations globales (à l'échelle de l'échantillon)

Il est bien connu et admis qu'en augmentant la densité initiale d'un matériau pulvérulent, la résistance au pic augmente mais la résistance au palier reste constante, cette dernière ne dépend pas de la densité initiale ainsi que l'indice des vides final (indice des vides critique). Il est également admis qu'en augmentant la densité initiale la tendance à la dilatation augmente.

La figure 3 montre les résultats des simulations numériques sur les échantillons dense et lâche. En concordance avec l'expérience, ces simulations montrent que la résistance au pic est une fonction de la densité initiale (Fig. 3a) et également l'indépendance de la résistance au palier par rapport à la densité initiale. Le milieu dense diminue de densité, le milieu lâche augmente de densité et les indices des vides tendent vers la même valeur à la fin de l'essai (Fig. 3c et 3d). Ces résultats sont en accord avec le concept d'indice des vides critique dans les milieux granulaires.

3.1.2

Analyse des variables locales

L'approche numérique permet d'analyser les variables locales (informations sur les contacts et les forces de contact). La figure 4a montre, en particulier l'évolution du rapport des contacts glissants sur le nombre total des contacts en fonction de ϵ_1 . Pour le matériau lâche, ce rapport reste quasiment constant tout au long de la simulation, par contre pour le milieu dense ce nombre est plus faible au début de l'essai, ce qui montre qu'un nombre significatif de glissements ne pourra se produire que lorsque la dilatance aura permis d'atteindre un état de densité suffisamment lâche.

La figure 4b montre l'évolution du nombre de coordination pour les deux assemblages. Elle montre qu'un

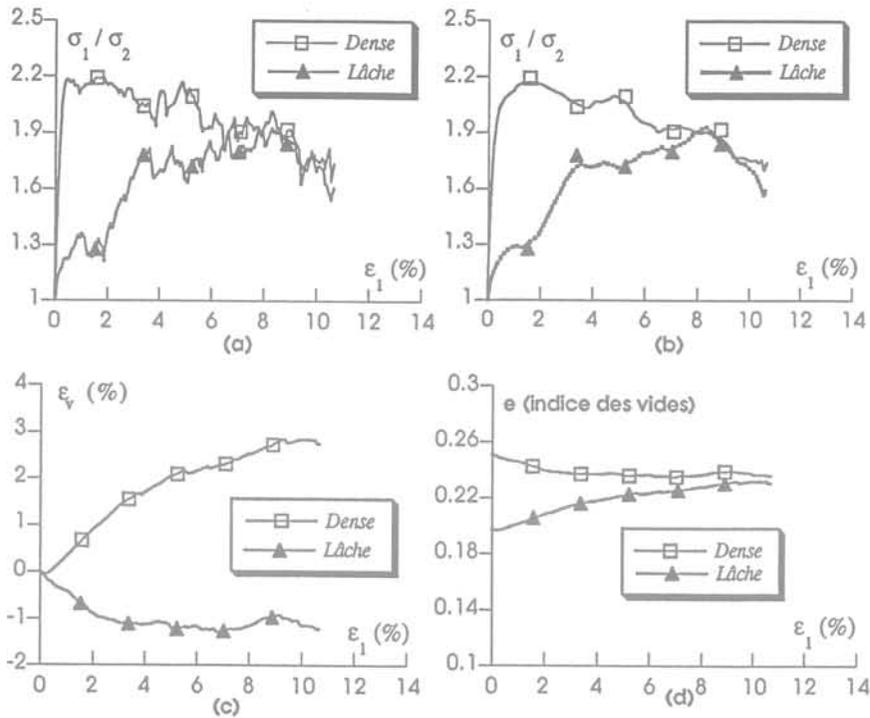


FIG. 3 Comparaison des résultats des simulations sur un milieu dense et lâche, a et b) courbes brutes et lissées contrainte-déformation pour les matériaux lâche et dense, c) variation de volume pour les matériaux lâche et dense, d) variation de l'indice des vides pour les matériaux lâche et dense.
Comparison of the simulations performed on dense and loose media, a and b) rough (non smoothed) and smoothed stress-strain curves for the dense and loose materials, c) volume change curves for the dense and loose materials, d) void ratio evolution

assemblage dense perd des contacts ce qui entraîne une dilatation du milieu et qu'un assemblage lâche gagne des contacts ce qui conduit à un contractance du milieu. Un point très intéressant sur cette figure est la convergence du nombre de coordination des deux assemblages vers une valeur limite. Ce phénomène est la manifestation locale du phénomène de l'état critique dans un milieu granulaire.

3.1.3

Évolution de la structure interne

Une sollicitation déviatoire engendre une anisotropie géométrique et statique dans le milieu. Ces évolutions sont accompagnées par la création de directions privilégiées, perte de contacts dans certaines directions et création dans certaines autres.

Les figures 5a, 5b et 5c montrent, respectivement, l'évolution de la distribution du nombre des contacts pour trois étapes de l'essai biaxial. On constate qu'à l'état isotrope, la distribution du nombre des contacts est isotrope (Fig. 5a).

Après l'application de la sollicitation déviatoire, deux direction préférentielles apparaissent dans les mêmes directions que les directions principales de la sollicitation. La figure 5b montre une augmentation du nombre des contacts dans la direction de la contrainte principale majeure, par contre une diminution des contacts dans la direction de la contrainte principale mineure. Globalement le nombre des contacts diminue ce qui est lié à la forte dilatance du milieu. La perte de

contacts se manifeste essentiellement pour les contacts orientés dans la direction de la contrainte principale mineure.

En décharge, l'échantillon regagne une partie des contacts perdus, cependant après retour à l'état isotrope des contraintes un net déficit dans le nombre des contacts est constaté et une partie de l'anisotropie subsiste.

3.2

Étude de l'influence du frottement local sur le comportement global

Un milieu granulaire est un assemblage de particules avec un frottement aux contacts solides. Il est donc intéressant d'analyser l'influence de ce paramètre sur le comportement global. Dans la littérature, de nombreux débats ont eu lieu sur ce sujet.

Cinq essais ont été réalisés, en partant d'échantillons géométriquement et mécaniquement identiques, avec des coefficients de frottement intergranulaire de 0,1 ; 0,3 ; 0,5 ; 0,7 et 0,9, respectivement. La figure 6 montre les résultats de ces cinq essais qui mettent en évidence une dépendance claire du comportement global du matériau vis-à-vis du frottement intergranulaire.

On constate qu'en augmentant la valeur du frottement interparticulaire ($\tan \psi$) l'angle de frottement interne du milieu (ϕ) correspondant au pic augmente. Il semble que la relation entre les frottements local et global ne soit pas linéaire, ce phénomène est lié à la

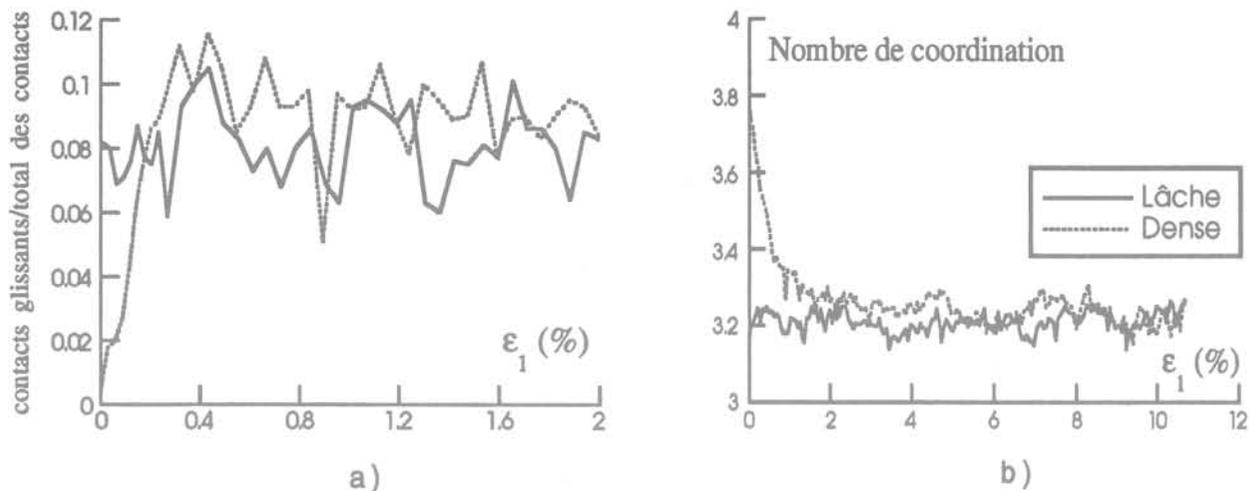


FIG. 4. Comparaison des informations locales obtenues lors des essais dense et lâche, a) évolution du rapport de glissement, b) évolution du nombre de coordination au cours des essais.
 Comparison of the local informations obtained in the dense and loose media simulations, a) evolution of the sliding ratio, b) evolution of the coordination number.

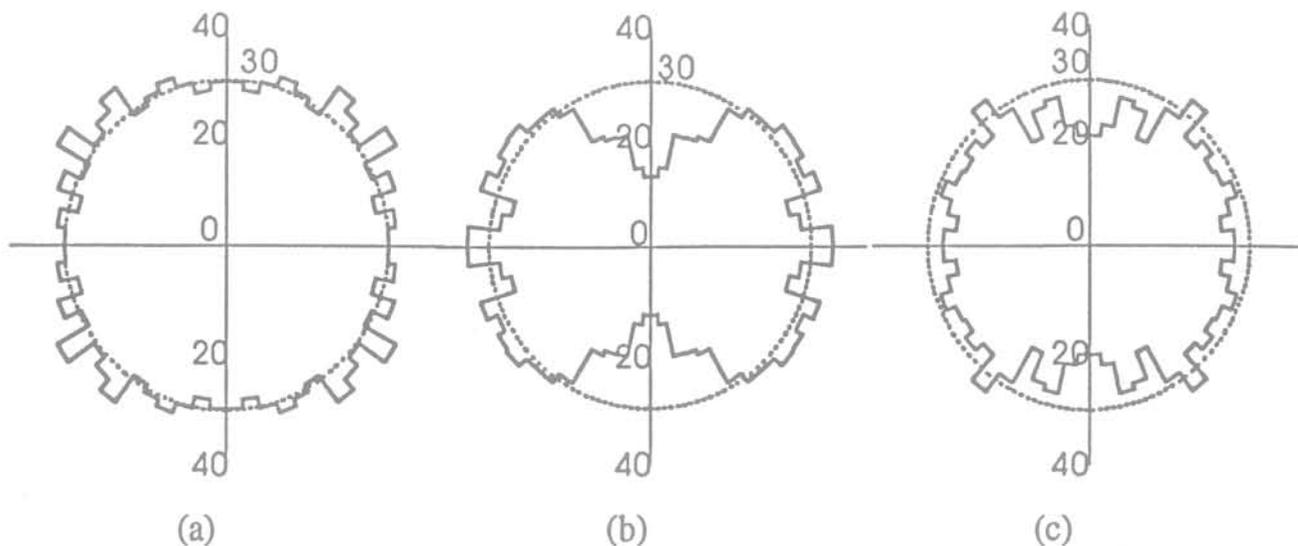


FIG. 5. Évolution de l'anisotropie géométrique, a) fin de la compression isotrope, b) après chargement déviatoire (début de décharge), c) état isotrope de contraintes après déchargement.
 Evolution of the geometrical anisotropy, a) at the end of the isotropic compaction, b) at the end of the deviatoric loading, c) at the end of unloading (isotropic stress state).

forte influence des rotations locales (au niveau des particules) qui sont importantes pour les matériaux avec un frottement intergranulaire élevé. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par d'autres auteurs (Cundall *et al.*, 1982; Bathurst *et al.*, 1990; Ng *et al.*, 1994).

Ce que nous appelons frottement interne de palier, correspond à l'angle de frottement interne à volume constant ($d\epsilon_v = 0$). Les résultats (Fig. 6a) montrent qu'à l'état de déformation à volume constant, les frottements internes des différents milieux ont tendance à se rapprocher. En d'autres termes, on ne peut pas clairement faire apparaître une dépendance entre les valeurs de ψ et ϕ , il semble qu'au palier les valeurs de frottement interne soient du même ordre de grandeur. Ceci peut s'expliquer par l'anisotropie induite dans le matériau qui sera différente dans chacun des matériaux et peut contrebalancer l'effet du frottement local.

On peut aussi remarquer que l'indice des vides critique dépend du frottement intergranulaire, plus le

frottement local est élevé, plus l'indice des vides critique est grand ce qui contribue à un rapprochement des frottements internes à l'état critique.

Ces résultats sont en accord avec des résultats expérimentaux d'Abriak *et al.* (1993) sur des rouleaux de PVC et les résultats de Skinner (1969) sur des billes de verre.

La figure 7 résume les résultats présentés dans la littérature sur l'influence du frottement intergranulaire sur le frottement interne des milieux granulaires.

L'influence du frottement local sur la dilatance a fait l'objet de travaux théoriques et expérimentaux. Les résultats obtenus sont souvent contradictoires, mais la plupart des résultats montrent une influence considérable du frottement intergranulaire sur la dilatance du milieu granulaire. La figure 6b montre le comportement volumique des assemblages simulés. Elle met clairement en évidence l'influence du frottement intergranulaire sur la dilatance du matériau. Ces simulations mon-

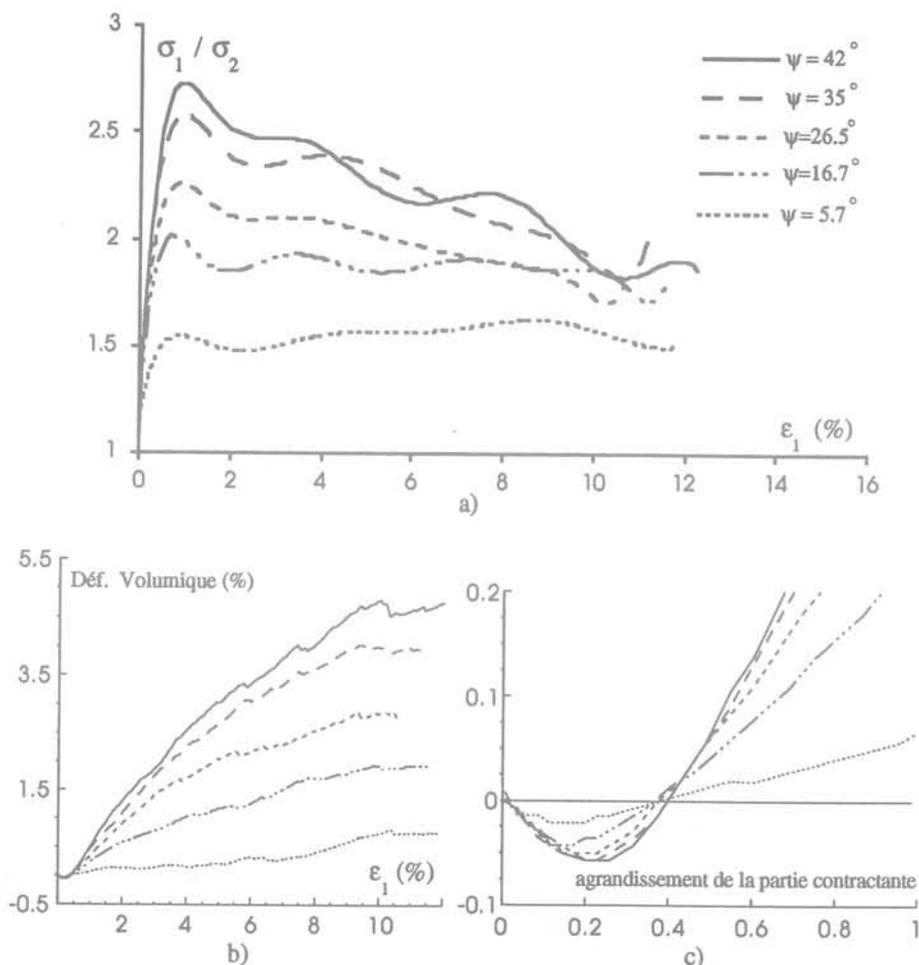


FIG. 6 Essai biaxiaux sur des assemblages de 1 000 particules avec différents coefficients de frottement intergranulaire, a) courbes contrainte-déformation, b et c) courbes de variation de volume. Biaxial tests on a 1,000 particles packing with different intergranular friction coefficients, a) stress-strain curves, b) volume change curves.

trent qu'en augmentant le frottement local, le matériau présente une tendance plus forte à la dilatance. Ces résultats sont en bon accord avec des résultats de Bathurst *et al.* (1990), Kruyt (1993) et Ng *et al.* (1994).

Une étude complète de l'influence du blocage des rotations a été menée (Mahboubi, 1995). Ce blocage entraîne une forte augmentation de la résistance au pic et au palier, l'augmentation de la zone de contractance initiale ainsi que de la pente de dilatance du milieu.

4

Simulation d'essais triaxiaux (milieux tridimensionnels)

L'assemblage de base est constitué de 1 000 particules sphériques qui sont en interaction aux points de contacts. La modélisation du contact se fait par la loi de Hertz avec frottement Coulombien. La distribution des particules et les tailles et caractéristiques des particules sont celles des essais bidimensionnels. Après la génération aléatoire des particules dans un cube, les étapes suivantes sont suivies pour obtenir des échantillons ayant les indices des vides désirés.

i) compactage de l'échantillon en diminuant le volume de l'espace périodique de façon isotrope avec

un coefficient de frottement intergranulaire quasiment nul pour faciliter le compactage du milieu ;

ii) pour obtenir un échantillon dense, le compactage est poursuivi avec le même coefficient de frottement intergranulaire quasi nul jusqu'à l'obtention d'un indice des vides égal à 0,64 et d'une contrainte isotrope égale à 76 kPa. Ensuite le coefficient de frottement intergranulaire est pris égal à 0,5.

iii) pour obtenir un échantillon lâche, le milieu obtenu en (i) est compacté en considérant un coefficient de frottement égal à 0,5 jusqu'à l'obtention d'un indice des vides égal à 0,73 et une contrainte isotrope égale à 70 kPa.

Le tableau II résume les états initiaux des deux échantillons, dense et lâche.

TABLEAU II États initiaux des deux échantillons dense et lâche. Initial states of the dense and loose sample

	Contrainte Isotrope	$\tan(\psi)$	e_0	c (nombre de coordination)
Échantillon Dense	76 (kPa)	0,5	0,64	5,05
Échantillon Lâche	70 (kPa)	0,5	0,73	4,25

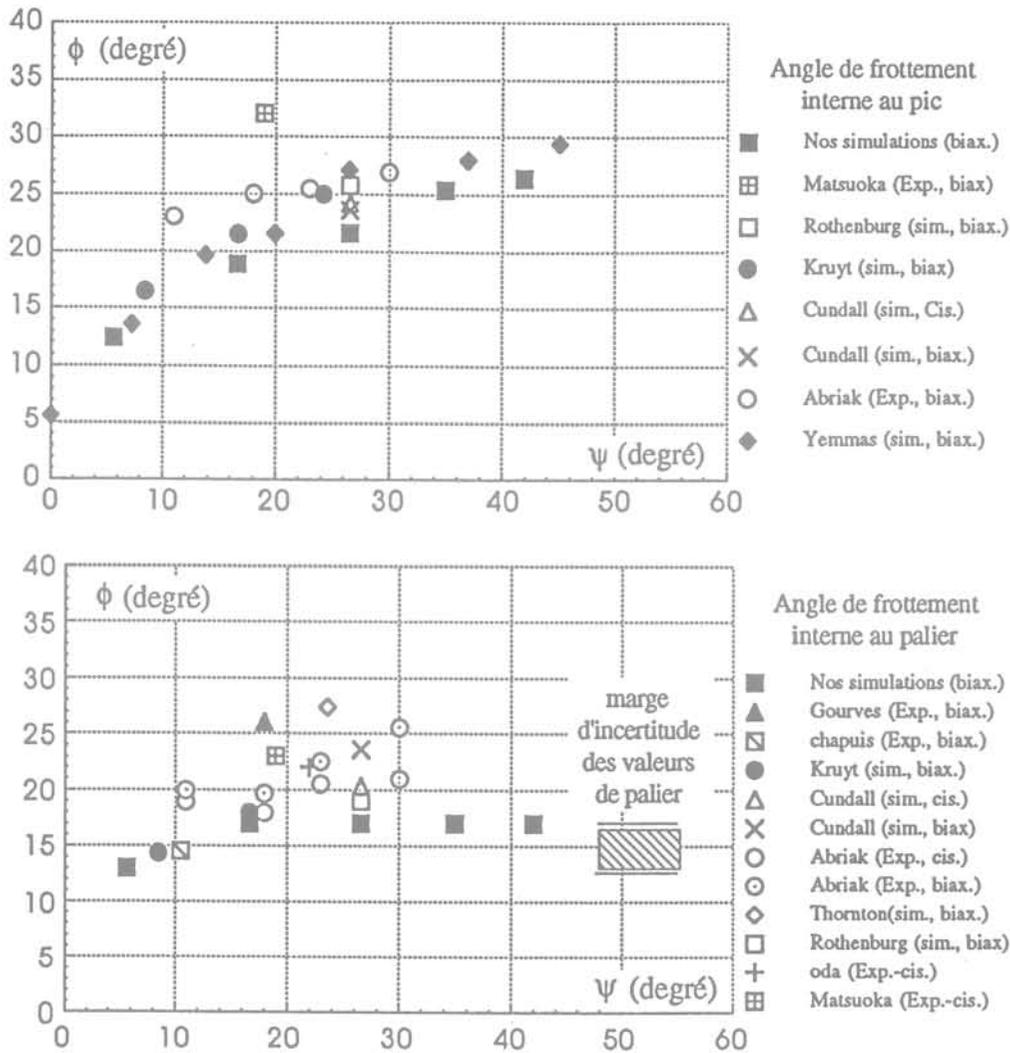


FIG. 7 Résumé des travaux sur l'influence du frottement local sur le frottement global correspondant au pic et au palier (Exp. = Expérience, Sim. = Simulation, Biax. = Biaxial, Cis. = Cisaillement).
Summary of the different results on the influence of the intergranular friction on the internal friction for the peak and for the residual state (Exp. = Experience, Sim. = Simulation, Biax. = Biaxial test, Cis. = Shear test).

4.1

Simulation d'essais de compression axisymétrique sur des échantillons dense et lâche

4.1.1

Observations globales

La convergence des indices des vides des deux assemblages vers une valeur unique est clairement mise en évidence dans ces simulations (Fig. 8). Expérimentalement, il est souvent difficile de mettre en évidence l'état critique car l'apparition de bandes de cisaillement (localisation des déformations) perturbe l'homogénéité des champs de contraintes et de déformations dans l'échantillon (Desrues, 1993). Le mode d'application du chargement (champ linéaire de dépla-

cement des particules) et les bornes périodiques empêchent la formation de bandes de cisaillement dans la simulation numérique (Bardet *et al.*, 1991).

La pente initiale des courbes de chargement est très raide. On constate d'autre part que l'évolution du volume de l'assemblage dense ne présente presque plus de zone de contractance et que le milieu devient rapidement dilatant. Ceci peut être expliqué par la structure particulière de l'assemblage dense avec un nombre réduit de particules qui ne permet pas de faire apparaître des mécanismes entraînant la contractance du milieu. Ce phénomène a été noté par d'autres chercheurs (Chen *et al.*, 1993).

4.1.2

Observations locales

Au niveau local la sollicitation déviatoire est accompagnée par les phénomènes suivants :

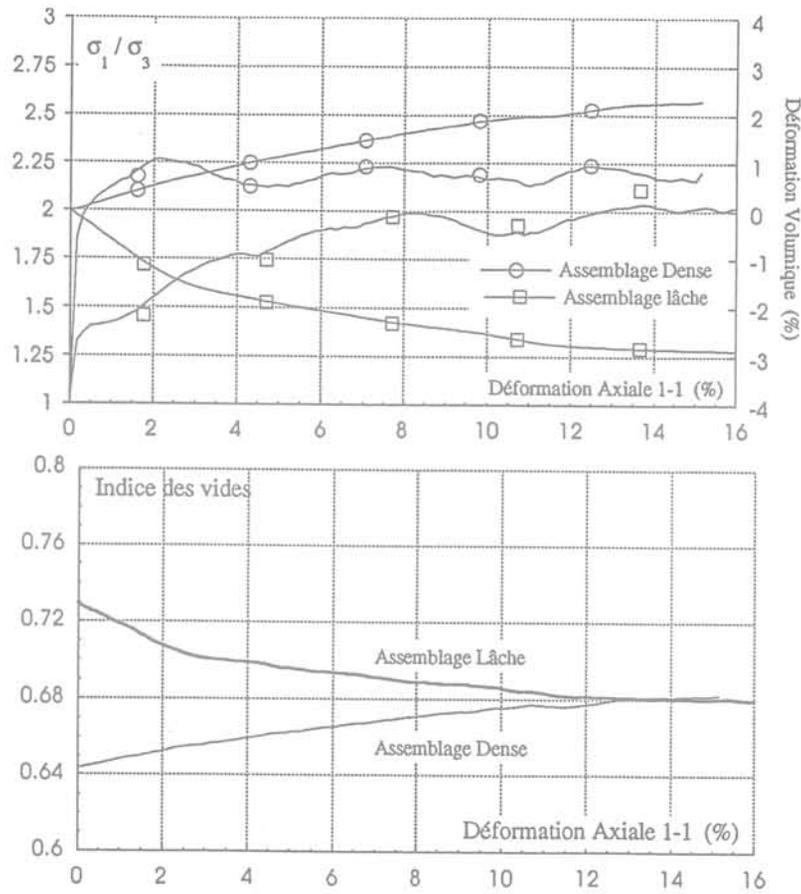


FIG.8 Simulation d'essais triaxiaux axisymétriques sur échantillons lâche et dense.
Simulation of axisymmetric triaxial tests on loose and dense samples.

- la concentration des contacts et l'augmentation des forces de contact dans la direction de la contrainte majeure;
- la perte de contact (Fig. 9a) et l'augmentation des contacts glissants (Fig. 9b) dans la direction de la contrainte mineure.

On peut constater que la stabilisation de la courbe de chargement est accompagnée par la stabilisation du nombre de coordination (manifestation locale de l'état critique) et du nombre de contacts glissants.

L'ensemble de ces phénomènes s'accompagne du développement d'une anisotropie (géométrique et statique) dans le milieu granulaire.

4.2

Simulation d'essais véritablement triaxiaux

L'une des utilisations très intéressantes de la simulation numérique discrète des milieux granulaires consiste à utiliser cet outil comme un appareil véritablement triaxial pour réaliser des chemins de sollicitation qui ne sont pas faciles à réaliser expérimentalement.

Les études du comportement des matériaux granulaires par un appareil véritablement triaxial sont rares. Lanier a réalisé de tels essais (Cambou et Lanier, 1988). Les résultats mettent en évidence l'influence de l'anisotropie induite sur le comportement des matériaux granulaires. Nous présentons les résultats de différents chemins de sollicitation sur un assemblage dense de 1000 particules caractérisé par le tableau II et dont l'état initial est dense. Les chemins de sollicitation sont définis par le coefficient de contrainte déviatoire, b , défini par :

$$b = \frac{s_{22} - s_{33}}{s_{11} - s_{33}}$$

avec :

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \text{ et } s_{11} \geq s_{22} \geq s_{33}$$

Ainsi $b = 0$ correspond à un essai de compression dans la direction 1 et $b = 1$ à une sollicitation d'extension dans la direction 3 (Fig. 14). Il existe six chemins de sollicitations correspondant à chaque valeur de b . Par raison de symétrie, il existe seulement trois chemins de sollicitations correspondant aux valeurs de $b = 0$ et $b = 1$.

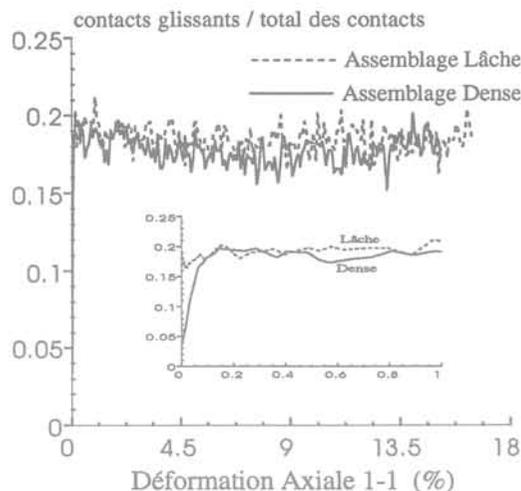
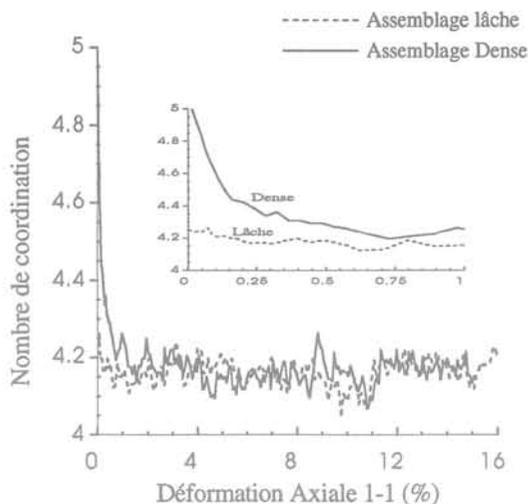


FIG.9 Évolution du nombre de coordination et du rapport des contacts glissants au cours de l'essai pour les assemblages dense et lâche.

a) evolution of the coordination number for the dense and loose samples, b) evolution of the sliding ratio of the dense and loose samples.

4.2.1

Recherche du critère d'écoulement (plasticité parfaite)

Le critère d'écoulement est l'enveloppe de toutes les surfaces de charge possibles. On peut considérer qu'il correspond à un état dans lequel la variable interne (variable d'écroutissage) a atteint sa limite licite. L'assemblage granulaire est sollicité suivant différents chemins de sollicitations, jusqu'à atteindre l'écoulement libre correspondant à une stabilisation de la courbe effort-déformation. Cinq chemins différents ont été explorés pour obtenir cinq points du critère. La figure (10) montre, point par point, les différents chemins de sollicitation. Les chemins effectués correspondent à $b = 0; 0,125; 0,25; 0,5$ et 1 .

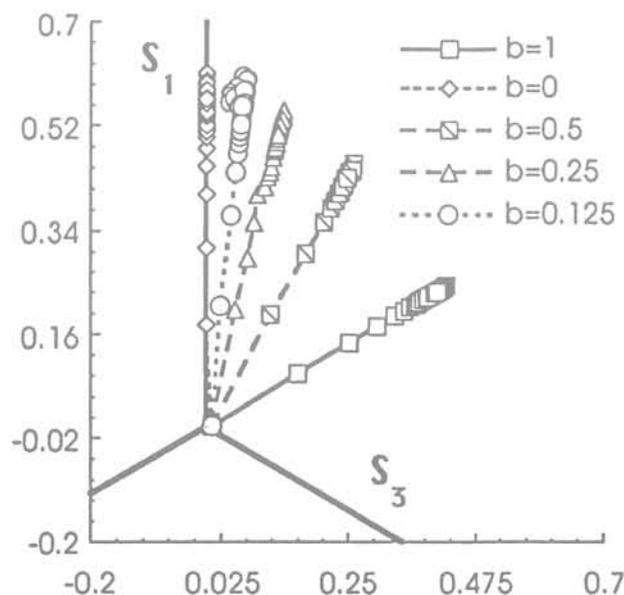


FIG.10 Différents chemins de sollicitations effectués.

Representation of the different loading paths in the deviatoric plane.

Les figures (11a) et (11b) montrent les courbes effort-déformation et l'évolution des déformations volumiques de l'assemblage au cours de ces sollicitations. On peut constater que les courbes de variation de volume (Fig. 11b) sont quasiment confondues et donc on peut supposer que pour un matériau initialement isotrope le rapport $\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_n}$ reste constant et ceci quelque soit le chemin de sollicitation radial. Ce résultat est en bon accord avec les résultats expérimentaux de Lanier (1988). Dans ces figures, e_{11} et S_{11} sont définis par :

$$e_{11} = (\varepsilon_{ij}^d \cdot \varepsilon_{ij}^d)^{\frac{1}{2}} \text{ avec } \varepsilon_{ij}^d = -\frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \text{ et } S_{11} = (s_{ij} \cdot s_{ij})^{\frac{1}{2}}$$

La figure 12 montre les points extrêmes de chaque chemin de sollicitation correspondant à la limite d'écoulement. La comparaison avec les différents critères souvent utilisés dans le domaine de la mécanique des sols montre une bonne concordance avec le critère de Lade (Lade *et al.*, 1975) ou le critère du modèle CJS (Cambou et Jafari, 1988).

Le critère de Mohr-Coulomb apparaît comme une approximation acceptable mais sous-estimant de façon sensible la limite de rupture pour des chemins de sollicitations dont la valeur de b est comprise entre 0,25 et 0,75.

4.2.2

Anisotropie induite et évolution des surfaces de charge

Les résultats expérimentaux de Lanier (1988) mettent clairement en évidence l'influence de l'anisotropie induite sur le comportement d'un milieu granulaire. Pour tester la capacité de la MED à mettre en évidence le comportement des matériaux granulaires sur des chemins de sollicitation complexes, des essais similaires aux essais de Lanier ont été simulés par la MED.

La première étape consiste à préparer un échantillon ayant une anisotropie induite qui constituera l'état initial pour différents chemins de sollicitations. Pour cela, l'échantillon dense de 1000 particules est soumis à

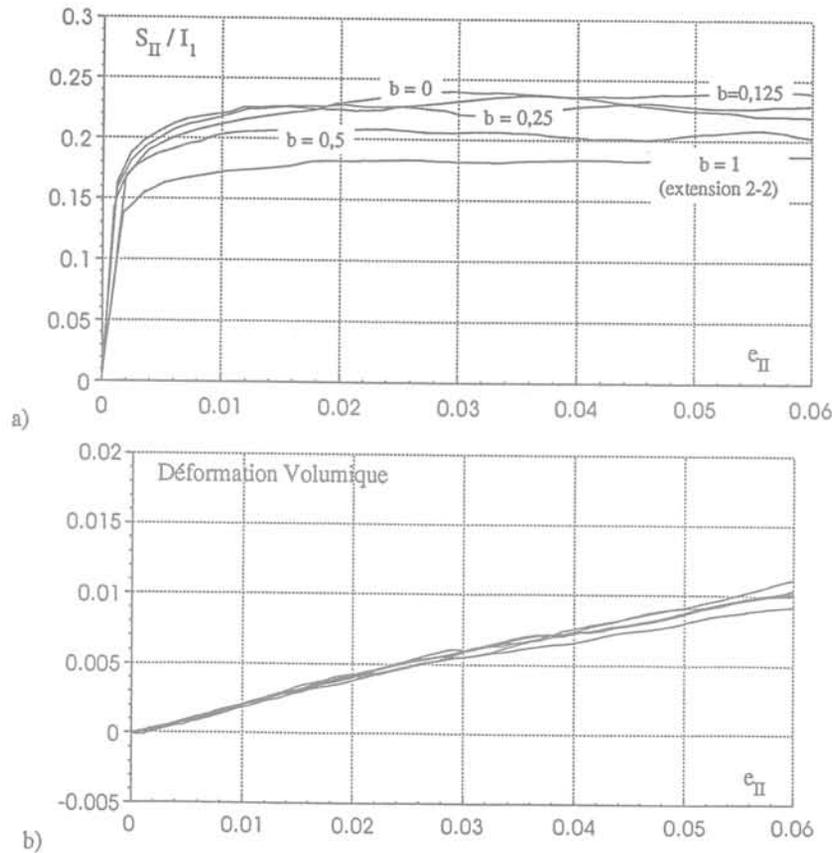


FIG. 11 Courbes contrainte-déformation et évolution du volume pour différents chemins de sollicitations effectués.
Global responses of the different loading paths.

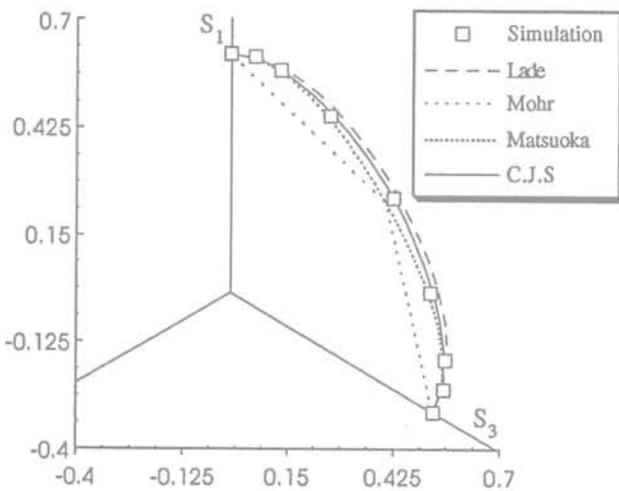


FIG. 12 Comparaison entre le critère obtenu et quelques autres critères.
Comparison between the obtained criterion and classical criteria.

une sollicitation de compression axisymétrique dans la direction 1 jusqu'à une déformation axiale égale à $\epsilon_1 = 0,10$ (point A sur la figure 13), l'échantillon est ensuite déchargé dans la même direction pour atteindre l'état de contrainte isotrope initial (point B sur la figure 13). La déformation axiale est suffisamment grande pour engendrer une anisotropie induite importante dans

l'assemblage. A cette étape (point B sur la figure 13) l'échantillon est soumis à différents chemins de chargement (définis par différentes valeurs de b) de façon à analyser le comportement du matériau sous l'influence de l'anisotropie induite précédemment (Fig. 14).

Nous comparons sur les figures 15, 16 et 17 des essais réalisés pour des chemins de sollicitations ayant la même valeur de b . Les différentes courbes tracées sur chaque figure seraient nécessairement identiques (aux erreurs et incertitudes expérimentales près) pour un milieu initialement isotrope. L'ensemble des courbes montre l'effet très important de l'anisotropie induite par la sollicitation S_0 . Globalement l'ensemble des résultats montre que :

- les pentes initiales des courbes $S_{II}/I_1 = f(e_{II})$ diminuent quand le chemin de sollicitation s'écarte du chemin initial qui a induit l'anisotropie ;
- l'ensemble des courbes $S_{II}/I_1 = f(e_{II})$ convergent vers une valeur d'écoulement limite unique ce qui semble indiquer que au cours de la sollicitation l'anisotropie initiale évolue et que lorsqu'on atteint la limite de l'écoulement libre l'état interne limite paraît indépendant de l'état interne initial ;
- l'ensemble des courbes caractérisant les variations de volume fait apparaître un accroissement très important de la zone de contractance quand le chemin de sollicitation s'écarte du chemin initial qui a induit l'anisotropie ;
- les pentes de dilatance obtenue après le domaine de contractance semblent indépendantes de l'anisotropie initiale et du chemin de sollicitation suivi.

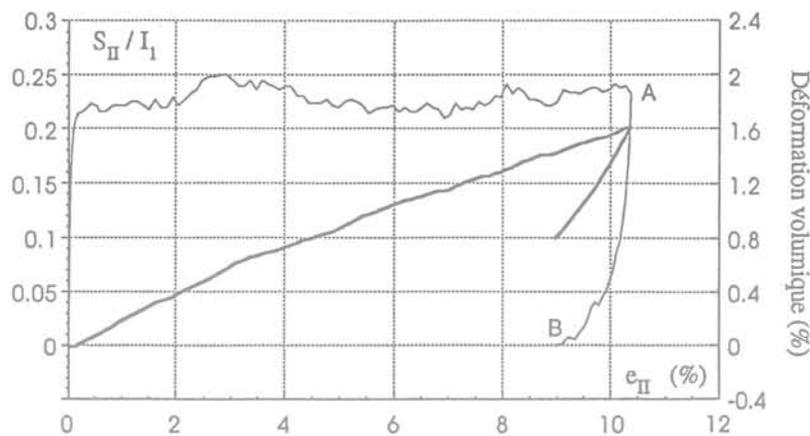


FIG. 13 Sollicitation initiale dans la direction 1 : S_0 .
Initial loading in the direction 1 (S_0).

Une représentation condensée des résultats de l'ensemble des simulations est présentée sur la figure 18. Sur cette figure les lignes isovaleurs de e_{II} ($e_{II} = 1; 2; 4$ et 8%) ont été tracées pour différents chemins de chargement. Cette représentation permet de caractériser l'allure de l'évolution des surfaces de charge dans un matériau granulaire. Ces surfaces sont enveloppées par la surface d'écoulement limite (critère de rupture). La forme des surfaces ainsi définies semble être homothétique de la surface limite d'écoulement. Les centres de gravité de ces surfaces sont localisés dans la direction de l'anisotropie induite par le premier chargement. L'évolution de ces surfaces est similaire à celle obtenue par un écrouissage cinématique dans une modélisation élasto-plastique.

Les résultats obtenus sont qualitativement comparables avec ceux obtenus expérimentalement par Lanier (1988).

5

Simulation d'essais non homogènes (écoulement dans un silo)

La méthode des éléments discrets présente un grand intérêt dans l'analyse de problèmes aux limites dans lesquels le gradient des variables continues (σ, ϵ) est non négligeable pour une dimension voisine de la taille des particules. Dans ce cas les phénomènes locaux discrets sont prépondérants et seule une analyse prenant en compte le milieu discret sera capable de mettre en lumière certains phénomènes apparaissant à l'échelle globale. Nous présentons un exemple d'application dans le domaine du stockage des matériaux granulaires dans un silo.

L'écoulement gravitaire d'un milieu granulaire dans un silo a été modélisé à l'aide de la méthode des éléments discrets. La configuration utilisée est montrée sur la figure 19, elle servira à étudier l'effet de l'humidité dans le milieu sur la cinématique de l'écoulement lors de la décharge. De même, l'influence de la largeur d'ouverture sur les possibilités d'écoulement est analysée. Le modèle proposé est bidimensionnel et symétrique. L'introduction de l'humidité dans le milieu a nécessité l'intégration dans la méthode des éléments discrets du calcul des forces capillaires.

Les parois du fond du silo sont inclinées par rapport à l'horizontale de 15° (Fig. 19) et trois largeurs d'ouverture différentes sont utilisées. Ces largeurs sont caractérisées par le paramètre b/D_0 défini comme le rapport entre la largeur d'ouverture et le diamètre moyen de particules ($b/D_0 = 4; 6,5$ et $8,33$). Les études ont été menées sur le milieu sec ($w_1 = 0$) et sur le milieu humide avec une teneur en eau $w_1 = 0,30\%$. Pour une ouverture étroite ($b/D_0 = 4$) l'écoulement ne se produit ni pour le matériau humide, ni pour le matériau sec. Une arche stable se forme au niveau de l'ouverture qui empêche l'écoulement du matériau ensilé (Fig. 20a, 20b).

Pour une ouverture plus large ($b/D_0 = 8,33$) le silo se vide, que le matériau soit sec ou humide. Au cours de l'écoulement, une cuvette en forme d'entonnoir se développe au centre du silo (Fig. 21). Les grains situés au centre du silo sont entraînés par l'écoulement alors qu'une zone située près des parois n'est pas mobili-

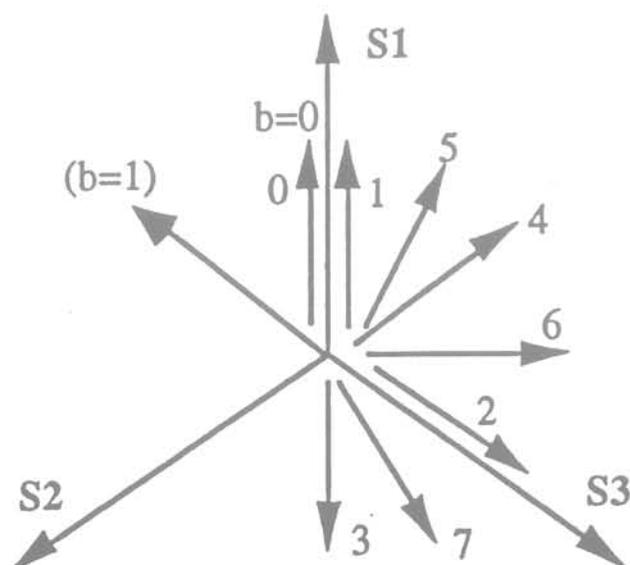


FIG. 14 Représentation graphique des chemins de sollicitations effectués dans le plan déviatoire.
Representation of the different loading paths in the deviatoric plane.

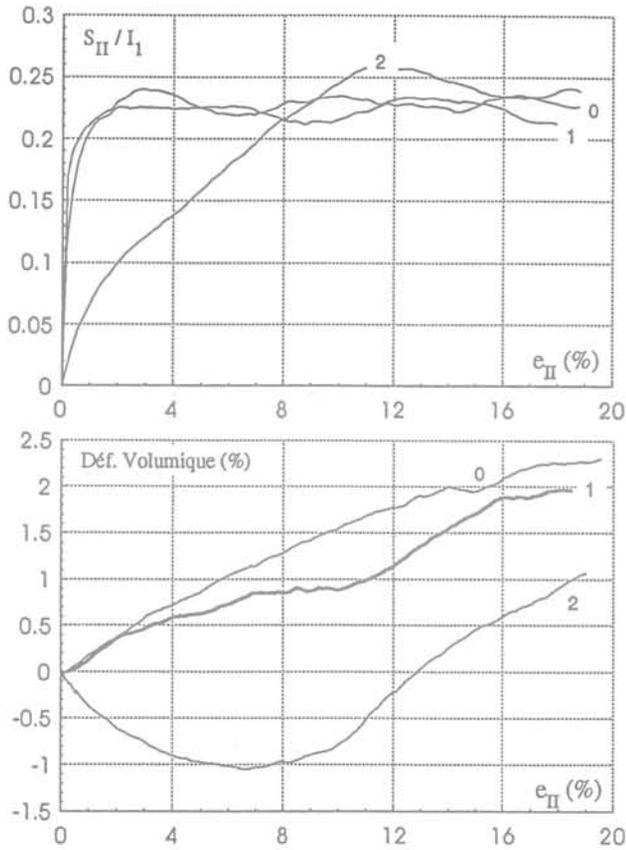
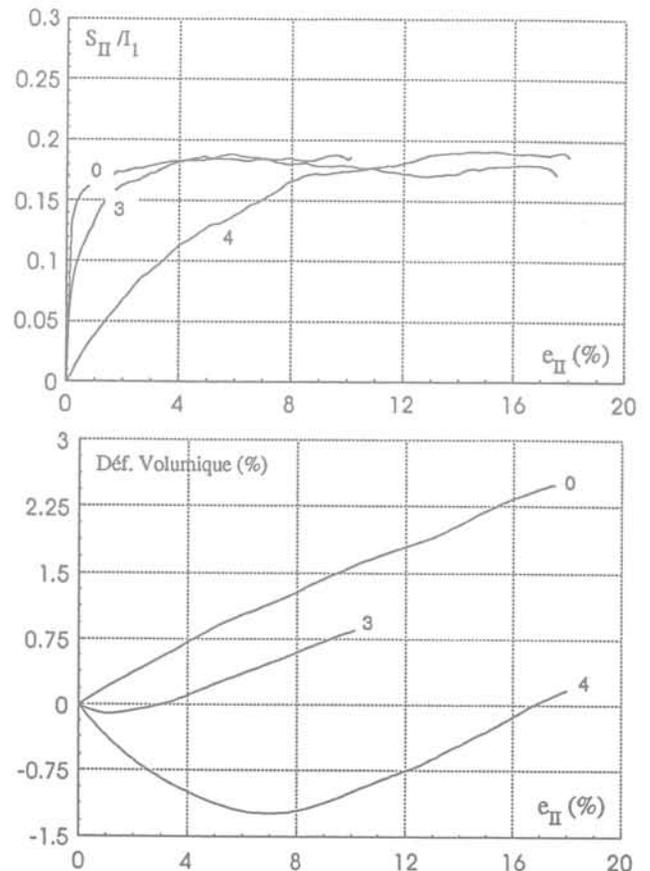


FIG.15

Courbes de chargement et variation du volume pour trois essais de compression axisymétriques ($b = 0$) :
 Courbes 0 : compression axisymétrique dans la direction 1 (état vierge) chemin n°0.
 Courbes 1 : chemin n°1 précédé par le chemin n°0.
 Courbes 2 : chemin n°2 précédé par le chemin n°0.
 (Les numéros des chemins sont définis sur la figure 14.)

Resistance and volume change curves of three axisymmetric compression tests ($b = 0$) :
 Curve 0 : axisymmetric compression test in direction 1 (path n°0, virgin state).
 Curve 1 : path n°1 with previous loading on path 0.
 Curve 2 : path n°2 with previous loading on path 0.
 (The numbers of the paths are indicated on figure 14.)

FIG. 16 Courbes de chargement et variation du volume pour trois essais d'extension axisymétriques ($b = 1$) :
 Courbes 0 : chemin n°3 (état vierge).
 Courbes 3 : chemin n°3 précédé par le chemin n°0.
 Courbes 4 : chemin n°4 précédé par le chemin n°0.
 (Les numéros des chemins sont définis sur la figure 14.)
 Resistance and volume change curves of three axisymmetric extension tests ($b = 1$) :
 Curve 0 : path n°3, virgin state.
 Curve 3 : path n°3 with previous loading on path 0.
 Curve 4 : path n°4 with previous loading on path 0.
 (The numbers of the paths are indicated on figure 14.)



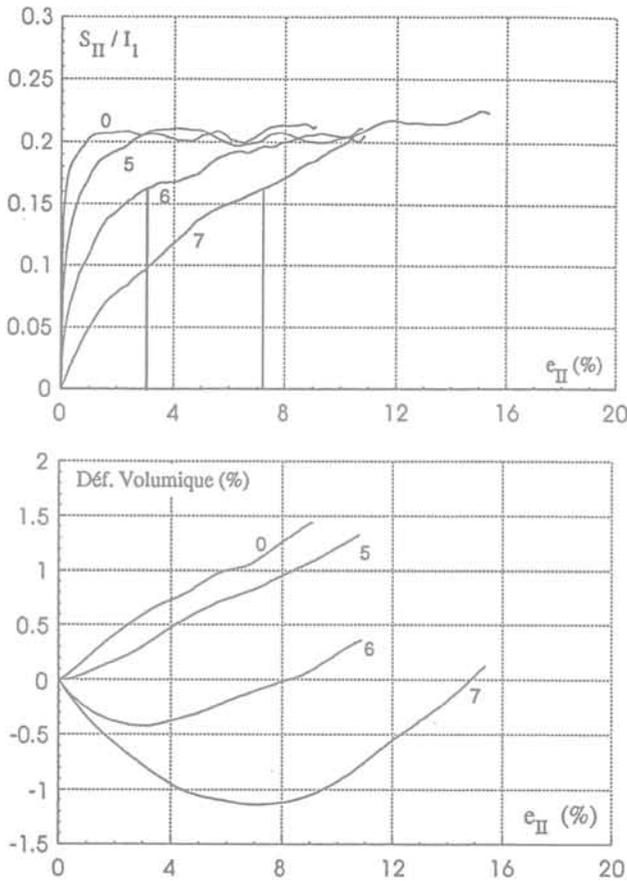


FIG. 17 Courbes de chargement et variation du volume pour trois simulations avec $b = 0,50$:
 Courbes 0 : chemin n° 5 (milieu vierge).
 Courbes 5 : chemin n° 5 précédé par le chemin n° 0.
 Courbes 6 : chemin n° 6 précédé par le chemin n° 0.
 Courbes 7 : chemin n° 7 précédé par le chemin n° 0.
 (Les numéros des chemins sont définis sur la figure 14.)
 Resistance and volume change curves of three tests identified by $b = 0,50$:
 Curve 0 : path n° 5, virgin state.
 Curve 5 : path n° 5 with previous loading on path 0.
 Curve 6 : path n° 6 with previous loading on path 0.
 Curve 7 : path n° 7 with previous loading on path 0.
 (The numbers of the paths are indicated on figure 14.)

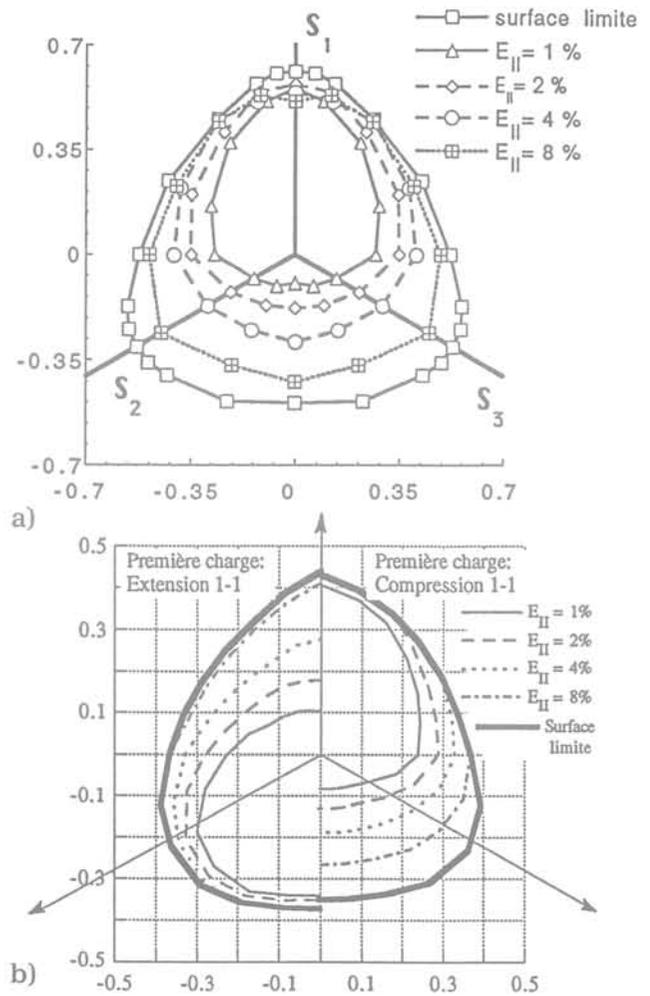


FIG. 18 Courbes isovaleurs pour différentes valeurs de la déformation, a) résultats numériques, b) résultats expérimentaux de Lanier (1989).
 Isovalue curves for different strains, a) numerical simulations, b) experimental results obtained by Lanier (1988).

sée. L'angle qui délimite ces deux zones évolue au cours de la décharge. Dans le cas d'un matériau humide la zone en écoulement est plus étroite.

A la fin de la décharge, des grains restent en équilibre sur le fond du silo car l'angle de frottement interne du milieu qui peut être approché par l'angle de talus naturel ($\phi \approx 30^\circ$) est supérieur à l'inclinaison du fond du silo (Fig. 22). Dans le cas du matériau humide le volume de matériau non vidangé est plus important.

Pour une ouverture intermédiaire ($b/D_0 = 6,5$) l'écoulement se produit dans le cas du matériau sec tandis que pour le matériau humide une arche se

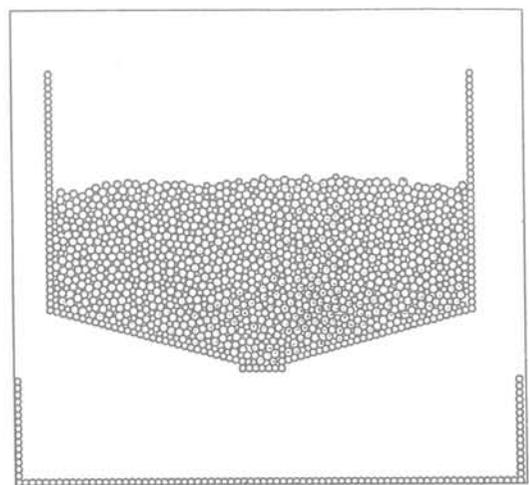


FIG. 19 Configuration initiale du silo et de l'assemblage granulaire.
 Initial configuration of silo and granular packing

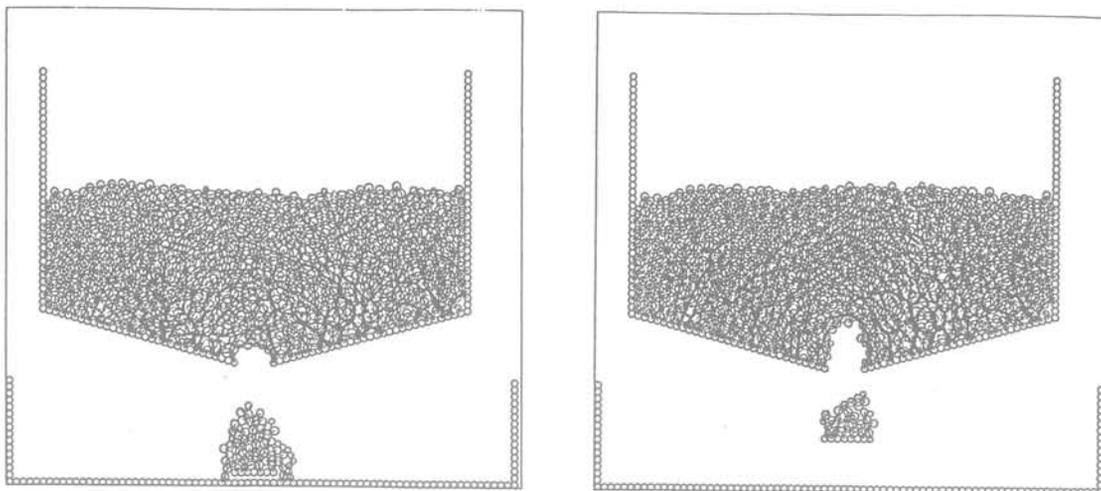


FIG. 20 Écoulement bloqué à travers une ouverture étroite ($b/D_0 = 4$), a) matériau sec, b) matériau humide (les traits noirs sur les particules sont proportionnels aux forces de contact).
 Blocking of the granular flow throughout a narrow opening ($b/D_0 = 4$), a) dry materials, b) wet materials (the black strokes between the centers of the particles are proportional to the contact forces).

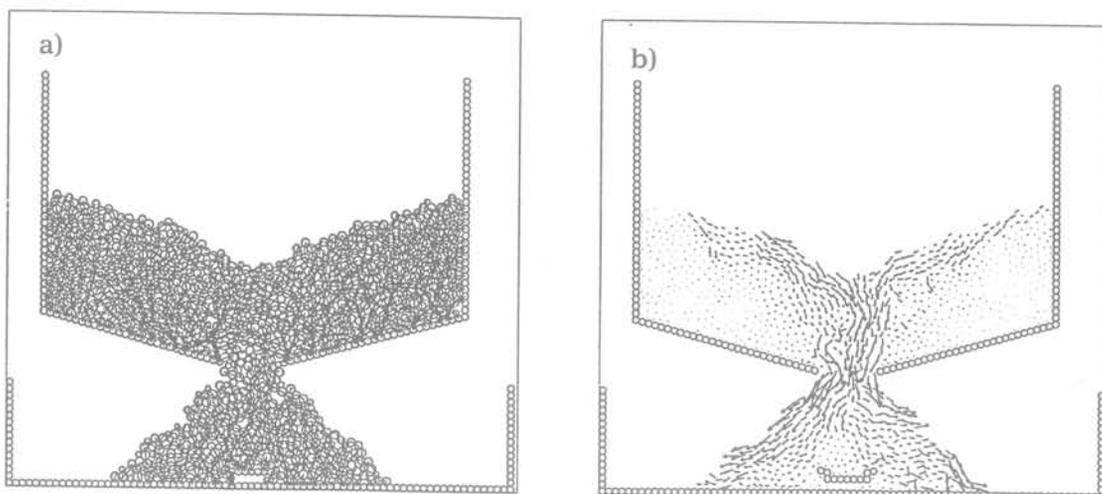


FIG. 21 Écoulement libre à travers l'ouverture (matériau sec, $b/D_0 = 8,33$), a) configuration intermédiaire au cours de la vidange, b) champ de vitesse des particules correspondant à l'état intermédiaire.
 Free granular flow (dry materials, $b/D_0 = 8,33$), a) intermediate state configuration while emptying, b) particle velocity field corresponding to intermediate state.

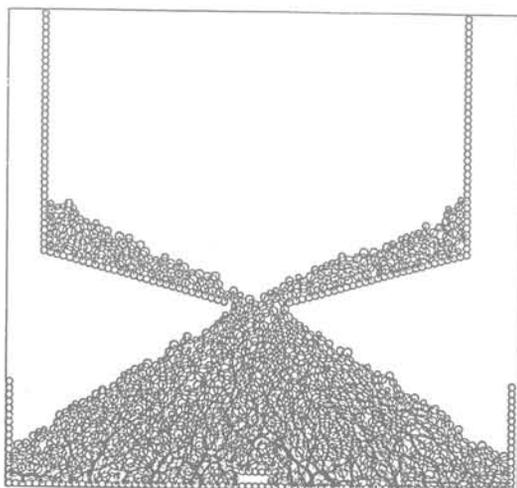


FIG. 22 Configuration du silo et des grains à la fin de la vidange, (matériau sec, $b/D_0 = 8,33$).
 Final configuration of particles at the end of emptying (dry materials, $b/D_0 = 4$).

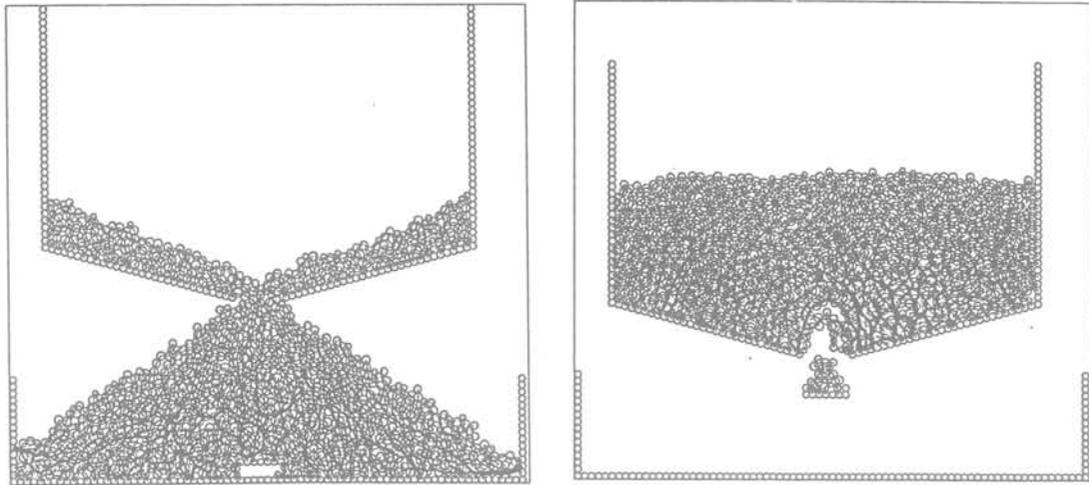


FIG. 23 Écoulement dépendant de la teneur en eau du matériau ($b/D_0 = 6,50$), a) matériau sec (écoulement libre), b) matériau humide (écoulement bloqué).
Granular flow depending on water content ($b/D_0 = 6,50$), a) dry materials, free flow, b) wet material, blocked flow.

forme et bloque l'écoulement, comme le montre la figure 23. Il existe donc une ouverture minimale correspondant à une quantité d'eau donnée pour laquelle l'écoulement ne se produit pas. Les essais montrent que l'écoulement dans un silo peut être influencé par la cohésion résultant d'une très faible teneur en eau du matériau ensilé, et par la dimension de l'ouverture de décharge. L'ensemble de ces phénomènes est évidemment essentiellement lié à la nature discrète du milieu et ne pourrait être simulé à partir d'une approche basée sur la mécanique des milieux continus.

7

Conclusion

Le comportement des matériaux granulaires est souvent décrit à partir des modèles basés sur la théorie des milieux continus. Néanmoins certains résultats expérimentaux (ex. dilatance, quasi non-existence d'un domaine élastique, anisotropie induite) ne peuvent s'expliquer qu'à partir des phénomènes liés à la micro-structure non-continue.

La méthode des éléments discrets est une méthode qui permet de prendre en compte la nature discontinue des milieux granulaires.

Les simulations effectuées sur un assemblage comportant 1 000 particules bidimensionnelles montrent que le comportement simulé est représentatif et tous les aspects importants du comportement des matériaux granulaires, tel que l'influence de la compacité initiale et l'apparition de l'état critique pour des déformations importantes, sont mis en évidence. Les résultats locaux

donnent une idée claire sur l'évolution de l'anisotropie dans le milieu granulaire. Ils montrent que l'anisotropie géométrique et statique se développent dans la direction de la contrainte majeure et se stabilisent avec la stabilisation de la contrainte déviatoire. L'influence du frottement local sur le frottement interne du milieu a été étudiée. Il montre que le frottement local a une influence sur le frottement interne au pic mais son influence sur le frottement interne au palier apparaît faible.

Les simulations tridimensionnelles ont été réalisées sur un assemblage de 1 000 particules sphériques. Malgré le nombre très réduit de particules, il semble que le comportement de l'assemblage granulaire soit correctement simulé. Les simulations d'essais effectués sur différents chemins des sollicitations ont permis d'obtenir le critère de rupture pour cet assemblage. Le critère ainsi obtenu est très proche des critères habituellement utilisés dans la modélisation élastoplastique du comportement des matériaux granulaires. L'influence de l'histoire des sollicitations a été numériquement mise en évidence, et l'évolution des surfaces de charge due à l'évolution de l'anisotropie induite est qualitativement comparable aux résultats expérimentaux obtenus par Lanier (1988).

Les simulations de stockage et d'écoulement de matériaux granulaires réalisés avec la MED ont montré une des applications possibles de cette méthode. Elles ont, en particulier, permis de caractériser la cinématique de l'écoulement, et de mettre en évidence l'influence de l'humidité dans le milieu et de la dimension de l'ouverture de vidange. La MED paraît particulièrement bien adaptée pour traiter ce type de problèmes d'écoulement pour lesquels les méthodes de la mécanique des milieux continus paraissent bien limitées.

Bibliographie

- Abriak N.E., Mahboubi A. – Influence du frottement local sur le frottement global, Rapport annuel du Greco-Géomatériaux, France, 1993.
- Bardet J.P., Proubet J. – A numerical investigation of the structure of persistent shear bands in granular media, *Geotechnique*, 41, n° 4, 1991, p. 599-613.
- Bathrust R.J., Rothenburg L. – Micromechanical aspects of isotropic granular assemblies with linear contact interaction, *J. Appl. Mech.*, 55, 1988, p. 17-23.
- Bathrust R.J., Rothenburg L. – Observations on stress-force-fabric relationships in idealized granular materials, *J. Mechanics of Materials*, 9, 1990, p. 65-80.
- Cambou B., Jafari K. – Modèle de comportement des sols non cohérents, *Revue française de géotechnique*, n° 44, 1988, p. 43-55.
- Cambou B., Lanier J. – Induced Anisotropy in Cohesionless Soils, Experiments and Modelling, *Computers and Geotechnique*, n° 6, 1988, p. 291-311.
- Chen Y., Hwang G. – Studies of the behavior of granular material and its fabric evolution, in *Powders and Grains 93*, ed. C. Thornton, Balkema, Rotterdam, 1993, p. 135-140.
- Cundall P.A. – A computer model for simulating progressive, large-scale movements in block rock systems, *Proc. Symp. Int. Soc. Rock Mech.*, Nancy II, Art. 8, 1971.
- Cundall P.A. – A computer model for rock-mass behavior using interaction graphics for the input and output of geometrical data, Report n° DACW 45-74-C-006, Missouri River Division, US Army Corps of Engineers, University of Minnesota, 1974.
- Cundall P.A. – Computer simulation of dense sphere assemblies, in *Micromechanics of granular material*, ed. M. Satake & J.T. Jenkins, Elsevier, Amsterdam, 1988, p. 113-123.
- Cundall P.A. – Numerical experiments on localization in frictional materials, *Ingenieur-Archiv*, 59, 1989, p. 148-159.
- Cundall P.A., Drescher A., Strack O.D.L. – Numerical experiments on granular assemblies; measurements and observations, Proc. of IUTAM conf. on Deformation and failure of granular materials, Delft, 1982, p. 355-370.
- Cundall P.A., Strack O.D.L. – A discrete numerical model for granular assemblies, *Geotechnique*, 29, n° 1, 1979, p. 47-65.
- Desrues J. – Strain localization and interfaces: research needs in France, in *Proc. joint US-France workshop in recent advances in Geomechanics, Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, ed. F. Darve, Y. Meimon, J. Benoit, R.H. Borden, Technip, Paris, 1993, p. 47-58.
- Hertz H. – Über die Berührung fester elastischer Körper, *J. F. reine und angew. Mathematik* (Creeles J.), vol. 92, 1981.
- Jean M. – Simulation numérique des problèmes de contact avec frottement, Journées de la Société Tribologique de France, Sophia-Antipolis, 9-10 avril 1992, *Matériaux et Techniques*, n° 1-2-3, 1993.
- Kruyt N.P. – Toward micro mechanical constitutive relations for granular materials based on two dimensional discrete element simulation, in *Modern approaches to plasticity*, ed. D. Kolymbas, Elsevier, 1993.
- Lade V., Duncan M. – Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil, *Proc. ASCE* 101, GT10, 1975, p. 1037-1053.
- Love A.E.H. – A treatise of mathematical theory of elasticity, University Press, Cambridge, 1927.
- Mahboubi A. – Contribution à l'étude micromécanique du comportement des matériaux granulaires par homogénéisation et approche numérique, Thèse de Doctorat, École Centrale de Lyon, France, 1995.
- Mindlin R.D., Derisiewicz H. – Elastic spheres in contact under varying oblique forces, *Trans. ASME, J Applied Mech*, 20, 1953, p. 327-344.
- Moreau J.J. – Application of convex analysis to some problems of dry friction, in *Trends in application of pure mathematics to mechanics*, ed. H. Zorski, Vol. 2, Pitman, London, 1979, p. 263-280.
- Moreau J.J. – Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics, CISM Courses and Lectures, n° 302, Springer-Verlag, Wien, 1988, p. 1-82.
- Ng T.T., Dorby R. – Numerical simulation of monotonic and cyclic loading of granular soil, *J. of Geotechnical Eng.*, vol. 120, n° 2, 1994, p. 388-403.
- Rothenburg L., Bathrust R.J. – Analytical study of Induced Anisotropy in Idealized Granular Materials, *Geotechnique*, 39, n° 4, 1989, p. 601-614.
- Skinner A.E. – A note on the influence of interparticle friction, *Geotechnique*, 19, 1969, p. 150-157.
- Thornton C., Barnes D.J. – Computer simulated deformation of compacted granular assemblies, *Acta Mechanica*, 64, 1986, p. 45-61.

Quelques aspects de la prévision des mouvements de terrain

C. AZIMI
P. DESVARREUX

Association
pour le Développement
des Recherches
sur les Glissements
de Terrains
(ADRGT), BP 17,
38610 Gières

Résumé

Les mouvements de terrain au sens large (glissements de terrains meubles, mouvements au sein de formations rocheuses) posent deux problèmes liés à la prévision :

- la prévision de leur propagation dans l'espace ;
- la prévision de leur évolution dans le temps.

On ne s'intéresse ici qu'au second type de prévision en distinguant les phénomènes dans lesquels la vitesse dépend des conditions hydrauliques et ceux dans lesquelles elle n'en dépend pas.

On décrit quatre cas sur lesquels des prévisions de comportement ont été tentées, parfois avec succès, parfois sans. Deux de ces cas concernent des matériaux meubles et deux des matériaux rocheux. On indique les critères pour déceler le passage des mouvements à vitesses « réversibles » aux mouvements à vitesses irréversibles.

Some aspects of forecasting the behaviour of slope movements

Abstract

Slope movements (*i.e.* landslides, rock slides, rockfalls) induce two kinds of problems, related to forecasting :

- forecasting the maximum extent of rapid movements ;
- forecasting time - dependent behaviour of movements.

This paper is concerned only with the second type of forecasting.

The authors make a distinction between the movements in which velocity depends on pore pressure conditions, and those in which velocity is not dependent on these conditions.

The authors describe four cases of prediction studies, with successful or unsuccessful results in behaviour forecasting. Two of these examples are concerned with soils and two ones with rocks. Criteria are given for detecting the changes in behaviour, that lead to non reservible movements.

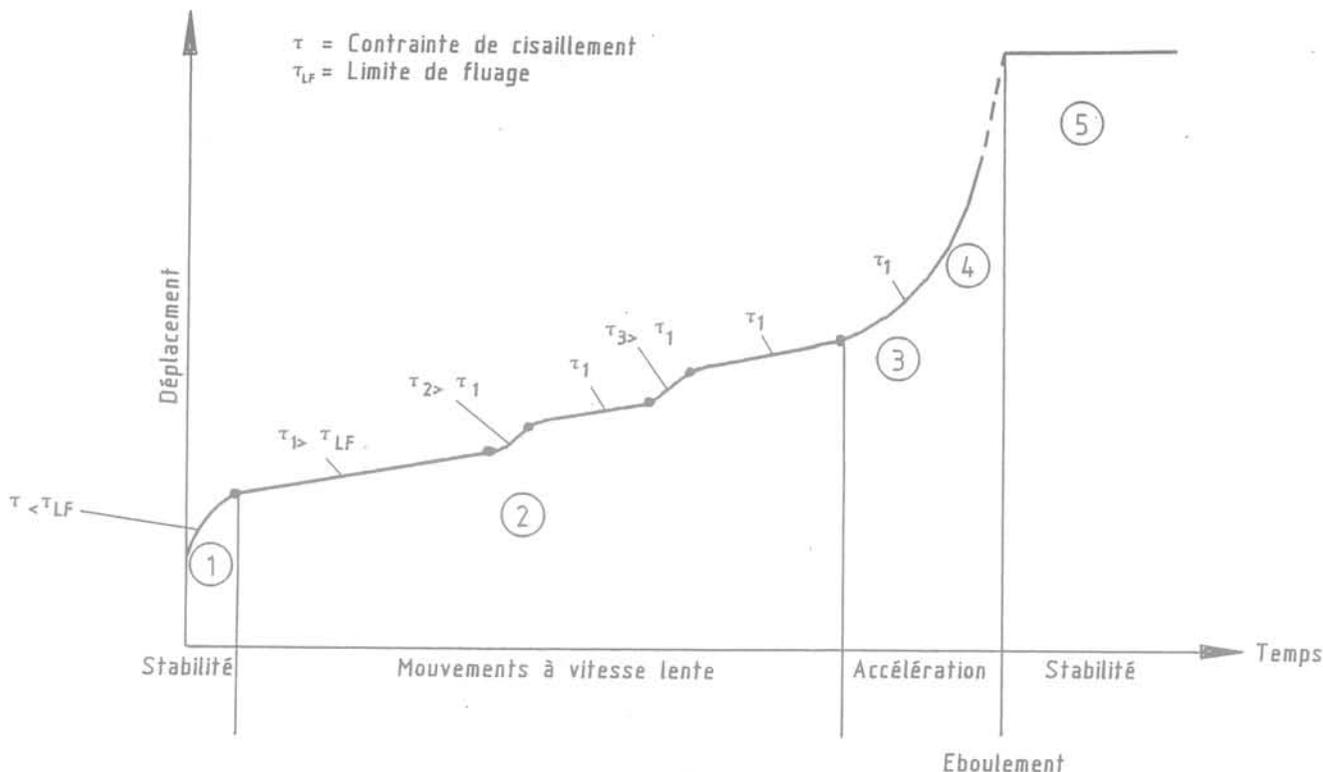


FIG. 1 Différents états d'un mouvement de terrain.
Different stages of slope movements.

1

Introduction – particularités cinématiques des mouvements du sol

Un mouvement de terrain est un phénomène géologique qui évolue dans le temps. Quel que soit le matériau concerné (*sol ou roche*), on peut distinguer trois états, sur le plan cinématique (Fig. 1), qu'on peut rapprocher, par analogie, des divers stades de fluage mis en évidence sur échantillons⁽¹⁾.

L'état ① correspond à la stabilité : toute nouvelle sollicitation provoque alors une déformation instantanée. Il peut y avoir également une déformation différée mais celle-ci ralentit très vite (« fluage » primaire).

L'état ② correspond à des mouvements à vitesse pratiquement constante, en général faible (*quelques mm à quelques cm/an*) qui peuvent durer très longtemps (10 à 50 ans) ou moins (2 à 3 ans) dans le cas de certains éboulements. Si la contrainte varie (*par exemple variation de pression interstitielle*), la vitesse de déplacement varie aussi, mais on reste dans le même type de comportement, qui est celui du « fluage » secondaire. En particulier si les contraintes diminuent en deçà de la « limite de fluage », les mouvements s'arrêtent. En ce sens, tant qu'on est dans ce type de comportement, on peut considérer la vitesse des mouvements de terrains comme un phénomène réversible.

L'état ③ correspond à une accélération continue sous contrainte constante menant à la rupture ④. On atteint de très grandes vitesses et on peut avoir de grands déplacements. Cette accélération est très différente de celles qui peuvent se produire en phase ②. Elle correspond au « fluage tertiaire », lequel représente l'évolution ultime du fluage secondaire, la contrainte

restant constante. Dans ce type de comportement, on considère les mouvements comme irréversibles.

Au cours des phases ③ et ④ les matériaux subissent une redistribution des masses qui conduit à un nouvel état de stabilité ⑤.

Compte tenu de ce qui précède, on doit distinguer deux types très différents de phénomènes de mouvements de terrains :

- ceux dont la vitesse dépend des conditions hydrauliques⁽²⁾ ;
- ceux dont la vitesse ne dépend pas des conditions hydrauliques.

Dans la suite nous allons illustrer par quelques exemples pris dans chacun des deux types de phénomènes comment on a pu chercher à répondre à la question de prévision du comportement.

En effet, devant un phénomène de mouvement de terrain, si on est confronté à des impératifs de gestion de la sécurité, les deux questions capitales auxquelles on doit s'efforcer de répondre sont :

- comment le phénomène peut-il évoluer dans le temps ? (*prévision temporelle*) ;
- comment le phénomène peut-il s'étendre spatialement ? (*prévision spatiale*).

Dans le présent article on ne s'intéressera qu'au premier type de prévision et on va présenter quatre cas sur lesquels des prévisions de comportement ont été tentées avec plus ou moins de succès. Ces cas ont été choisis car ils concernent aussi bien des matériaux meubles que rocheux, avec des particularités diverses quant à la cinématique, pour tenter d'illustrer la grande variété des problèmes qui se posent (Fig. 2).

(1) Pour cette raison nous parlons ici de « fluage ».

(2) On exclut du sujet de cet article les mouvements liés à des sollicitations dynamiques rapides (*séisme*).

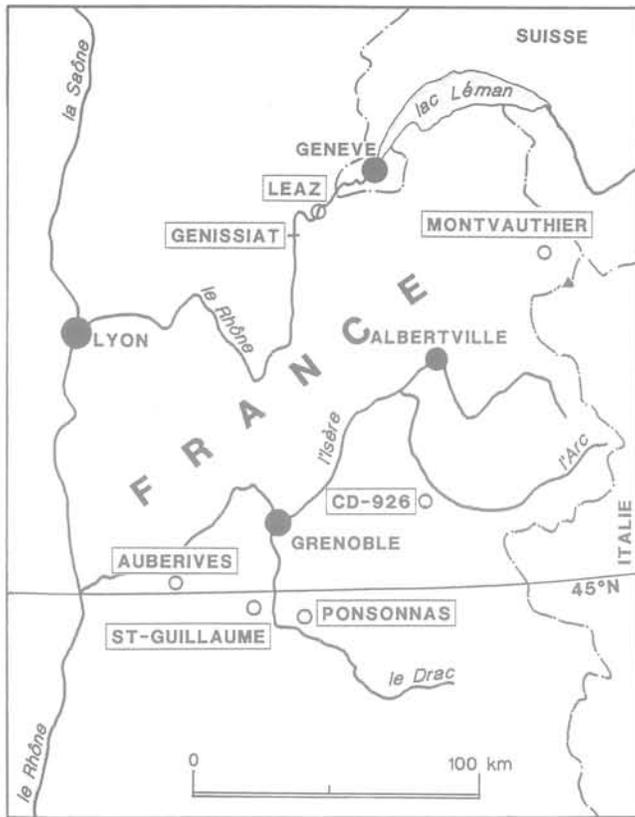


FIG. 2 Situation des cas présentés.
General map showing the location.

2

Exemple du glissement de Leaz (Ain)

2.1

Localisation – Circonstances

Ce glissement de terrain naturel domine la retenue de Génissiat sur le Rhône. Il était connu dès 1934 avant

établissement de la retenue, mais n'avait pas fait l'objet d'études particulières. A partir de 1964, suite à une réactivation des mouvements, une surveillance a été progressivement mise en place, parallèlement avec des reconnaissances géologiques classiques. Le but de ces études était de préciser le volume en mouvement, le rôle éventuel de la retenue dans ces mouvements, de prévoir dans quelles conditions des masses importantes de matériaux pourraient arriver dans la retenue et à quelles vitesses (ceci dans le but d'apprécier les conséquences du phénomène et en particulier les caractéristiques de l'onde hydraulique engendrée).

2.2

Description du site

La synthèse des reconnaissances géologiques est présentée en figure 3 et on peut retenir les points suivants :

- le substratum de marnes situé à 30-40m de profondeur est stable, de même qu'une terrasse d'alluvions anciennes (aucun mouvement entre 1965 et 1993). La retenue n'a donc aucune influence sur le glissement;
- le glissement s'effectue au sein d'une formation d'argiles litées d'origine glacio-lacustre, très répandue dans la région et caractérisé par :

$$w_L = 35-50 \%$$

$$IP = 20-30 \%$$

$$\phi_r = 19,5^\circ \quad c' = 0 \text{ (cisaillement à } 1\mu/\text{mn);}$$

- le volume des matériaux en mouvement est de $1,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, caractérisés en 1969 par des vitesses de 5-10 cm/an et de 10-30 cm/an dans la zone la plus active représentant $100\,000 \text{ m}^3$ (vitesses maximales de l'ordre de 1 m/an pour certains points).

2.3

Surveillance et résultats

Les mesures de déplacement ont commencé en 1964, mais depuis 1977 le système de surveillance comporte :

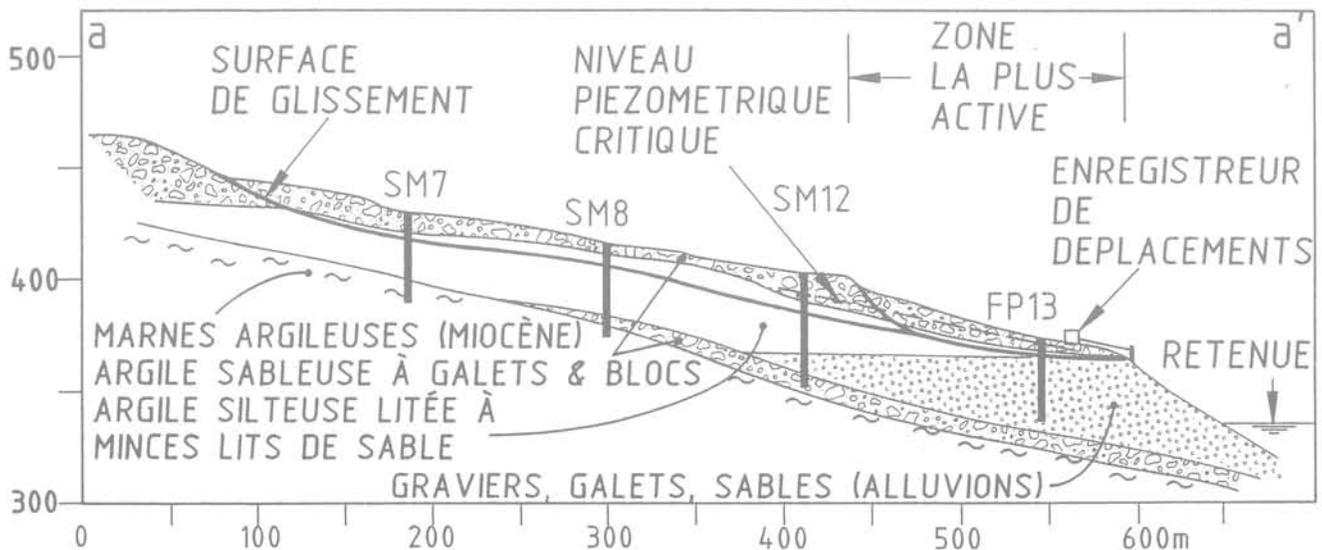


FIG. 3 Glissement de Leaz (Ain) – Coupe géologique schématique.
Leaz landslide – Simplified geological section.

- des mesures annuelles en triangulation sur 25 témoins ;
- des mesures mensuelles au distancemètre sur 11 témoins répartis dans le glissement ;
- un enregistrement en continu des déplacements d'un point de la zone la plus active ;
- un enregistrement des niveaux d'eau dans 4 piézomètres et des mesures mensuelles dans 8 autres ;
- un enregistrement de la pluviométrie.

Sur la figure 4, on a représenté un exemple de 10 mois d'enregistrement corrélés avec des variations du niveau piézométrique à proximité de l'enregistreur.

On a ainsi pu mettre en évidence trois points fondamentaux :

- les périodes d'activité sont réduites dans le temps alors qu'on a plusieurs mois « d'arrêt » par an des mouvements

- (à 1 ou 2 mm près), correspondant à l'état ① de stabilité ;
- l'activité du glissement se produit lorsque le niveau d'eau dépasse une valeur critique N_0 ;
- en phase d'activité, on peut lier la vitesse instantanée des déplacements au niveau d'eau par une formule approchée du type $V = k(N - N_0)$. On est alors dans l'état ② des mouvements réversibles (Fig. 1).

On a donc pu proposer un certain schéma de comportement du glissement qui permettrait de rendre compte des vitesses observées en fonction des niveaux d'eau dans le terrain.

Ce schéma comporte un *modèle hydraulique* permettant à partir de la pluviométrie journalière de déterminer le niveau piézométrique au sondage FP13, et un *modèle mécanique* permettant de relier ce niveau piézométrique à la vitesse instantanée. La figure 5 indique

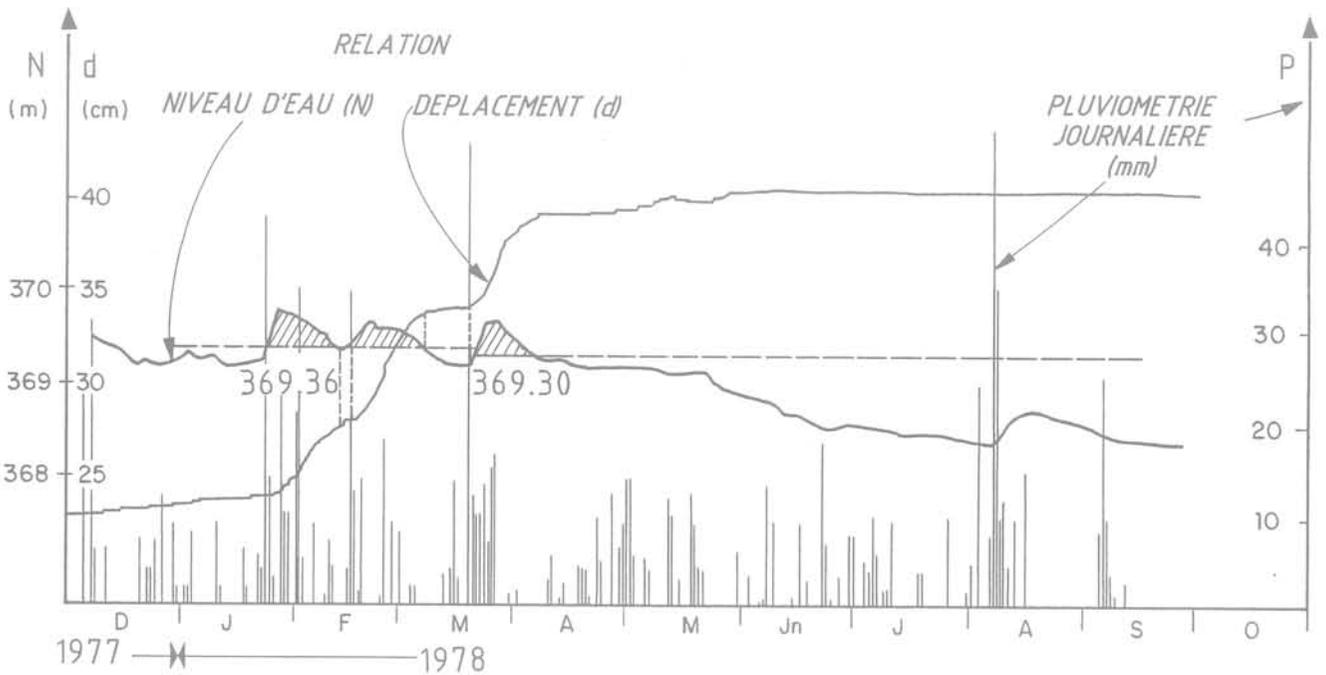


FIG. 4 Glissement de Leaz - Enregistrements simultanés de piézométrie et déplacements.
Leaz landslide - Piezometric level and displacement recordings.

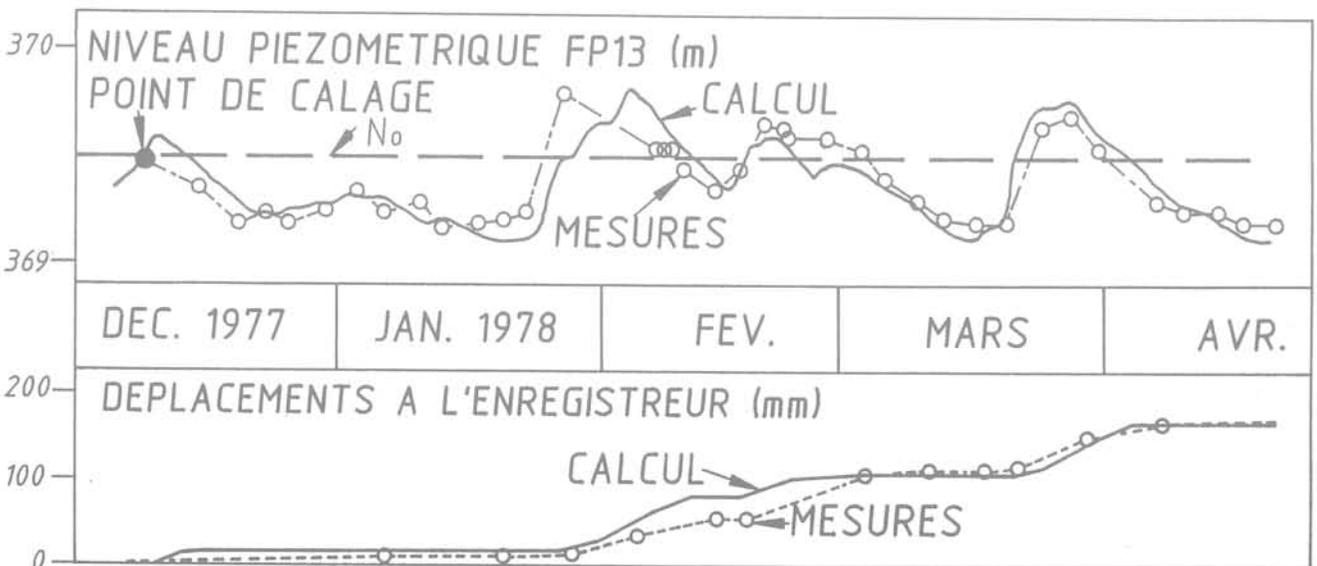


FIG. 5 Glissement de Leaz - Comparaison des niveaux piézométriques et des déplacements calculés à partir de la pluviométrie, avec les mêmes valeurs mesurées.
Leaz landslide - Comparison of calculated and measured piezometric level and displacements.

le résultat de l'application de ces modèles et on peut en conclure que, tant que ce mécanisme reste identique, pour les séquences pluviométriques connues, les vitesses pourront atteindre environ 10 mm/j puis diminueront.

Par conséquent dans ce type de mouvement, ni les mouvements, ni l'accélération seuls sont des critères suffisants pour déterminer le moment où le mouvement devient rapide et irréversible. Il faut considérer l'ensemble (solicitations + déplacements) pour déterminer ce moment. Les critères de danger correspondent soit à une accélération sous contrainte constante, soit à des vitesses nettement supérieures (pour une même contrainte) à celles déterminées auparavant.

2.4

Critique de ces modèles

Le modèle hydraulique appliqué ici prend en compte l'évapotranspiration de manière simplifiée. D'autre part, il ne prend pas en compte le stockage des précipitations sous forme de neige. Néanmoins, dans le cas de Leaz, nous le considérons comme acceptable.

Le modèle mécanique est simplifié, car il ne prend en compte que le niveau d'un seul piézomètre situé en partie basse de la zone active (Fig. 3). En fait la réponse cinématique au niveau de l'enregistreur de la zone active est non seulement fonction du niveau piézométrique « global » mais aussi des poussées exercées par la partie amont et des butées éventuelles de parties aval, car le glissement ne se déplace pas en bloc.

2.5

Applications à d'autres cas de glissements

Les glissements de terrains dans des formations d'argiles glacio-lacustres sont nombreux au Sud de Grenoble dans le Trièves. Il était donc intéressant de chercher à leur appliquer la même méthodologie de surveillance qu'à Leaz. Cependant, si on a pu disposer de mesures de pluviométrie journalière à proximité, ainsi que de mesures piézométriques très fréquentes, les mesures de déplacements ont été beaucoup plus espacées. On n'a donc pas pu établir de corrélations entre vitesses et niveaux piézométriques, mais on a cherché à appliquer un modèle hydraulique analogue à celui de Leaz.

Les caractéristiques de ces glissements, en comparaison de celles de Leaz sont les suivantes :

	ST-GUILLAUME	PONSONNAS	LEAZ
Argiles	35-45	32-38	35-50
W_L %	19-27	13-21	20-30
IP		18-21	19,5
θ_r (°)			
Pente (°)	8-12	8-18	12
Profondeur de glissement	20 m	17-45 m	12 m
Volumes (m ³)	5.10 ⁶	10.10 ⁶	1.4.10 ⁶
Vitesses moyennes (cm/an)	2-3	1-2	1970: 5-20 1993: 1-2

Dans le cas de Saint-Guillaume (Fig. 6) le modèle hydraulique donne des résultats satisfaisants. Il permet même, moyennant une estimation du niveau critique (1,5 m de profondeur), de reconstituer les ordres de grandeur des déplacements annuels.

Dans le cas de Ponsonnas (Fig. 7), le modèle hydraulique ne permet pas un bon ajustement avec les niveaux piézométriques observés. Ceci montre qu'il existe, en plus de l'alimentation directe par la surface, une alimentation latérale provoquant une variation du niveau de base, de période annuelle et d'amplitude 2 m dans le cas présent.

Ceci permet de tirer deux conclusions :

- dans la constitution du niveau piézométrique il y a une part d'origine locale (*infiltration directe des précipitations tombant sur le bassin versant local englobant le glissement*) et une part d'origine lointaine. C'est la variation du rapport entre les deux qui provoque des réponses diverses à des précipitations identiques ;
- lorsque la part d'alimentation directe est importante (cas de Leaz et de Saint-Guillaume) un réseau de drainage superficiel peut être très efficace car il intercepte une partie non négligeable des précipitations avant qu'elles ne s'infiltrant plus en profondeur. Au contraire dans des cas comme Ponsonnas, où la part d'alimentation profonde est non négligeable, le seul drainage superficiel n'aura qu'une efficacité limitée sur les mouvements.

3

Exemple de l'éboulement du CD 926

3.1

Localisation – Circonstances

Il s'agit d'un éboulement rocheux situé dans la vallée de l'Arvan, à 5 km au sud-ouest de Saint-Jean-de-Maurienne.

Fin 1975, suite à un éboulement de l'ordre 1000 m³ dans les gypses en contrebas de la route départementale (CD 926), deux fissures distantes de 50 m sont apparues dans la chaussée de cette route. Les questions qui se sont alors posées ont été les suivantes :

- l'affaissement observé sur la route est-il local ?
- y a-t-il un danger pour la route et lequel ?

3.2

Description du site

Pour la zone étudiée, le CD 926 se situe à 100 m au-dessus de l'Arvan, dont il est séparé par les falaises de gypses à 45-50°.

Les terrains de couverture sont constitués d'éboulis et de dépôts morainiques (silt sableux à blocs arrondis).

Dans le gypse, on a noté les trois familles de plans de discontinuité suivantes :

- les plans de stratification à pendage 50 à 60° vers l'aval, donc défavorables ;
- une grande fissure à pendage 73° vers le SE. Cette dernière est ouverte et comporte des traces de mouvements anciens. Sa position a été représentée sur la coupe de la figure 8 ;

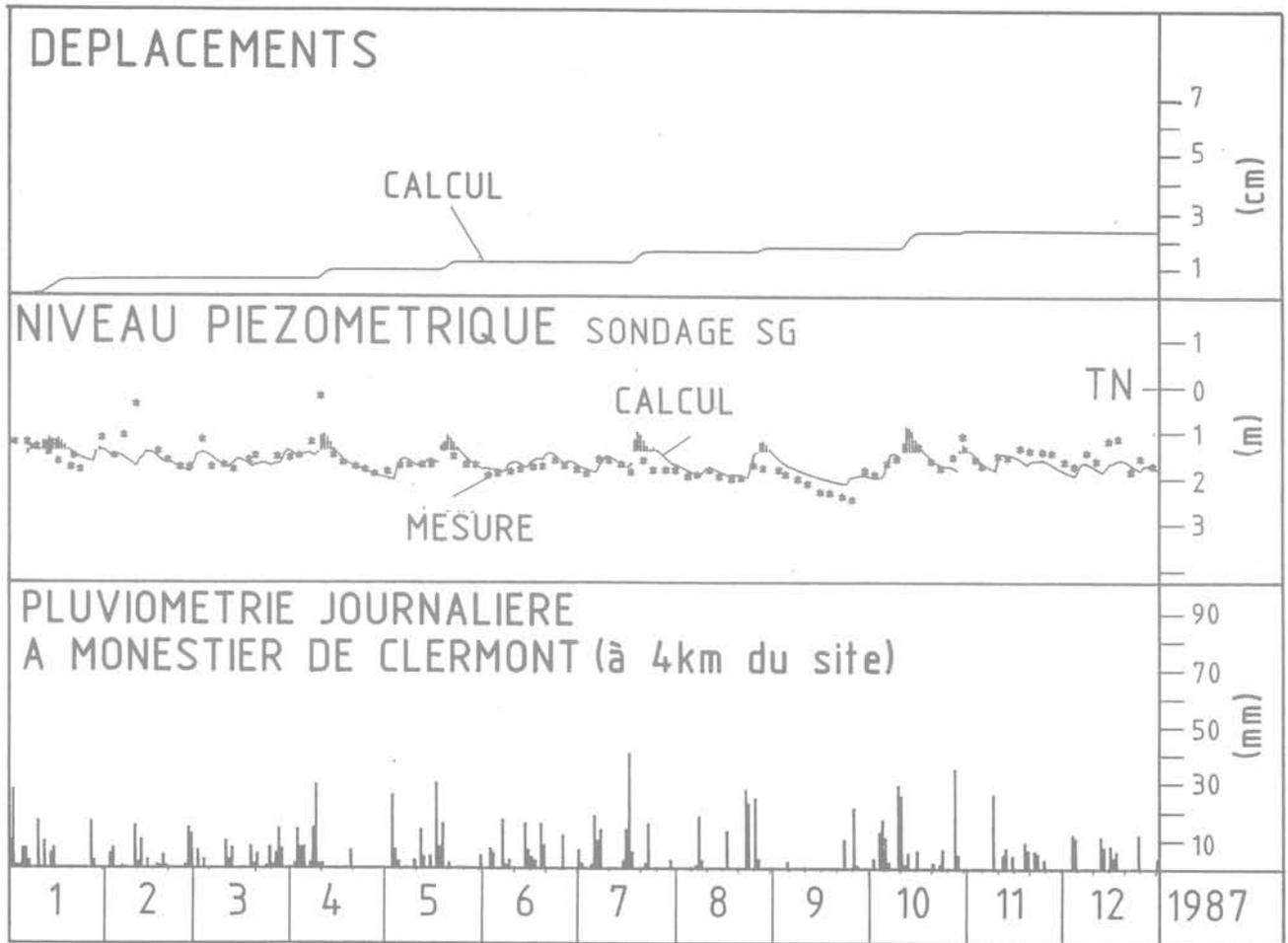


FIG. 6 Glissement de Saint-Guillaume (Isère) - Comparaison du niveau piézométrique calculé à partir de la pluviométrie à Monestier-de-Clermont (selon un modèle type Leaz), avec le niveau mesuré.
Saint-Guillaume landslide - Comparison of calculated and measured piezometric level.

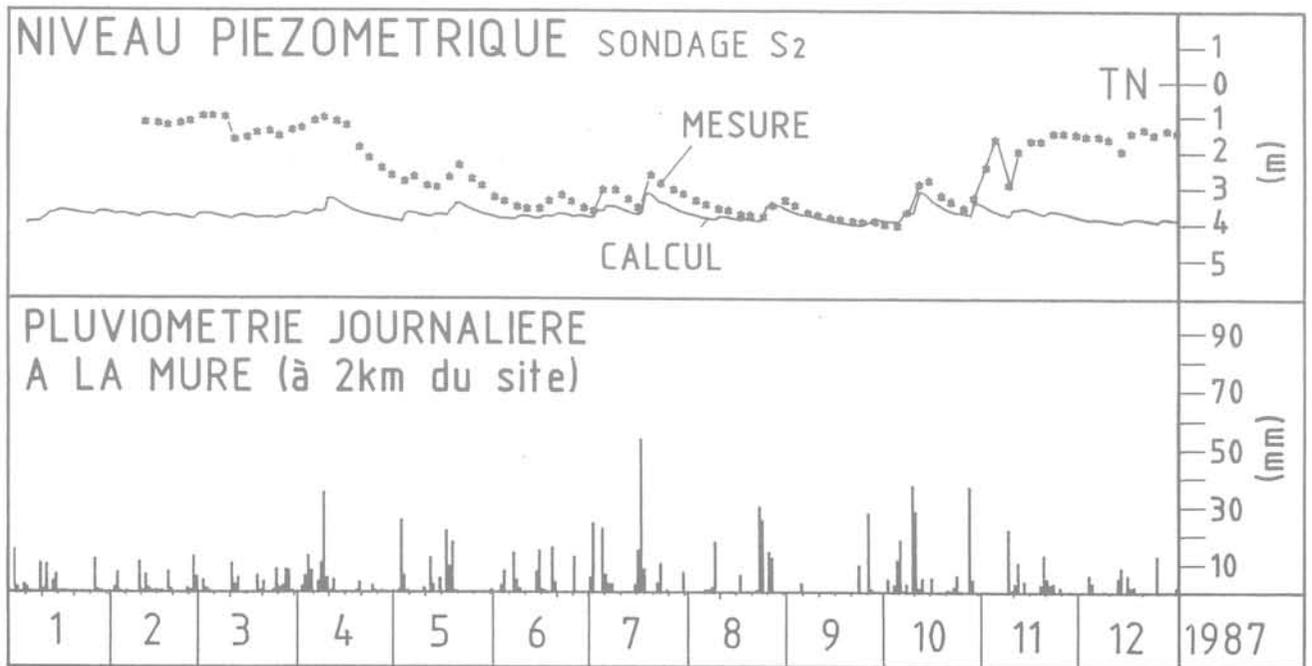


FIG. 7 Glissement de Ponsonnas (Isère) - Comparaison du niveau piézométrique calculé à partir de la pluviométrie à La Mure (selon un modèle type Leaz), avec le niveau mesuré.
Ponsonnas landslide - Comparison of calculated and measured piezometric level.

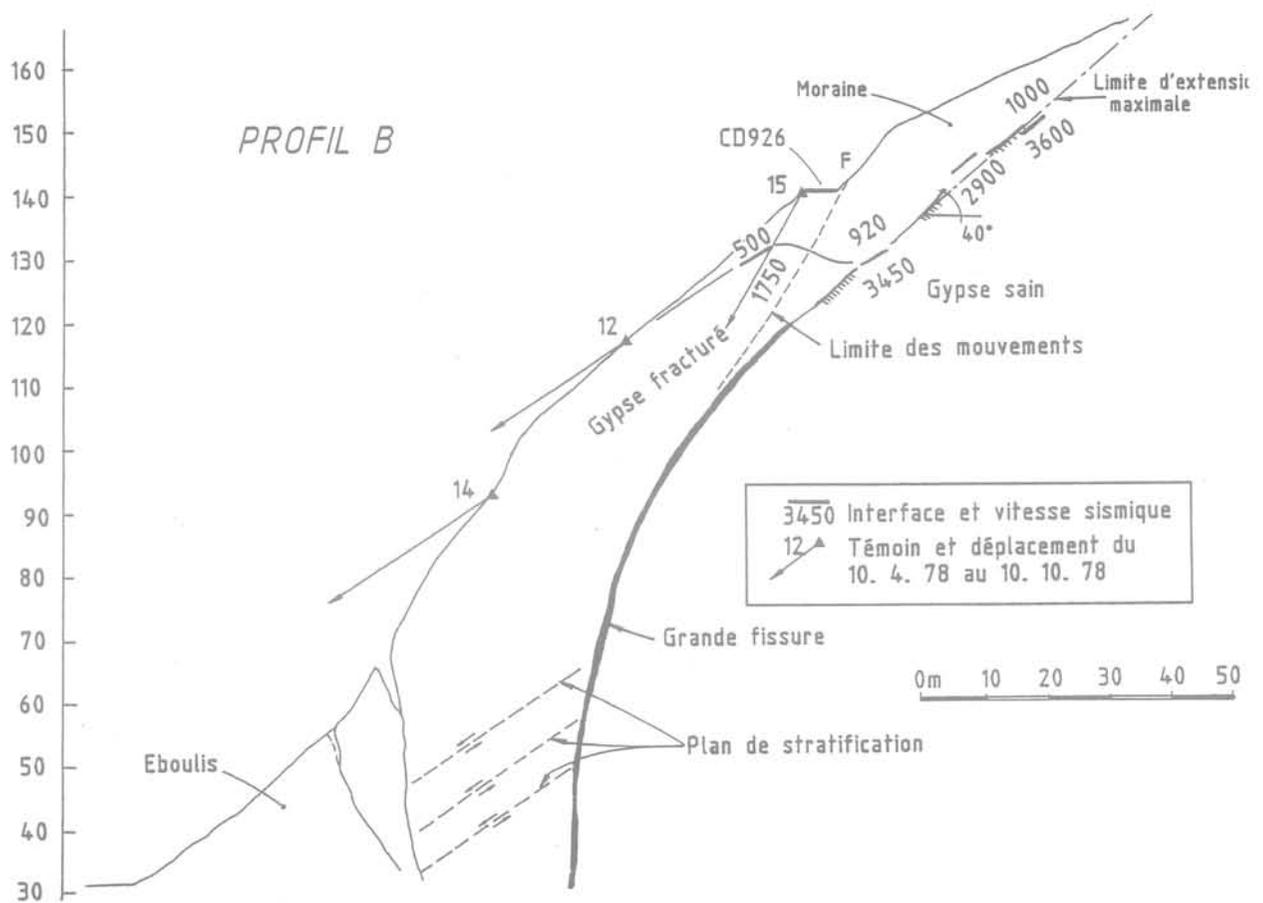


FIG. 8 CD 926 - Profil en travers de l'éboulement.
CD 926 - Cross section of the rockslide.

- des plans de diaclases à pendage 60° vers le SE, donc également défavorables.

Dans tous les terrains (substratum et couverture), on remarque l'absence de circulations d'eau importantes et de nappe.

3.3

Surveillance

En février 1976, on a mis en place 10 repères de nivellement sur la route, puis en avril 1978, 7 repères dont 5 en contrebas de la route.

Dès le mois d'octobre 1978, on a pu faire les trois constatations suivantes :

- les vitesses de déplacements verticaux de témoins tels que 12 ou 14 étaient les mêmes que celles des repères de nivellement du CD 926, ce qui montrait bien qu'il y avait un mouvement d'ensemble (Fig. 8);
- les directions des vecteurs de déplacements des témoins 11 à 14 étaient parallèles entre elles, non conformes à la pente topographique, et cohérentes avec les directions et plongements des stries observées sur les plans de stratification ou de diaclases;
- les vitesses des mouvements étaient sensiblement constantes et non influencées par la pluviométrie (Fig. 9).

Mais, lors de la mesure du 11 février 1980, on a décelé une accélération, ce qui a conduit à resserrer les

mesures (tous les 10 jours, puis tous les 2 jours, puis tous les jours). Au 5 mars 1980, l'analyse de l'évolution des déplacements a montré que la date la plus probable d'éboulement se situait le 8 ou 9 mars. On a recommandé alors la fermeture du CD 926 avec continuation de la surveillance. Au moment de la fermeture de la route (6 mars), les vitesses journalières d'affaissement ne dépassaient pas 5 à 7 mm/jour et l'accélération n'était pas décelable.

Le 8 mars à 21 h 30, un éboulement estimé à 80 000 m³ emportait le CD 926 sur 50 m de long. Les limites de cet éboulement ont été sensiblement celles qui avaient été prévues. Grâce à la fermeture préventive des routes, aucune victime n'a été à déplorer.

3.4

Méthode de prévision

Étant donné la mesure de l'évolution d'un paramètre significatif X (déplacement, ou vitesse) en fonction du temps t, le problème se résume à la recherche d'une valeur finie t_r pour laquelle X tend vers l'infini.

Le principe, dérivé de la méthode proposée par Asaoka en 1978 pour le tassement œdométrique, consiste à découper les déplacements en intervalles égaux ΔD pour lesquels le temps successifs t_n, t_{n+1} tendent vers une valeur t_r . Mais, ici, la relation $t_{n+1} = f(t_n)$ n'est pas obligatoirement linéaire.

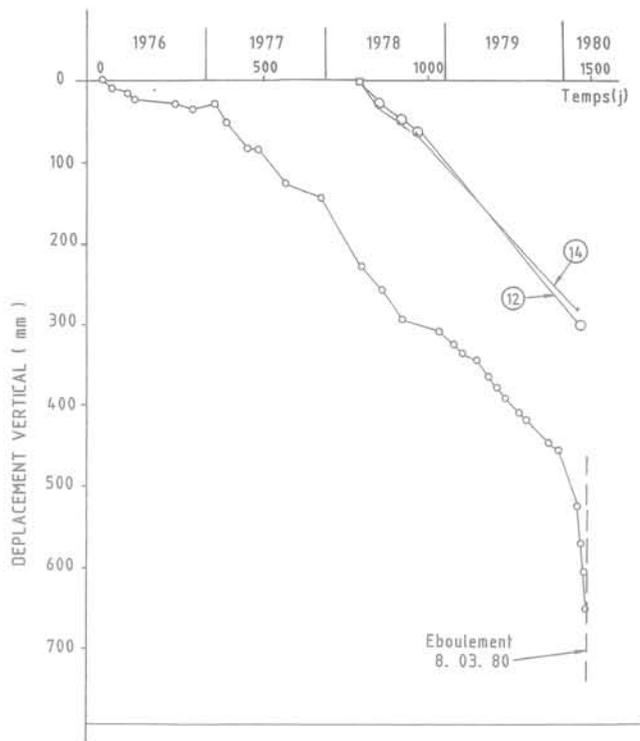


FIG. 9 CD 926 – Évolution des mouvements verticaux.
CD 926 – Vertical movements.

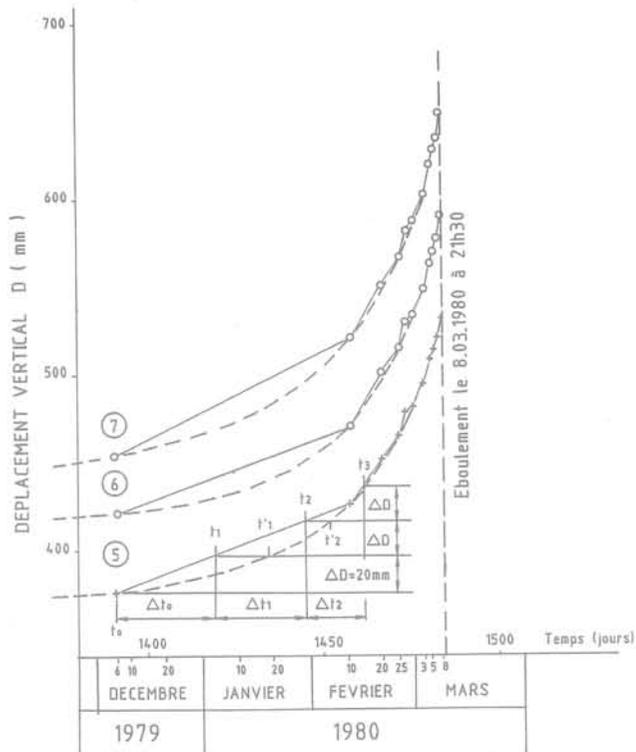


FIG. 10 CD 926 – Courbe des mouvements verticaux durant la phase finale et principe du découpage des déplacements.
CD 926 – Vertical movements in the ultimate stage, and principle of the forecasting method.

On a représenté sur la figure 10, pour 3 témoins :
 – les courbes brutes des déplacements verticaux mesurés au CD 926 dans les trois derniers mois (phase finale) ;
 – les mêmes courbes, lissées ;
 – le principe du découpage des déplacements en intervalles successifs égaux permettant de définir la suite $t_0, t_1, t_2, \dots, t_n$ sur les courbes brutes, ou $t'_0, t'_1, t'_2, \dots, t'_n$ sur les courbes lissées.

L'intervalle de déplacement ΔD est arbitraire. On a adopté, ici, $\Delta D = 20$ mm.

Sur la figure 11, on a représenté, pour les 3 témoins 5, 6 et 7, l'ensemble des points représentatifs $t_n = f(t_{n-1})$ à partir des courbes lissées, en prenant $t_0 = 1391$ j (6 décembre 1979) correspondant au dernier point connu de la phase à vitesse sensiblement constante. Si, à une date donnée où l'on dispose d'un certain nombre de points, on essaie d'ajuster une droite par la méthode des moindres carrés et que l'on calcule l'intersection de celle-ci avec la bissectrice, on constate qu'on arrive à une date comprise entre le 8 et le 9/03/1980.

Si dans ce cas la prévision de la date de l'éboulement a pu être effectuée précisément c'est à cause de deux caractéristiques :

- le mouvement n'était aucunement influencé par les conditions climatiques et il s'agissait d'une rupture progressive dans le rocher ;
- géométriquement, le mouvement ne pouvait se stabiliser en évoluant.

On va montrer dans les deux cas suivants, les difficultés posées si ces deux conditions ne sont pas remplies.

4

Exemple de l'éboulement de Montvauthier

4.1

Localisation – Contexte géologique

Ce cas concerne une falaise d'environ 40 m de haut sur la commune des Houches. Cette falaise est constituée de schistes gréseux et micacés du houiller comportant plusieurs directions de discontinuités dont au moins deux familles ont un pendage vers l'aval.

En contrebas, il existe une route et plusieurs habitations.

Les mesures sur 4 témoins ont commencé en juin 1992 sur des fissures qui sont apparues au sommet de la falaise à 5 m en arrière de celle-ci.

Une prospection sismique par transparence a permis de préciser que le rocher était décomprimé sur 7 à 10 m de hauteur et 5 à 6 m d'épaisseur. Le volume en mouvement a été estimé à 800 ou 1 000 m³.

4.2

Surveillance – Travaux de protection

La surveillance des mouvements a été réalisée par des mesures manuelles d'écartement des fissures avec une fréquence journalière.

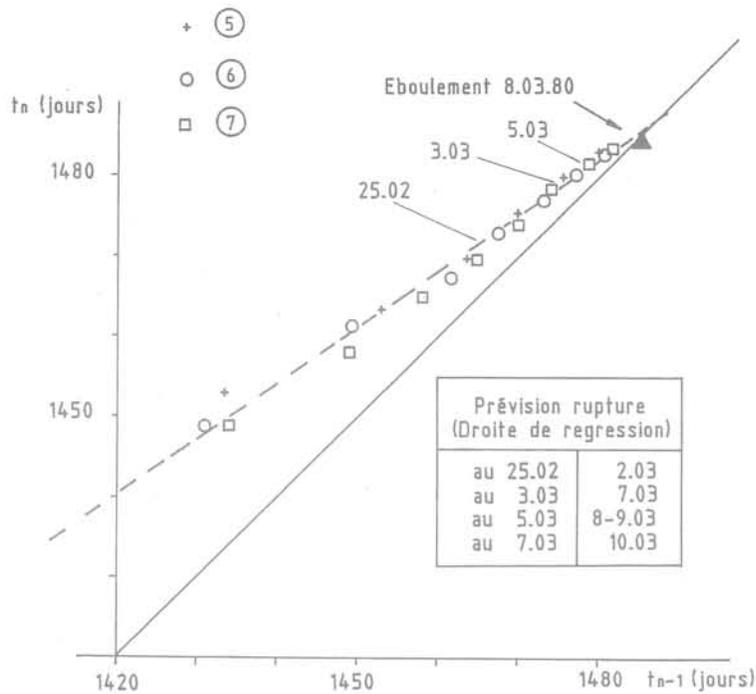


FIG. 11 CD 926 - Relation $t_n = f(t_{n-1})$ obtenue sur courbes de déplacements lissées, avec droite de régression au 5/03/1980.

CD 926 - Function $t_n = f(t_{n-1})$ obtained from the smoothed displacement curves, with regression curve on 05.03.1980.

L'appréciation des zones pouvant être atteintes par l'éboulement a été faite sur plusieurs profils selon la méthode de trajectographie de chutes de blocs mise au point par ADRGT. Il a été ainsi possible de vérifier que les maisons pouvaient être atteintes et de préconiser et dimensionner des merlons de protection qui ont été réalisés.

4.3

Problème de la prévision de l'éboulement

Sur la figure 12, on a reporté les courbes d'écartement des fissures et la pluviométrie journalière en fonction du temps. On peut constater que les mouvements s'accéléraient après des précipitations dépassant 20 mm. Aucun niveau d'eau n'étant mesuré, il n'a pas été possible d'établir une corrélation entre les précipitations et les mouvements.

Ceci a été à l'origine d'une fausse alerte puisque l'analyse des mouvements au 6/09/1992 montrait une date de rupture probable (selon la méthode exposée au paragraphe 3) entre le 7 et le 9/09. Ceci était dû à l'accélération provoquée par les précipitations des 29 et 31/08.

Ce n'est qu'après le 9/09 que la courbe des déplacements a pris une allure régulière, sans ralentissement alors qu'il ne pleuvait pas. La rupture était amorcée, et la deuxième prévision effectuée le 17/09 indiquait une date de rupture la plus probable entre le 18 au soir et le 20 au matin. L'éboulement a eu lieu le 19 à 18h. Il avait

été précédé par quelques chutes de blocs plusieurs heures auparavant.

Sur la figure 13, on a représenté schématiquement le corps de l'éboulement et les trajectoires des quelques blocs ayant été le plus loin. Ces dernières trajectoires correspondent bien à la prévision qui en avait été faite par les calculs trajectographiques. Au contraire le corps de l'éboulement a parcouru une faible distance, ayant été arrêté par la plate-forme constituée par la route.

Il est frappant de constater que le calcul trajectographique indiquait que 63 % des blocs (donc une majorité) partis du sommet de falaise s'arrêtaient sur la route. Cet aspect qualitatif n'a pas été vérifié quantitativement puisqu'une infime partie de l'éboulement a atteint la zone occupée par les maisons. Ceci montre que la méthode de trajectographie pour le phénomène chutes de blocs ne peut être transposée d'une manière quantitative au phénomène éboulement.

5

Exemple du glissement d'Auberives

5.1

Localisation - Contexte géologique

Le glissement de terrain d'Auberives est situé en rive droite de la rivière la Bourne, affluent de l'Isère, à 40 km au sud-ouest de Grenoble. Il est très ancien et s'est réactivé deux fois récemment, en 1983 et en

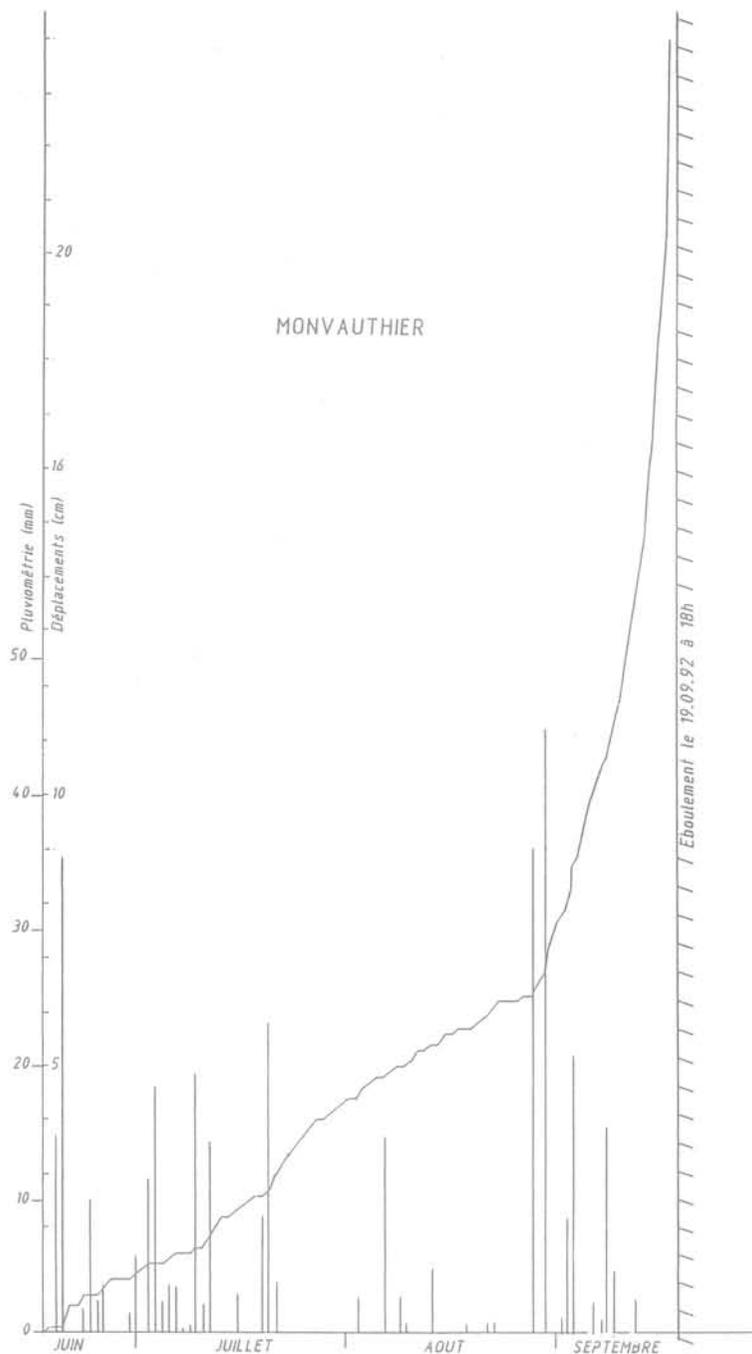


FIG.12 Éboulement de Montvauthier - Courbe des déplacements et précipitations journalières.
Montvauthier rockfall - Movements and daily rainfall.

octobre 1988. Il affecte la route départementale CD 531 et, dans une moindre mesure, un canal d'irrigation (canal de la Bourne) qui a été implanté en tunnel à cet endroit dès 1875 à cause de ces mouvements.

La reprise des mouvements d'octobre 1988 s'est traduite par :

- une déformation du CD 531 ;
- une déformation du tunnel, beaucoup moins importante.

Le versant dominant la Bourne est haut de 120 m, penté à 30-35° en partie basse. La route se situe 15 m au-dessus de la Bourne. Les terrains sont composés de

molasse : alternance de grès et marnes. Le pendage normal est dirigé vers l'E-SE, de 5 à 15°.

Sur la figure 14, on a représenté le profil en travers des glissements. Les mouvements détectés par les inclinomètres concernent :

- une partie superficielle de molasse sablo-gréseuse très décomprimée, épaisse de 5 à 10 m, dans laquelle ont eu lieu les mouvements les plus actifs (A sur la figure 14) ;
- une zone profonde (B), descendant jusqu'à 15-35 m et affectée de mouvements lents, détectés dans le tunnel.

Dans la suite, on ne s'intéressera qu'aux mouvements les plus actifs.

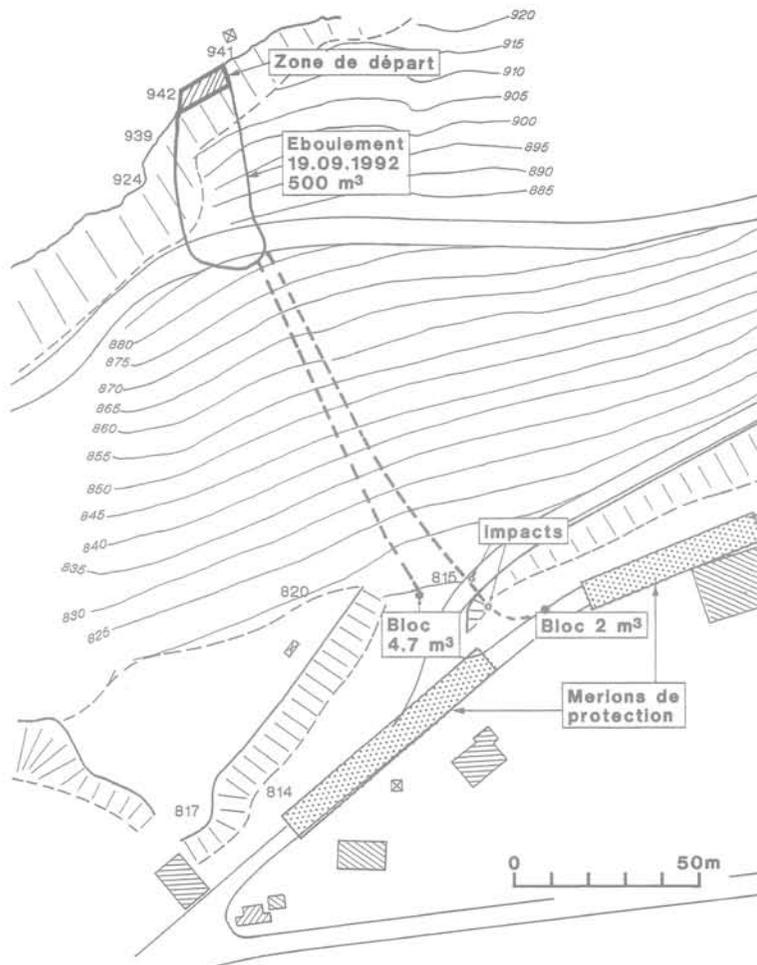


FIG. 13 Éboulement de Montvauthier - Zones atteintes le 19/09/1992.
 Montvauthier rockfall - Maximum extent of the 19.09.1992 rockfall.

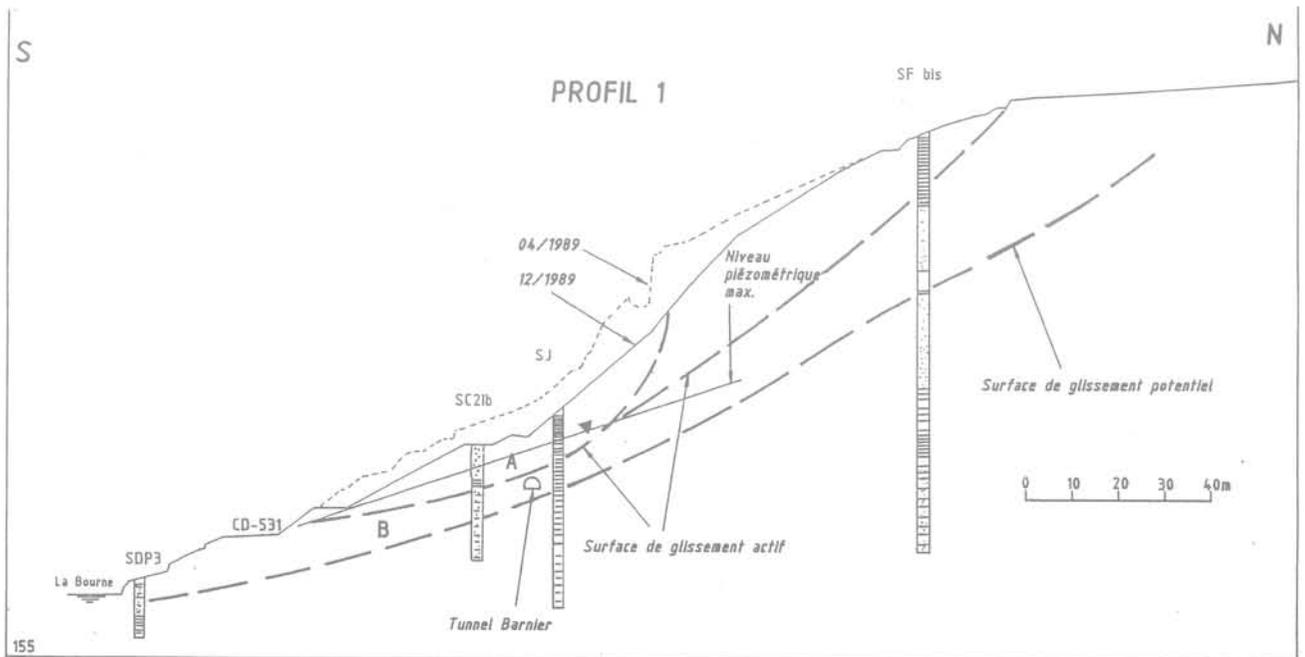


FIG. 14 Glissement d'Auberives - Profils en travers.
 Auberives landslide - Geological cross section.

Problème de la prévision

Lors de la reprise des mouvements en février 1989, un certain nombre de repères de nivellement ont été implantés sur le CD 531 et relevés avec une fréquence de 5 fois/semaine. En février et mai, la courbe des affaissements a montré une nette accélération (Fig. 15), si bien qu'on a tenté de réaliser des prévisions sur les dates possibles d'éboulement. Cependant, dans ce cas, plus on avançait et plus les dates prévues reculaient.

Date de la prévision	Date de la rupture prévue
18-03	25-03
21-03	26-03
22-03	27-03
23-03	30-03

Finalement, la vitesse est passée le 1^{er} avril par un maximum de l'ordre de 7 cm/j puis a ralenti. Ceci est dû à deux phénomènes :

- la modification de forme du glissement au cours des mouvements avec engraissement de la partie basse stabilisatrice et allègement de la partie amont motrice ;
- la dissipation des pressions interstitielles au fur et à mesure des mouvements.

6

Conclusions

Les exemples ci-dessus montrent que certains problèmes ont actuellement une solution possible même si elle est parfois lourde :

- pour les mouvements de terrains dont la vitesse est

variable dans le temps, il est possible par mise en place d'une surveillance judicieuse (précipitations, déplacements et niveau piézométrique) d'établir des corrélations entre sollicitations et déplacements et de déterminer les particularités cinématiques des mouvements.

Il est alors possible de discerner le passage des mouvements à vitesses réversibles aux mouvements à vitesses irréversibles aboutissant à de grandes vitesses, si la loi de comportement définie expérimentalement d'après la surveillance n'est pas affectée par les déplacements (modification des conditions hydrauliques ou redistribution des masses) ;

- pour les petits éboulements et les chutes de blocs, quelques méthodes de calculs trajectographiques permettent de prévoir, avec une bonne approximation, les probabilités d'atteinte de diverses zones et également de dimensionner des protections efficaces (calcul de l'énergie et de la hauteur de passage) ;

- pour des menaces d'éboulements rocheux répondant à certaines conditions, on peut apprécier avec une assez bonne précision le moment du passage aux mouvements accélérés rapides. Au contraire, pour un grand nombre de mouvements affectant des matériaux rocheux, cette dernière prévision est plutôt aléatoire (toutefois une augmentation de la fréquence des chutes de blocs constitue parfois un signe précurseur de grand éboulement).

Les difficultés dans ce dernier cas proviennent de plusieurs facteurs :

- les grandes masses rocheuses en mouvement ne peuvent pas souvent être considérées comme un système unique avec sa propre dynamique et doivent être subdivisées en plusieurs sous-ensembles, chacun d'eux pouvant avoir ses propres particularités dynamiques, d'où une complexité accrue du système de surveillance,

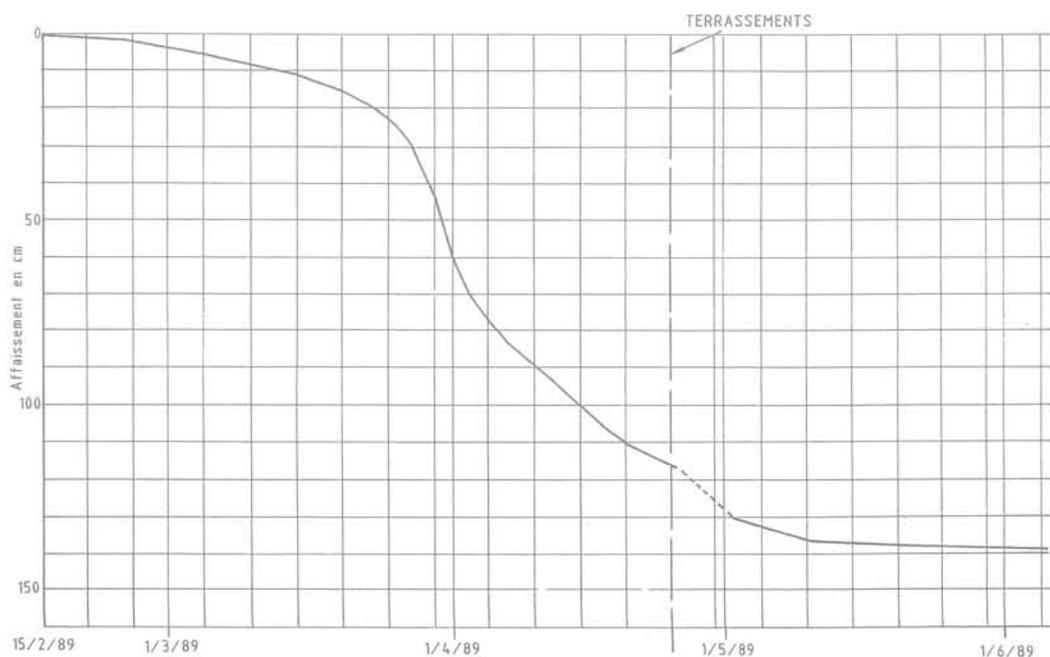


FIG. 15 Glissement d'Auberives - Courbe des mouvements verticaux du repère 125.
Auberives landslide - Vertical movements at measuring point n° 125.

- les mesures sont difficiles à organiser s'il s'agit de falaises étendues,
- les corrélations entre pluviométrie et déplacements ne sont pas faciles à établir,
- on ne connaît pas, pour des matériaux rocheux, la

durée de l'état © mais on peut supposer qu'elle est réduite. Ce manque d'expérience ne facilite pas l'organisation de la surveillance systématique (*implantation des repères, espacement des mesures, interprétation*).

Bibliographie

Asaoka A. - Observational procedure of settlement prediction, *Soils and Foundations* 18 (4), 1978, p. 87-101.

Azimi C., Desvarreux P., et al. - Méthode de calcul de la dynamique des chutes de

blocs, *Bull. Liaison Labo P. et Ch.* 122, 1982, p. 93-102.

Azimi C., Biarez J., et al. - Prévision d'éboulement en terrain gypseux, Proc. 5th Internat. Symp. on Landslides, Lausanne, 1988, p. 531-536.

Azimi C., Biarez J., et al. - Mécanisme des glissements de terrains argileux. Bilan de surveillance sur plusieurs années, Proc. 6th Internat. Symp. on Landslides, Christchurch, 1992, p. 1903-1908.

