

u/y
GAE
16

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N° 61

160 F

4^e TRIMESTRE 1992

Presses de l'école nationale des
onts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : J. Lagardère

Comité de Direction : J. Schlosser — V. Maury — R. Struillou (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

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1992 (numéros 58 à 61) franco 540 F

Prix au numéro franco : 160 F

(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

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

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 42.60.34.13

Publicité : OFERSOP

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

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.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 61
DÉCEMBRE 1992

sommaire

Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent E. Leca, L. Dormieux	5
Les domaines d'application du Jet grouting J. Morey	17
Modèle de transfert de masse dans les argiles à faible porosité. Application à l'effet de la ventilation dans les galeries J.-C. Robinet, M. Al-Mukhtar, M. Rhattas, F. Plas, P. Lebon	31
Ecoulement d'un matériau granulaire à travers un orifice : effet de paroi N.-E. Abriak, R. Gourves	47
Utilisation d'un mini-pressiomètre pour la mesure directe du frottement à l'interface sol pulvérulent-inclusion A. Abderrahim, J.-P. Tisot	63
Le discage des carottes : estimation des contraintes in situ et optimisation du carottage V. Venet, J.-P. Henry, D. Fourmaintraux	75
Simulation numérique et spécification des charges dans les trémies de silos A. Khelil, J.-C. Roth	85

Contribution à l'étude de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent

Contribution to the analysis of the face stability of a tunnel excavated in cohesive ground

Eric LECA

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

Luc DORMIEUX

Laboratoire de Mécanique des Solides, Ecole Polytechnique**

Rev. Franç. Géotech. n° 61, pp. 5-16 (décembre 1992)

Résumé

Le problème de la stabilité du front de taille d'un tunnel a fait l'objet de nombreuses études au cours des vingt dernières années en raison de la construction d'ouvrages dans des conditions de plus en plus difficiles. En particulier la théorie du calcul à la rupture a permis d'aboutir à un encadrement de la pression de soutènement à appliquer au niveau du front de taille pendant les travaux pour assurer la stabilité du tunnel.

L'étude décrite dans cet article est destinée à améliorer les estimations théoriques du risque d'instabilité au front de taille dans le cas d'un tunnel circulaire creusé à faible profondeur dans un terrain purement cohérent. L'accent est mis sur l'approche par l'extérieur. Les mécanismes examinés permettent de tenir compte du caractère tridimensionnel du problème abordé ainsi que des risques d'instabilités globales et locales. Les résultats conduisent à penser que les différences constatées entre bornes supérieures et inférieures des chargements potentiellement supportables pourraient provenir de la surestimation des capacités de résistance du terrain, qui résultent de leur caractérisation par un critère de TRESCA (autorisant la mise en traction du terrain).

Abstract

Tunnel face stability has received special consideration over the past twenty years, due to the construction of tunnels in increasingly difficult conditions. In particular, yield calculation principles have been used to find a bracketted estimate of the tunnel pressure that should be used to stabilize the face during construction.

The purpose of the present study is to improve existing methods used to estimate the face stability of shallow circular tunnels driven in purely cohesive soils. New upper bound estimates are considered. The failure mechanisms considered allow to account for the three-dimensional nature of the problem and include local as well as global failure conditions. The results support the idea that the differences between estimated upper and lower bound solutions could result from overestimated ground resistance properties, consecutive to the use of the TRESCA criterion (which allows for tensile stresses in the ground).

* 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15.

** 91128 Palaiseau Cedex.

1. INTRODUCTION

Le problème de la stabilité du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent a été abordé pour la première fois par BROMS et BENNEMARK (1967). Plusieurs auteurs se sont intéressés à ce problème par la suite. Les travaux les plus récents portent sur l'utilisation de modèles réduits en centrifugeuse et l'application de la théorie du calcul à la rupture (SALENÇON, 1990).

Le problème posé étant caractérisé par un nombre fini de paramètres de chargements, l'analyse de la stabilité consiste à déterminer le domaine des sollicitations supportables dans l'espace de ces paramètres de chargements. La théorie du calcul à la rupture propose une méthode pour encadrer ce domaine en approchant sa frontière respectivement par l'intérieur et par l'extérieur.

Dans cet esprit, les travaux de DAVIS et al. (1980) ont permis de préciser les conditions d'utilisation du critère de stabilité établi par BROMS et BENNEMARK (1967), en mettant notamment en évidence l'effet de la profondeur relative du tunnel, c'est-à-dire du rapport entre la couverture du tunnel et son diamètre. Néanmoins leurs résultats ne permettent pas d'aboutir à une quantification précise du risque d'instabilité du fait de l'écart important existant entre les approches par l'intérieur et l'extérieur. Cet écart constitue évidemment un obstacle à l'élaboration de méthodes de dimensionnement basées sur une analyse théorique de la stabilité.

Selon ces auteurs, l'analyse d'essais d'effondrement en centrifugeuse semblait par ailleurs indiquer que les conditions de rupture observées expérimentalement (SCHOFIELD, 1980) étaient proches de celles déduites de l'approche par l'intérieur. Il était donc naturel de tenter d'améliorer les approches par l'extérieur disponibles. C'est le propos de la présente étude qui

s'inscrit dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture et examine un ensemble de nouveaux mécanismes de rupture virtuels en géométrie tridimensionnelle.

2. CADRE DE L'ÉTUDE

La modélisation de la géométrie adoptée pour l'analyse de la stabilité du front de taille d'un tunnel à faible profondeur est représentée sur la figure 1. On considère un tunnel circulaire, de diamètre D construit sous une couverture C , c'est-à-dire que son axe est situé à une profondeur $H = C + \frac{D}{2}$.

Une pression uniforme σ_T est maintenue au niveau du front de taille pour assurer sa stabilité. Jusqu'à une distance au front de taille égale à P , la paroi du tunnel est soumise à la même pression σ_T . Au-delà, elle est tenue par un soutènement parfaitement rigide. La surface du massif dans lequel le tunnel est excavé est soumise à une pression de surface σ_s , qui peut représenter la charge transmise par une fondation souple ou encore le poids d'une couche de sol située au dessus de la cote H , mesurée à partir de l'axe du tunnel. La donnée du poids volumique γ du sol, supposé homogène dans tout le massif achève de définir la sollicitation considérée. Les capacités de résistance du terrain sont supposées homogènes et isotropes. Elles sont définies par un critère de Tresca, de cohésion C_u .

Le problème peut être caractérisé par cinq paramètres adimensionnels : $\frac{C}{D}$, $\frac{P}{D}$, $\frac{\sigma_s}{C_u}$, $\frac{\sigma_T}{C_u}$ et

$\frac{\gamma D}{C_u}$. Pour la suite, on se placera dans le cas particulier $P/D = 0$, ce qui constitue une hypothèse raisonnable pour l'étude d'un tunnel creusé au bouclier. On aura recours à la notion classique de facteur de charge :

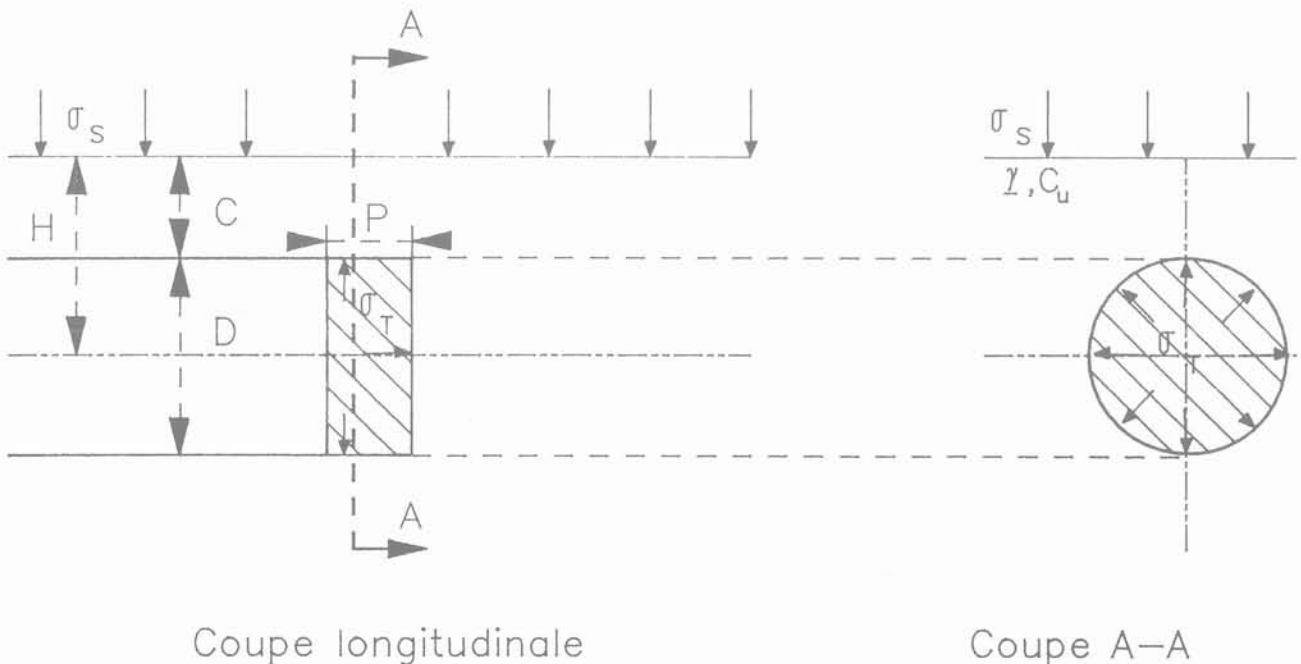


Fig. 1. — Schématisation du problème.

Fig. 1. — Simplified geometry.

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma H - \sigma_T}{C_u} \quad (1)$$

Comme on l'a annoncé, on se propose à présent de construire et de tester plusieurs mécanismes de rupture virtuels afin d'affiner les approches par l'extérieur du domaine de stabilité. Pour chaque mécanisme, une condition nécessaire de stabilité est obtenue en écrivant que la puissance \mathcal{P}_{ext} des efforts extérieurs dans le mécanisme considéré ne peut excéder la puissance résistante maximale $P_{\text{max}}^{\text{res}}$ correspondante :

$$\mathcal{P}_{\text{ext}} \leq P_{\text{max}}^{\text{res}} \quad (2)$$

La quantité $P_{\text{max}}^{\text{res}}$ est une fonctionnelle du mécanisme virtuel envisagé. Elle ne dépend que du choix de ce dernier et des capacités de résistance du matériau. Elle représente physiquement la puissance maximale que le massif est en mesure de développer dans le mécanisme envisagé, du fait de ses capacités de résistance. L'expression mathématique de cette fonctionnelle est rappelée en annexe.

Pour que la majoration (2) soit non triviale, il est nécessaire que cette puissance $P_{\text{max}}^{\text{res}}$ soit bornée. Pour un sol purement cohérent (caractérisé par un critère de TRESCA), on montre (SALENÇON, 1983) que ces mécanismes doivent posséder les propriétés suivantes :

1. les éventuelles discontinuités de vitesses doivent être tangentielles ;
2. la trace du tenseur taux de déformation doit être nulle en tout point.

3. MÉCANISMES CONSIDÉRÉS ET RÉSULTATS

3.1. Mécanismes de rupture globale, i.e. débouchant en surface

Le mécanisme proposé par DAVIS et al. (1980) est reproduit sur la figure 2. Il s'agit de deux blocs (1) et (2) cylindriques, de sections elliptiques, animés de mouvements rigidifiants en translation. Les vitesses

U_1 du bloc (1) et U_2 du bloc (2) sont ajustées de manière à assurer la nullité de la composante normale de la discontinuité de vitesse entre les deux blocs (condition (1) du paragraphe 2).

Ce mécanisme, noté M01, dépend de trois paramètres géométriques : l'angle α entre la verticale et la surface de discontinuité interblocs, l'angle β entre la verticale et l'axe du cylindre (2), l'angle δ entre la surface de discontinuité et l'axe du cylindre (1). L'optimisation du choix de α , β , δ conduit à la condition nécessaire de stabilité la plus restrictive que puisse livrer M01. Elle s'exprime sous la forme d'un majorant du facteur de charge N défini dans la partie 2.

Dans le but d'améliorer cette approche par l'extérieur, 3 familles de mécanismes, obtenus en combinant des mouvements virtuels de blocs cylindriques, toriques ou coniques ont été envisagés. Leurs caractéristiques géométriques sont décrites sur les figure 3 à 6.

Le mécanisme M02 (fig. 3) se compose de trois blocs en mouvement : un cylindre vertical de section droite elliptique en translation (bloc (1)), prolongé par un cylindre en translation (bloc (2)) et un tore (bloc (3)). Dans chaque section droite du bloc (3), la vitesse est constante et perpendiculaire à la section, ce qui signifie que le tore est déformé en distorsion pure. Ce mécanisme dépend de deux paramètres : l'ouverture α du tore et l'angle β par rapport à l'horizontale de l'interface entre les blocs (1) et (2).

Le mécanisme M03 (fig. 4) constitue une variante de M02, dans laquelle le bloc vertical (1) est remplacé par deux cylindres de sections droites elliptiques. L'axe de chacun des deux cylindres est perpendiculaire à la surface de contact avec le bloc suivant ; par conséquent ce mécanisme est entièrement défini par les données des deux mêmes paramètres (les angles α et β) que M02.

Le mécanisme M04 (fig. 5) est construit à partir du mouvement d'un volume tronconique de demi-angle au sommet α . L'axe du cône (bloc (2)) est incliné d'un angle $\frac{\pi}{2} - \beta_2$ par rapport à la verticale. Le bloc tronconique est prolongé jusqu'à la surface du

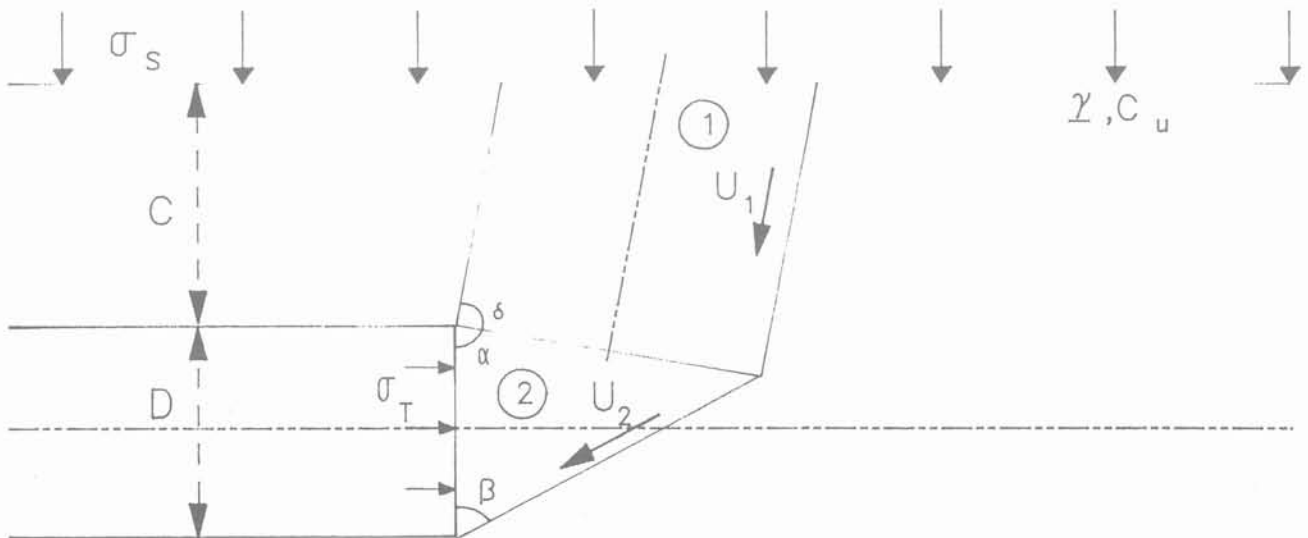


Fig. 2. — Mécanisme M01. - Fig. 2. — Failure mechanism M01.

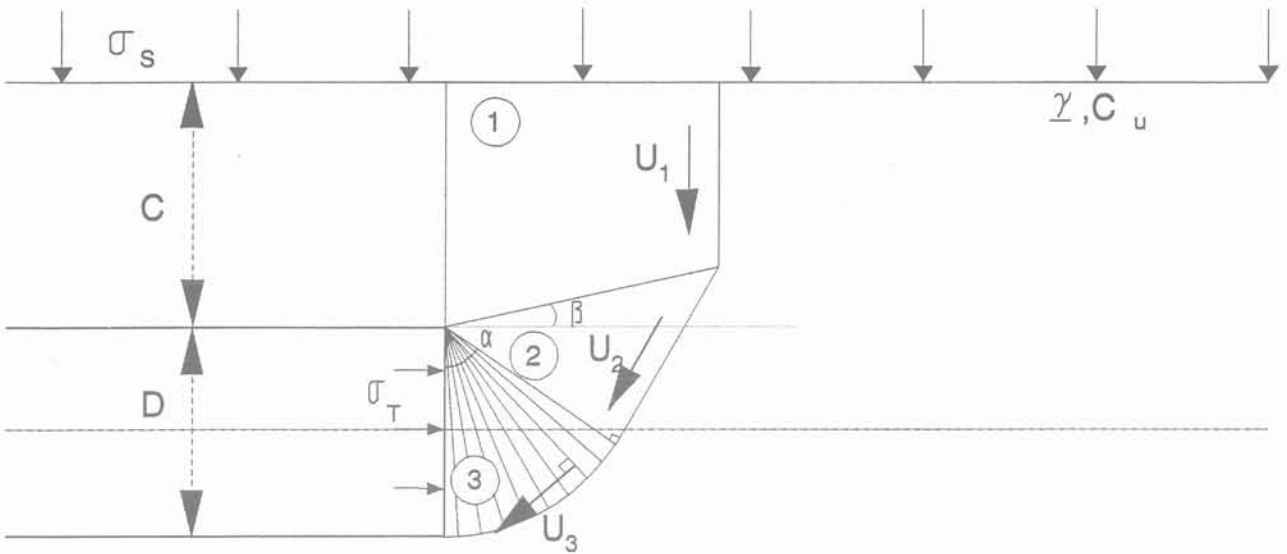


Fig. 3. — Mécanisme M02. - Fig. 3. — Failure mechanism M02.

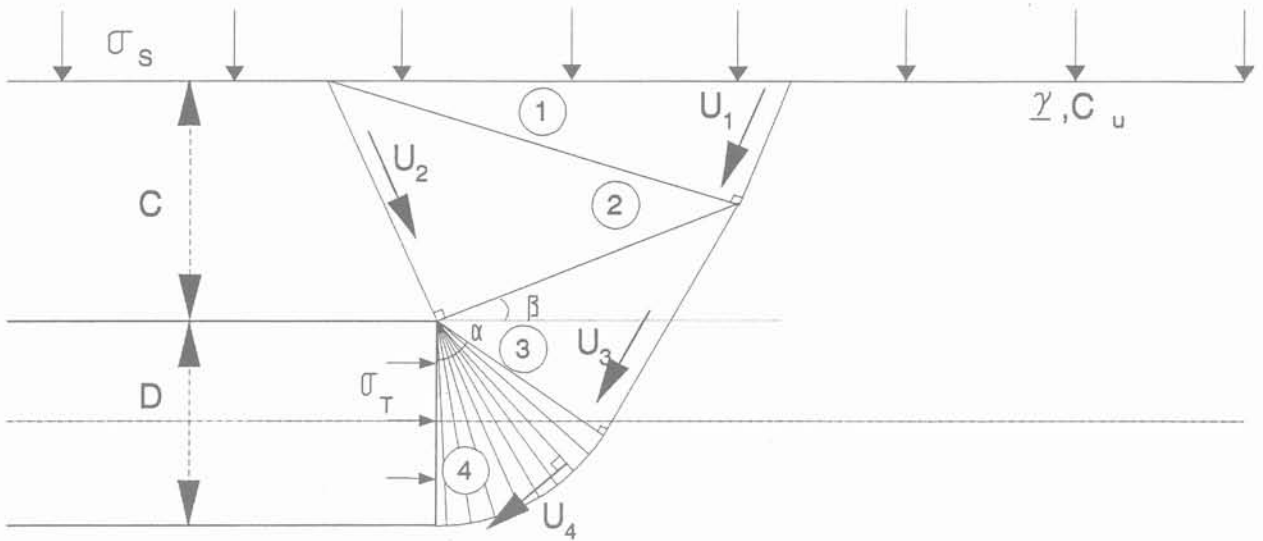


Fig. 4. — Mécanisme M03. - Fig. 4. — Failure mechanism M03.

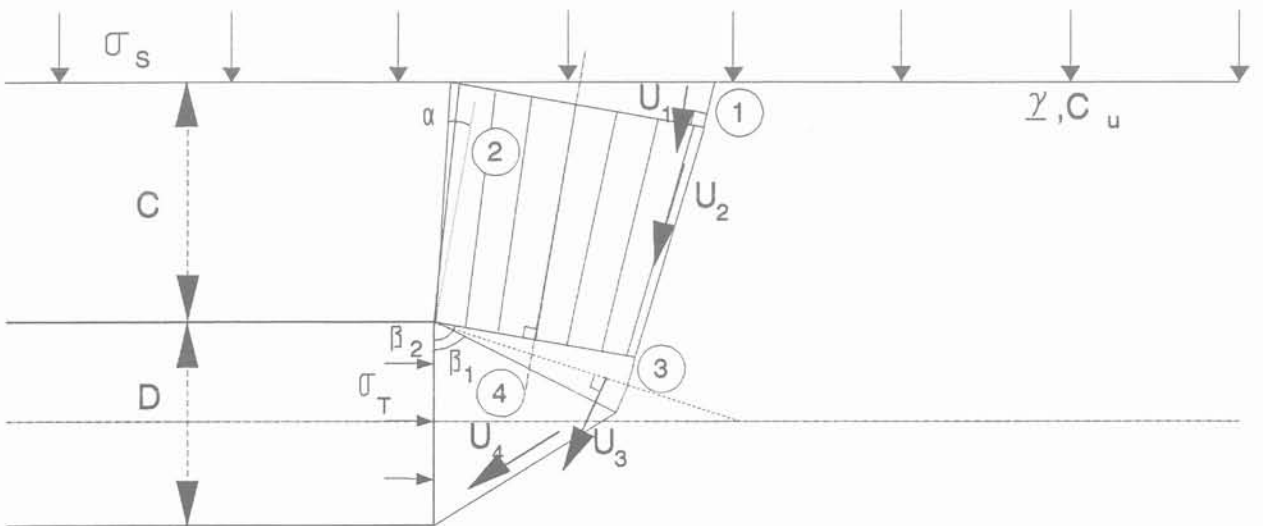


Fig. 5. — Mécanisme M04. - Fig. 5. — Failure mechanism M04.

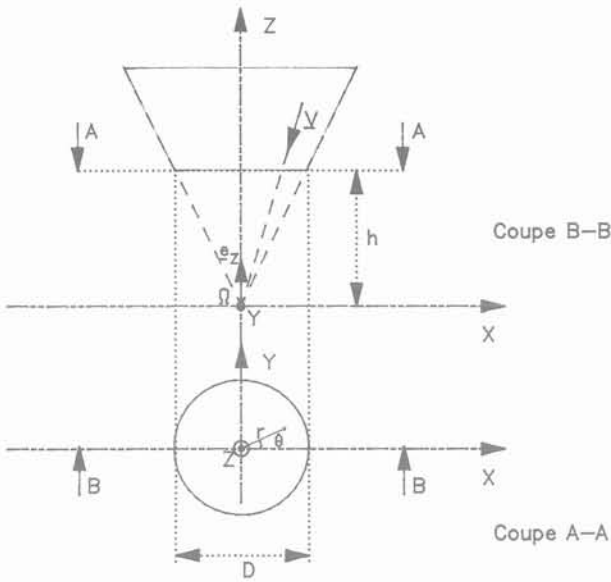


Fig. 6. — Cinématique de bloc conique considéré dans le mécanisme M04.

Fig. 6. — Kinematics of the conical failure mechanism considered in M04.

sol par un cylindre de section elliptique (bloc (1)) et relié au front de taille du tunnel, par l'intermédiaire d'un tore en distorsion (bloc (3)) et d'un cylindre de

section elliptique (bloc (4)). L'ouverture du tore est égale à $\beta_2 - \beta_1$. La cinématique choisie pour le bloc tronconique est décrite sur la figure 6. Ω désignant le sommet du cône et Ωu son axe (vecteur unitaire directeur e_u), le vecteur-vitesse en un point M du tronc de cône est donné par la relation :

$$\underline{V}(M) = - U h^2 \frac{\Omega M}{(\Omega M \cdot e_u)^3} \quad (3)$$

où U est la norme de la vitesse à l'intérieur du tore. Un tel choix assure la nullité de la composante normale de la vitesse sur les faces latérales du cône. Ce champ de vitesses virtuel correspond à une distorsion du bloc tronconique sans déformation volumique. Le mécanisme M04 dépend de trois paramètres : α , β_1 et β_2 .

Pour chaque mécanisme, une condition nécessaire de stabilité est obtenue en écrivant la relation (2), pour les valeurs des puissances P_{ext} et P_{max}^{res} correspondantes. La condition la plus restrictive associée à un mécanisme donné est déterminée après optimisation sur les paramètres cinématiques mis en jeu.

Tous les mécanismes examinés permettent de déterminer un majorant de la valeur extrême, notée N^+ , du facteur de charge. Ce majorant dépend du rapport C/D. Les résultats sont rassemblés sur la figure 7, pour des valeurs de C/D variant entre 0 et 5. Les variations en fonction de C/D du plus petit majorant,

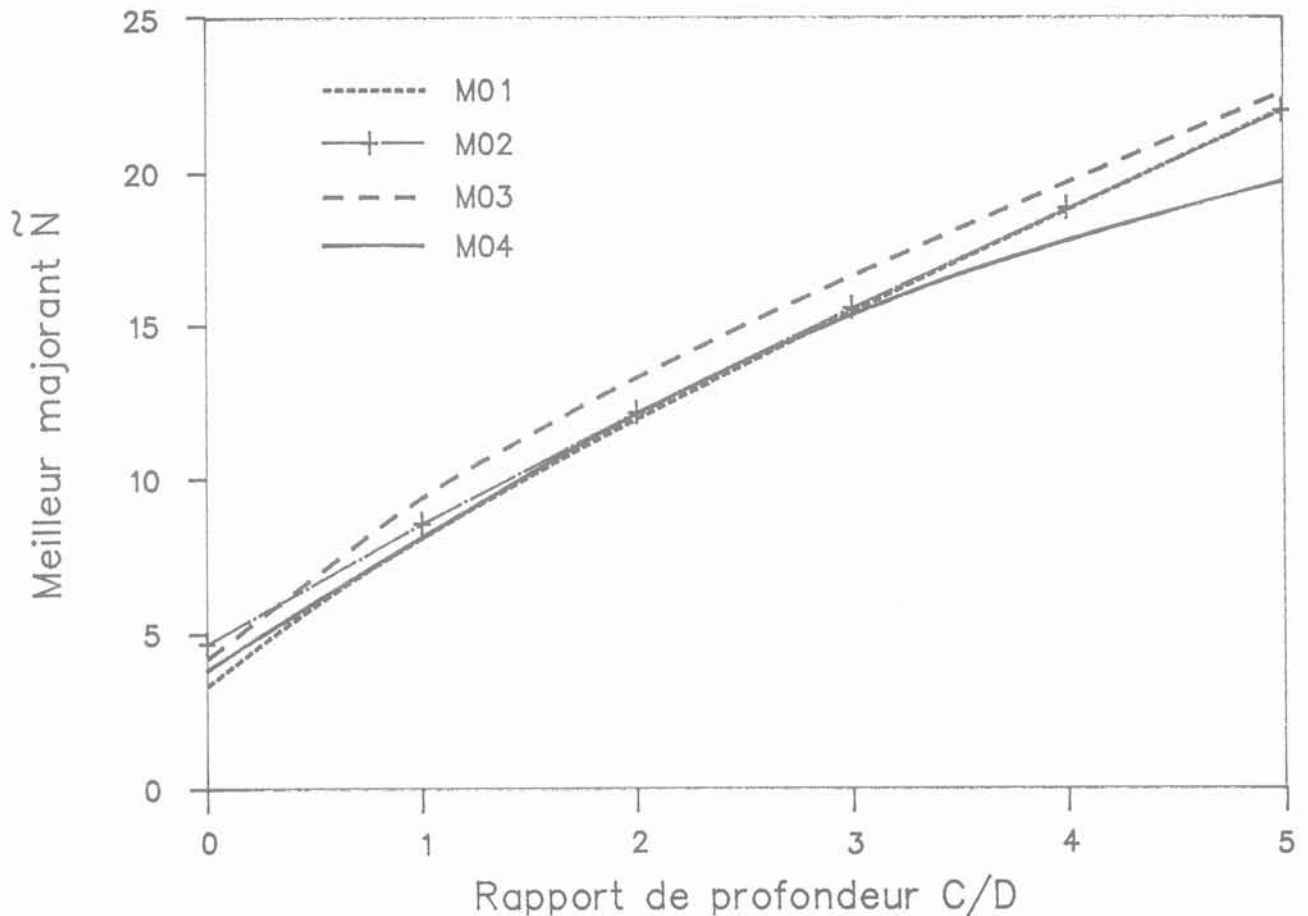


Fig. 7. — Comparaison des valeurs de \tilde{N} obtenues en rupture globale.

Fig. 7. — Comparison between the \tilde{N} values obtained for global failure.

noté \tilde{N} dans la suite, sont données par l'enveloppe inférieure des courbes représentant chacun des mécanismes.

Pour des tunnels creusés à faible profondeur ($C/D < 3,0$), on constate que le meilleur majorant \tilde{N} correspondant pratiquement au mécanisme M01 proposé par DAVIS et al. (1980).

Le meilleur majorant \tilde{N} est rigoureusement donné par M01 pour $C/D = 0,0$. Pour les autres valeurs de C/D , des variantes du mécanisme M01, obtenues par adjonction d'un coin torique en distorsion entre les deux blocs cylindriques (mécanisme M04 avec $\alpha = 0$) permettent d'améliorer l'estimation du facteur de charge limite, mais pas de manière significative. En revanche, aux grandes profondeurs ($C/D > 3,0$), le mécanisme M04 conduit à des majorants du facteur de charge extrême N^+ sensiblement meilleurs que ceux fournis par DAVIS et al. (1980).

3.2. Mécanismes de rupture locale, i.e. ne débouchant pas en surface

Pour étudier la stabilité locale du front de taille d'un tunnel en milieu cohérent, le mécanisme imaginé par DAVIS et al. (1980) (mécanisme M05, fig. 8) correspond au mouvement de rotation d'une calotte sphérique centrée en un point Ω de l'axe du tunnel (défini par l'angle d'ouverture α) et s'appuyant sur la circonférence du front de taille.

En optimisant le choix de α , la condition de stabilité locale la plus restrictive se met sous la forme d'un majorant de la valeur extrême $(\gamma D/C_u)^+$ du rapport $\gamma D/C_u$:

$$(\gamma D/C_u)^+ \leq 10,96 \tag{4}$$

qui constitue la meilleure borne donnée par la littérature.

4. ÉTUDE DE L'INFLUENCE DU CRITÈRE DE RÉSISTANCE DU TERRAIN

4.1. Position du problème

L'étude qui vient d'être présentée était destinée à améliorer l'approche par l'extérieur du domaine des chargements potentiellement supportables pour le problème de la stabilité du front de taille en terrain cohérent. Malgré la diversité des mécanismes envisagés, l'amélioration obtenue n'est, en général, pas significative. Les raisons de l'écart entre la frontière livrée par l'approche cinématique et les résultats expérimentaux restent donc à clarifier.

En modélisant les capacités de résistance du matériau par le critère de TRESCA :

$$f(\underline{\sigma}) = \sup_{i,j} (\sigma_i - \sigma_j) - 2C_u \leq 0 \tag{5}$$

on attribue au sol une résistance à la traction qui n'est pas mobilisable (au moins intégralement) en réalité. On peut donc se demander si l'écart entre l'approche cinématique et les résultats expérimentaux peut être expliqué par une surestimation du domaine des contraintes admissibles du matériau. En d'autres termes, est-il possible d'obtenir un meilleur accord entre les résultats expérimentaux et les résultats d'une étude théorique de la stabilité (approches statique et cinématique), en modélisant les capacités de résistance du matériau par un critère de TRESCA sans résistance à la traction ? Rappelons que la forme mathématique de ce critère est la suivante :

$$f(\underline{\sigma}) = \sup_{i,j} (\sigma_i - \sigma_j - 2C_u ; \sigma_i) \leq 0 \tag{6}$$

Voyons, sur le cas de l'approche cinématique, comment le passage du critère (5) au critère (6) peut a priori conduire à des conditions de stabilité plus restrictives. Etant donné un champ de vitesses virtuelles \underline{U} , le théorème cinématique fournit classiquement une condition nécessaire de stabilité sous la forme

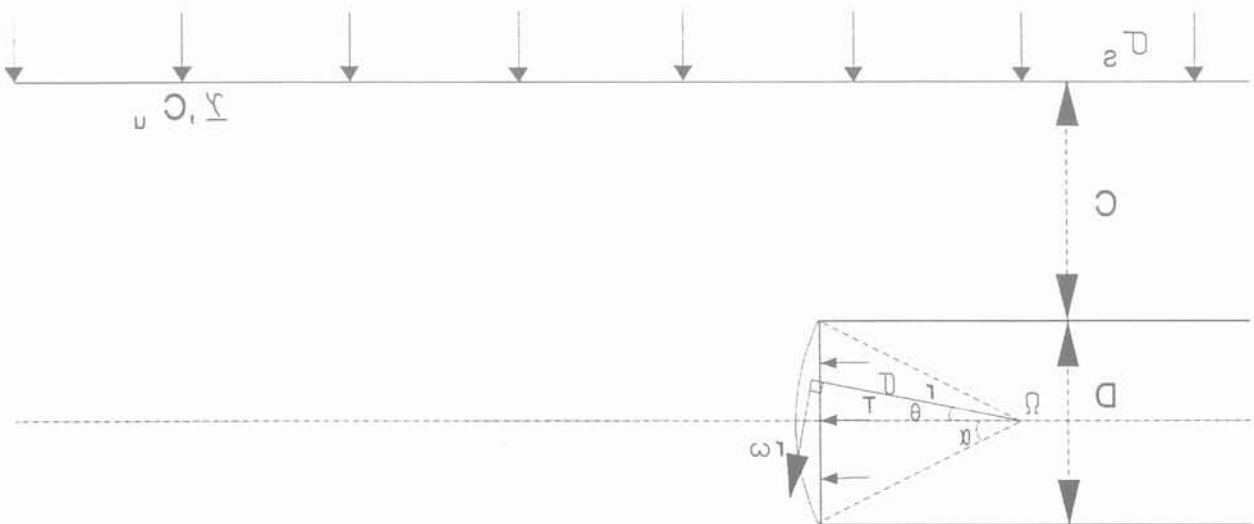


Fig. 8. — Mécanisme M05.
Fig. 8. — Failure mechanism M05.

énoncée en (2). Comme on l'a vu $\mathcal{P}_{\text{ext}}(\underline{U}, \underline{Q})$ représente la puissance du chargement examiné, défini par le vecteur \underline{Q} des paramètres de chargement, dans le champ de vitesses \underline{U} : elle est indépendante des propriétés du matériau. L'expression de la puissance résistante maximale est donnée en (A1). Cette quantité est indépendante du chargement. D'une manière évidente, les fonctions π définies en (A2) sont des « fonctions croissantes du domaine des contraintes admissibles ». Plus précisément, considérant deux matériaux possédant les domaines de contraintes admissible G^1 et G^2 , on a manifestement, en vertu de la définition donnée en (A2) :

$$G^1 \subset G^2 \Rightarrow \pi^1 \leq \pi^2 \quad (7)$$

En d'autres termes, la puissance résistante maximale est une fonction croissante (au sens large) du domaine des contraintes admissibles. C'est pourquoi il est naturel d'espérer que les conditions de stabilité résultant de l'approche cinématique soient plus restrictives (et donc plus proches des résultats expérimentaux) si l'on remplace le critère f avec résistance à la traction par le critère f' sans résistance à la traction.

Notons cependant avant tout calcul qu'il ne s'agit pas là d'une règle générale. Pour le problème classique de la stabilité d'une excavation verticale de hauteur H réalisée dans un massif constitué d'un matériau pesant (poids volumique γ) et cohérent (cohésion C_u), on montre (voir par exemple SALENÇON, 1983) que les conditions de stabilité obtenues par la cinématique sont beaucoup plus restrictives en l'absence de résistance à la traction :

$$\begin{aligned} \gamma H / C_u &\leq 3,83 && \text{dans le cas du critère } f \\ \gamma H / C_u &\leq 2 && \text{dans le cas du critère } f' \end{aligned}$$

En revanche, pour une fondation superficielle soumise à une charge verticale centrée, on peut montrer qu'un défaut de résistance à la traction ne modifie pas la capacité portante. Mais ce résultat devient inexact si la fondation est soumise à une charge inclinée (PECKER et SALENÇON, 1991, 1992).

Ainsi, la manifestation d'un défaut de résistance à la traction n'est pas systématique : elle dépend du cas de charge considéré. Sans reprendre d'une manière détaillée l'approche cinématique dans le cadre du critère f' , on se propose néanmoins maintenant, sur l'exemple de la stabilité « locale » du front de taille, de mettre en évidence des différences substantielles selon que l'on adopte l'un ou l'autre des critères (5) ou (6). On se limitera dans la suite à un mécanisme de bloc. Il convient donc tout d'abord de rappeler l'expression de la fonction $\pi(\underline{n}, \underline{U})$ du matériau sans résistance à la traction défini par (6).

4.2. Calcul de la puissance résistante maximale pour le matériau sans résistance à la traction

La figure 9 représente la courbe intrinsèque du matériau cohérent sans résistance à la traction (convention des contraintes positives en traction). Elle délimite dans le plan de Mohr (σ_n, τ) l'ensemble \mathcal{J} des

vecteurs-contraintes $\underline{T} = \sigma_n \underline{n} + \tau \underline{t}$ admissibles. On a donc :

$$\pi(\underline{n}, \underline{U}) = \sup (\underline{T} \cdot \underline{U}, \underline{T} \in \mathcal{J}) \quad (8)$$

Si le produit scalaire $\underline{U} \cdot \underline{n}$ est négatif, la quantité $\underline{U} \cdot \underline{T}$ n'est pas bornée lorsque \underline{T} décrit \mathcal{J} . Il suffit d'observer que le vecteur-contrainte $\underline{T} = \alpha \underline{n}$ est élément de \mathcal{J} pour toute valeur négative α . On a donc :

$$\underline{U} \cdot \underline{n} \leq 0 \Rightarrow \pi(\underline{n}, \underline{U}) = +\infty \quad (9)$$

Dans la situation représentée à la figure 9, où $\underline{U} \cdot \underline{n} \geq 0$, il est facile de voir que le vecteur $\underline{T} = \underline{OT}$ qui réalise le maximum du produit scalaire $\underline{U} \cdot \underline{T}$ est tel que \underline{CT} soit parallèle à \underline{U} . On a donc :

$$\begin{aligned} \underline{U} \cdot \underline{n} \geq 0 \Rightarrow \pi(\underline{n}, \underline{U}) &= \underline{U} \cdot (\underline{OC} + \underline{CT}) \\ &= C_u (\|\underline{U}\| - \underline{U} \cdot \underline{n}) \end{aligned} \quad (10)$$

D'une manière générale, les mécanismes pertinents pour l'approche cinématique sont, parmi tous les champs de vitesses virtuelles, ceux pour lesquels la puissance résistante maximale est finie. En effet, cette restriction est évidemment nécessaire pour que la condition de stabilité (2) soit non triviale. Pour le matériau décrit par f , on sait que les discontinuités des mécanismes pertinents sont assujetties à être tangentielles. Les équations (9) et (10) indiquent que cette restriction est partiellement levée dans le cas du matériau cohérent sans résistance à la traction pour lequel la discontinuité de vitesse est « pertinente » au sens précédent dès lors qu'elle correspond à un décollement ($(\underline{U}) \cdot \underline{n} \geq 0$). Pour les applications pratiques, cela implique, comme on pouvait s'y attendre, que les conditions de stabilité obtenues par voie cinématique pour le critère f subsistent pour le critère f' .

Cependant, la classe des mécanismes pertinents se trouvant élargie, de nouveaux mécanismes susceptibles de conduire à des conditions de stabilité plus restrictives doivent maintenant être examinés.

4.3. Stabilité locale du front de taille

En matière de stabilité locale du front de taille, le meilleur résultat disponible est celui de DAVIS et al. (1980), qui a été décrit au paragraphe (3.2.). On rappelle qu'il est obtenu en explorant un mode de rupture par rotation d'une calotte sphérique centrée sur l'axe du tunnel et s'appuyant sur le contour du front de taille.

On considère un arc de tore \mathbb{T} d'axe perpendiculaire au plan de symétrie Oxy de l'ouvrage, passant par la clé C du tunnel dans le plan du front de taille (voir mécanisme M06, fig. 10). Le tore est engendré par la rotation autour de l'axe CZ d'un disque de rayon R ; le centre du disque décrit autour de CZ un arc de cercle de rayon R et d'ouverture α . On fait l'hypothèse que l'arc de tore ne débouche pas à la surface du massif. On envisage le mode de rupture par rotation de l'arc de tore autour de son axe à la vitesse $\underline{\omega} = -\omega \underline{e}_z$ ($\omega > 0$) :

$$\underline{U} = -\omega \underline{e}_z \wedge \underline{CM} \quad (11)$$

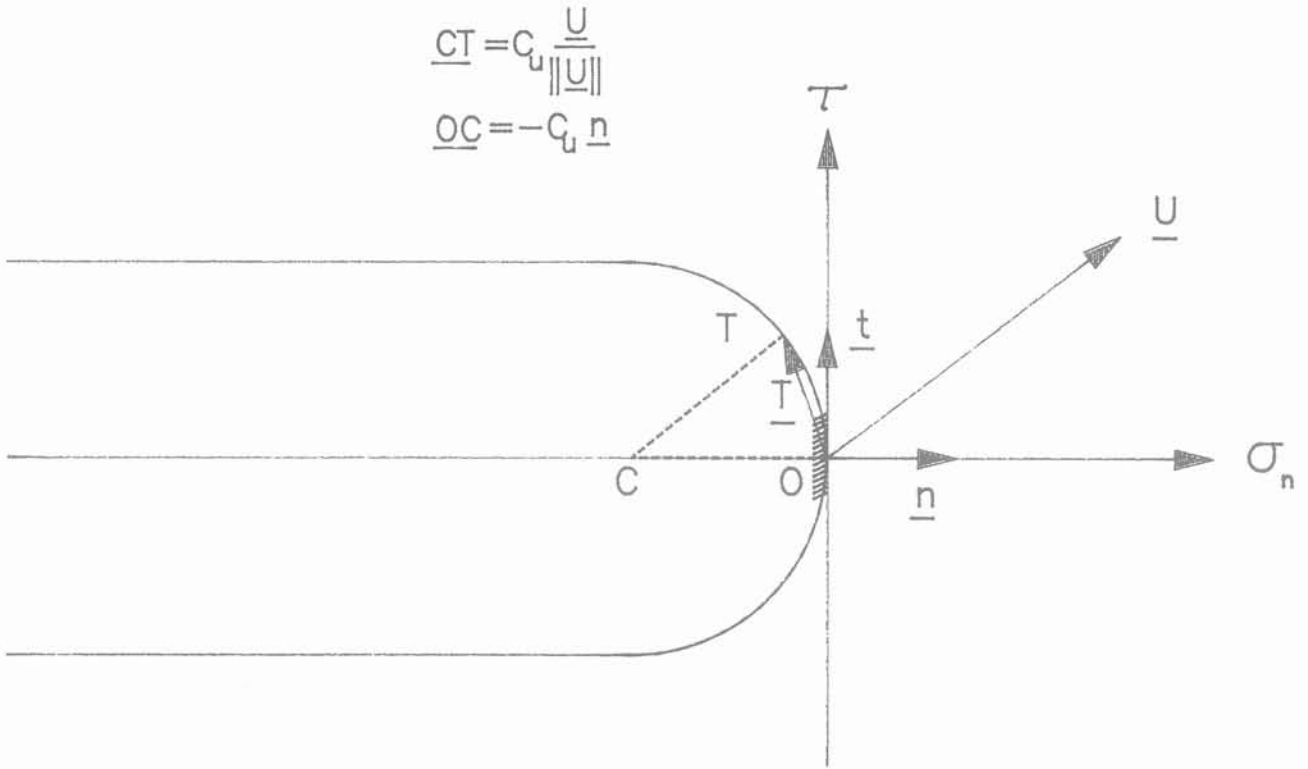


Fig. 9. — Critère de Tresca sans résistance à la traction.
 Fig. 9. — Tresca criterion with tension cut-off.

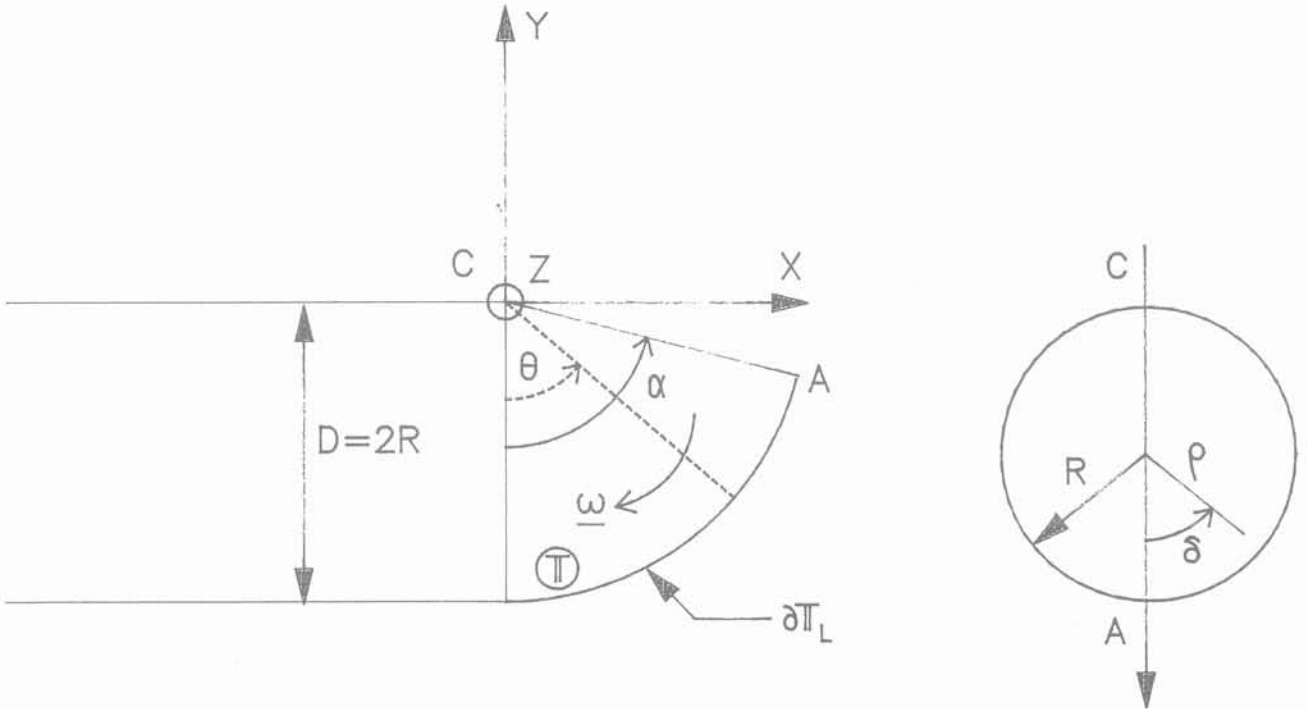


Fig. 10. — Mécanisme M06.
 Fig. 10. — Failure mechanism M06.

On utilise le paramétrage ρ, δ, θ défini à la figure 10. Le mécanisme étudié présente une discontinuité de vitesse purement tangentielle sur la face latérale du

tore $\partial\Pi_L$. Par ailleurs, il présente une discontinuité de vitesse purement normale (de décollement) au niveau du disque contenant le segment CA, formant

l'angle $\theta = \alpha$ avec la direction verticale descendante. En vertu de la formule (10), il est facile de voir que seule la face latérale $\partial\Pi_L$ contribue à la puissance résistante maximale dans le mécanisme considéré :

$$\begin{aligned} P_{\max}^{\text{res}} &= \int_{\partial\Pi_L} C_u \|\underline{U}\| \, dS \\ &= \int_{\partial\Pi_L} C_u \omega \|\underline{CM}\| \, dS \end{aligned} \quad (12)$$

soit en utilisant le paramétrage de $\partial\Pi_L$ en fonction de θ et δ :

$$\begin{aligned} P_{\max}^{\text{res}} &= C_u \omega R^3 \int_0^\alpha d\theta \int_0^{2\pi} d\delta (1 + \cos\delta)^2 \\ &= 3C_u \omega \pi R^3 \alpha \end{aligned} \quad (13)$$

Dans le mécanisme étudié, les forces de pesanteur sont motrices et la pression de bouclier est résistante. La puissance des forces de pesanteur est la suivante :

$$\mathcal{P}_\gamma = \int_{\Pi} \underline{U} \cdot (-\gamma \underline{e}_y) \, dV \quad (14)$$

soit explicitement, en tenant compte de (11) :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_\gamma &= \gamma \omega \int_0^\alpha \sin\theta \, d\theta \int_0^R \rho \, d\rho \int_0^{2\pi} d\delta (\rho \cos\delta + R)^2 \\ &= \frac{5}{4} \gamma \omega (1 - \cos\alpha) \pi R^4 \end{aligned} \quad (15)$$

La puissance de la pression de bouclier s'exerçant sur le front de taille a l'expression suivante :

$$\mathcal{P}_T = \int_{\mathcal{F}} \underline{U} \cdot (-\sigma_T \underline{e}_x) \, dS \quad (16)$$

soit explicitement :

$$\begin{aligned} \mathcal{P}_T &= -\sigma_T \omega \int_0^R \rho \, d\rho \int_0^{2\pi} (\rho \cos\delta + R) \, d\delta \\ &= -\sigma_T \omega \pi R^3 \end{aligned} \quad (17)$$

Pour toute valeur de $\alpha \in [0, \pi]$, le théorème cinématique fournit une condition de stabilité sous la forme :

$$\frac{5}{8} (1 - \cos\alpha) (\gamma D / C_u) - (\sigma_T / C_u) \leq 3\alpha \quad (18)$$

Le mécanisme de calotte sphérique de DAVIS et al. (1980) présente l'avantage de ne pas faire « travailler » la pression de bouclier. Il sera donc meilleur pour les valeurs élevées de celle-ci. En revanche, en l'absence de pression au front de taille, le mécanisme de tore fournit, en vertu de (18), la condition :

$$\gamma D / C_u \leq 24/5 \inf_{0 < \alpha \leq \pi} \frac{\alpha}{(1 - \cos\alpha)} = 6,62 \quad (19)$$

La valeur de l'angle α correspondant à l'optimum vaut $0,74 \pi$.

En comparant la condition (19) à (4), il apparaît clairement qu'un défaut de résistance en traction doit impérativement être pris en compte dans l'analyse du risque d'instabilité locale. Pour les faibles valeurs de la pression de bouclier, un mécanisme de rupture du type qui vient d'être étudié peut s'initier. Par ailleurs, la condition (19) a pu être obtenue très simplement en explorant une classe de mécanismes dépendant d'un unique paramètre. L'objectif était de mettre en évidence les conséquences d'un défaut de résistance en traction. Cependant, il est vraisemblable que la condition (19) pourrait être elle-même substantiellement améliorée par une étude plus complète.

4.4. Approche statique

On considère deux critères de rupture f_1 et f_2 correspondant en tout point \underline{x} du domaine matériel Ω à des domaines de contraintes admissibles ordonnés au sens de l'inclusion selon $G^2(\underline{x}) \subset G^1(\underline{x})$. Les approches par l'intérieur du domaine K des chargements potentiellement supportables effectuées par la méthode statique sont évidemment ordonnées dans le même sens. Il convient donc d'examiner si le passage à un critère sans résistance à la traction fait « chuter » l'estimation par défaut du domaine K correspondant au critère non tronqué en traction. Trois champs de contraintes permettent classiquement de construire celle-ci. Ils ont été décrits par DAVIS et al. (1980). Le premier champ de contrainte noté $\underline{g}^{(1)}$ est statiquement admissible dans le cas du matériau pesant. Les deux autres champs de contraintes sont statiquement admissibles dans le cas du matériau non pesant. Ils sont construits en exploitant respectivement une symétrie sphérique (champ $\underline{g}^{(2)}$) ou cylindrique partielle du problème. On montre cependant que le champ à symétrie sphérique fournit une approche statique meilleure dans le domaine $C/D \geq 0,83$ auquel on se limitera.

On établit ci-après que l'estimation par défaut de K obtenue classiquement pour le critère f au moyen des champs $\underline{g}^{(1)}$ et $\underline{g}^{(2)}$ reste valable pour le matériau sans résistance à la traction dans le domaine des valeurs usuelles de σ_S / C_u et σ_T / C_u .

4.4.1. Etude du cas « pesant »

Le champ de contraintes $\underline{g}^{(1)}$ est en équilibre avec une pression σ_T dans le tunnel, une pression σ_s en surface et les forces de pesanteur agissant sur le sol de poids volumique γ . Dans les axes de la figure 11, il est défini de la manière suivante :

— dans le cylindre en pointillés dans le prolongement du tunnel :

$$\begin{aligned} \underline{g}^{(1)} &= -\sigma_T \underline{e}_z \otimes \underline{e}_z + (\gamma(y-H) - \sigma_s) \\ &\quad \{ \underline{e}_x \otimes \underline{e}_x + \underline{e}_y \otimes \underline{e}_y \} \end{aligned} \quad (20)$$

— dans le reste du massif, le champ de contraintes est sphérique :

$$\underline{g}^{(1)} = (\gamma(y-H)) - \sigma_s \underline{1} \quad (21)$$

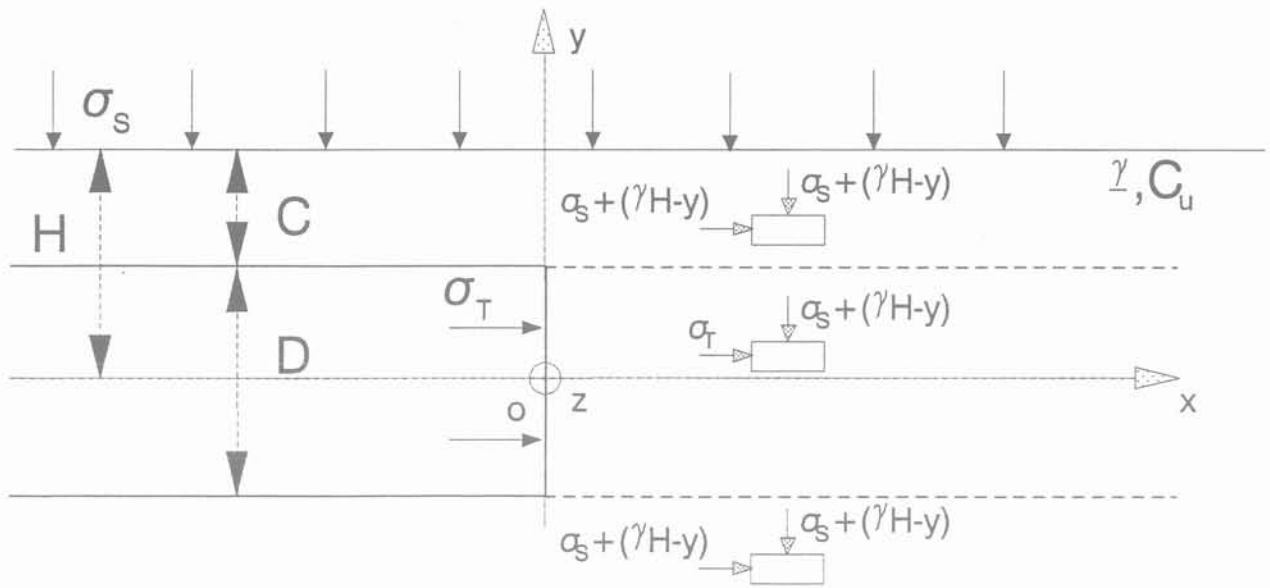


Fig. 11. — Champ de contrainte $\sigma^{(1)}$.
Fig. 11. — Stress field $\sigma^{(1)}$.

Les quantités σ_s et σ_T étant évidemment positives, toutes les contraintes principales sont des contraintes de compression. Il en résulte que les critères f et f' prennent la même valeur en $\underline{\sigma}^{(1)}$. En d'autres termes, on obtient au moyen de $\underline{\sigma}^{(1)}$ la même approche par l'intérieur de K , que le matériau résiste ou non à la traction. On rappelle qu'elle est définie par les conditions suivantes :

$$N + \frac{\gamma D}{2C_u} \leq 2 \quad -N + \frac{\gamma D}{2C_u} \leq 2 \quad (22)$$

où l'on a posé $N = (\sigma_s - \sigma_T + \gamma H)/C_u$.

4.4.2. Etude du cas « non pesant »

Dans le cas particulier du matériau non pesant, les pressions σ_T et σ_s constituent les deux paramètres de chargement. On adopte le système de coordonnées

sphériques de centre 0. On désigne par $(M, \underline{e}_r, \underline{e}_\theta, \underline{e}_\varphi)$ le repère local orthonormé. Le champ $\underline{\sigma}^{(2)}$ est défini de la manière suivante (voir figure 12) :

— à l'intérieur de la sphère de centre 0 de rayon $R = D/2$:

$$\underline{\sigma}^{(2)} = -\sigma_T \underline{1} \quad (23)$$

— à l'extérieur de la sphère de centre 0 de rayon H :

$$\underline{\sigma}^{(2)} = -\sigma_s \underline{1} \quad (24)$$

— entre ces deux sphères :

$$\underline{\sigma}^{(2)} = f(r) \underline{e}_r \otimes \underline{e}_r + (f(r) - k) \{ \underline{e}_\theta \otimes \underline{e}_\theta + \underline{e}_\varphi \otimes \underline{e}_\varphi \} \quad (25)$$

où l'on a posé :

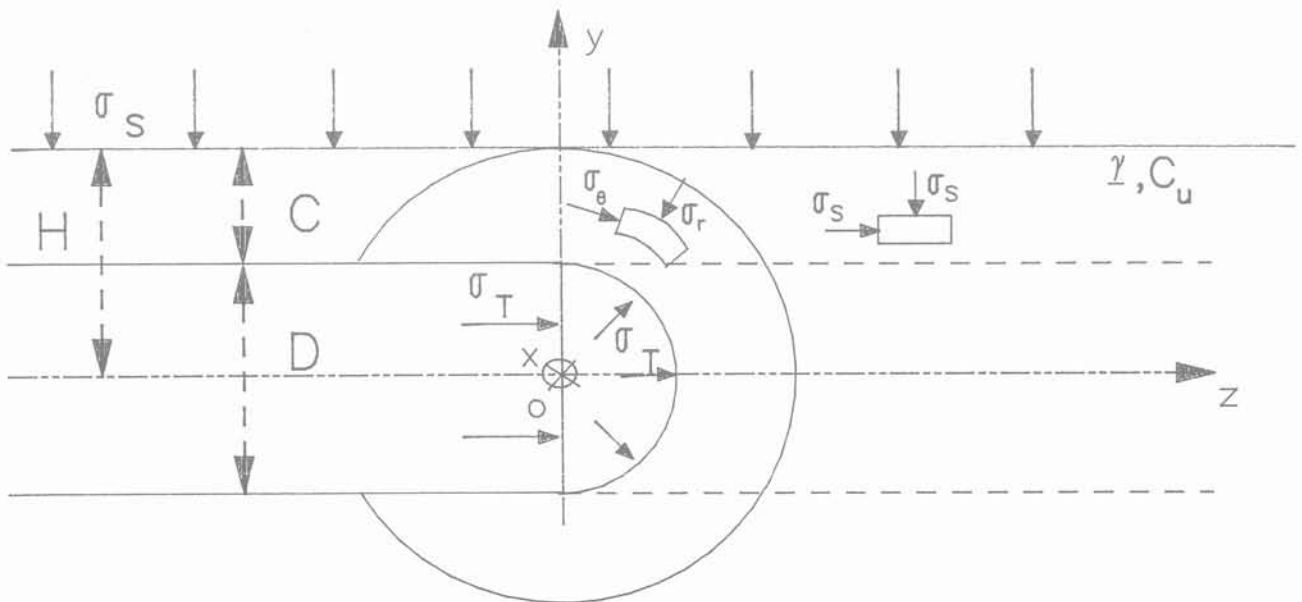


Fig. 12. — Champ de contrainte $\sigma^{(2)}$.
Fig. 12. — Stress field $\sigma^{(2)}$.

$$f(r) = - (\sigma_s - \sigma_T) \frac{\ln (2r/D)}{\ln (2H/D)} - \sigma_T$$

$$k = \frac{\sigma_s - \sigma_T}{2 \ln (2H/D)} \quad (26)$$

Pour que les contraintes principales de $\underline{\sigma}^{(2)}$ soient toutes de compression, il faut et il suffit que :

$$\sigma_T/\sigma_s \leq 1 + \frac{1}{2 \ln (2H/D)} \quad (27)$$

Sous réserve que cette condition soit vérifiée, une approche par l'intérieur de K pour le matériau sans résistance à la traction est définie par les conditions :

$$|\sigma_s - \sigma_T| / C_u \leq 4 \ln (2H/D) \quad (28)$$

Dans la pratique, on recherche la valeur minimale de σ_T requise pour assurer la stabilité, la pression σ_s étant une donnée du problème. On travaille donc en général dans le domaine $\sigma_s \geq \sigma_T$. L'approche par l'intérieur du domaine des chargements potentiellement supportables qui vient d'être rappelée est alors définie par l'unique condition $(\sigma_s - \sigma_T)/C_u \leq 4 \ln (2H/D)$. Elle coïncide avec la condition obtenue pour le critère f.

5. CONCLUSION

Il convient de rappeler que le point de départ de ce travail réside dans le fait que les résultats expérimentaux présentés par DAVIS et al. (1980) semblent indiquer que la frontière du domaine des chargements supportés est voisine de l'approche par l'intérieur par les contraintes.

Les géométries critiques observées sur des essais de rupture en centrifugeuse (SCHOFIELD, 1980) présentent certaines similarités avec le mécanisme de blocs proposé dans l'étude de DAVIS et al. (1980). Toutefois, cette même étude montre des différences assez importantes entre les valeurs des pressions de soutènement critiques observées expérimentalement et celles obtenues à partir d'un calcul basé sur ce mécanisme.

Il était donc naturel de tenter d'affiner l'approche cinématique vis-à-vis des risques de ruptures globale et locale. Plusieurs familles de nouveaux mécanismes de rupture ont été envisagées, à partir de blocs cylindriques, toriques, coniques animés de mouvements rigidifiants ou soumis à des déformations. Malgré leur diversité, les mécanismes considérés ne permettent pas en général d'apporter des améliorations significatives par rapport aux résultats de DAVIS et al. (1980), sauf dans le domaine $C/D > 3$.

Ce résultat a conduit à réexaminer la modélisation des capacités de résistance de l'argile en condition non drainée, qui sont classiquement représentées par un critère de TRESCA. Celui-ci présente l'inconvénient de surestimer le domaine des contraintes admissibles, dans la mesure où il confère au sol une résistance en traction égale à sa résistance en compression.

L'influence d'un défaut de résistance à la traction a donc été analysée dans le cas particulier d'un mode de rupture locale. Le mécanisme étudié fournit, dans certaines conditions, une amélioration substantielle de la borne supérieure donnée par DAVIS et al. pour l'effondrement local.

Une étude plus poussée de la stabilité du front de taille en terrain cohérent, tenant compte d'un défaut de résistance en traction, serait nécessaire avant de pouvoir établir des conclusions plus générales. Cependant, les premiers résultats obtenus en rupture locale à partir d'un critère de rupture tronqué en traction sont encourageants. Cette idée permet d'ores et déjà d'apporter des éléments d'explication aux écarts constatés entre les bornes supérieures théoriques des pressions de soutènement critiques obtenues par DAVIS et al. (1980) et celles mesurées en centrifugeuse.

BIBLIOGRAPHIE

- BROMS B.B., BENNERMARK H. (1967), *Stability of clay at vertical openings*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM1 January 1967, pp. 71-94.
- DAVIS E.H., GUNN M.J., MAIR R.J., SENEVI-RATNE, H.N. (1980), *The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material*. Géotechnique, 30, n° 4, pp. 397-416.
- LECA E., PANET M. (1988), *Application du calcul à la rupture à la stabilité du front de taille d'un tunnel*. Revue Française de Géotechnique, n° 4, pp. 5-19.
- PECKER A., SALENÇON J. (1991), *Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on clay soils*. CEE-Mexico International Workshop, 22-26/04/1991.
- PECKER A., SALENÇON J. (1992), *Capacité portante de fondations superficielles sous charges inclinées et excentrées*. Journée « Problèmes scientifiques de l'ingénieur ». Palaiseau, 16 janvier 1992.
- SALÉNÇON J. (1983), *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 366 pp.
- SALÉNÇON J. (1990), *An introduction to the yield design theory and its application to soil mechanics*. European Journal of Mechanics, A/Solids 9, n° 5. pp. 277-288.
- SCHOFIELD A.N. (1980), *Cambridge geotechnical centrifuge operations*. Géotechnique, 30, n° 3, 1980, pp. 227-268.

ANNEXE

Soit \underline{U} un champ de vitesses virtuel défini sur le système matériel Ω . L'expression mathématique de la puissance résistante maximale est la suivante :

$$P_{\max}^{\text{res}} = \int_{\Omega} \pi(\underline{d}) \, d\Omega + \int_{\Sigma} \pi(\underline{n}, \underline{U}) \, d\Sigma \quad (A1)$$

où Σ désigne les surfaces de discontinuité éventuelles de \underline{U} , $[\underline{U}]$, \underline{n} et \underline{d} désignent respectivement la discontinuité en question, la normale unitaire à Σ et le taux de déformation dans le mécanisme envisagé. Les fonctions π introduites dans (A1) sont définies de

la manière suivante à partir du domaine G des contraintes admissibles :

$$\pi(\underline{d}) = \sup (\underline{\sigma} : \underline{d}, \underline{\sigma} \in G)$$

$$\pi(\underline{n}, [\underline{U}]) = \sup ([\underline{U}] \cdot \underline{\sigma} \cdot \underline{n}, \underline{\sigma} \in G) \quad (A2)$$

Les domaines d'application du Jet grouting

Jet grouting in construction

J. MOREY
BACHY*

Rev. Franç. Géotech. n° 61, pp. 17-30 (décembre 1992)

Résumé

Différentes méthodes de jet grouting (jet simple, jet double, jet triple) sont utilisées en fonction de l'énergie hydrodynamique nécessaire pour détruire et mélanger le terrain avec un coulis liquide. Elles s'appliquent aussi bien à des traitements de masse que des traitements linéaires ou des inclusions, dans des sols meubles facilement ou difficilement injectables. Les problèmes d'utilisation concernent la définition géométrique et mécanique du résultat obtenu et son contrôle, ainsi que les difficultés d'évacuation des matériaux liquides en excès formés pendant la production.

Abstract

Different methods of jet grouting (single, double, triple jet) are used in construction, depending on the hydrodynamic energy required to desaggragate and mix the ground with grout. They are used for mass treatment as well as to form jet grout curtains or to obtain isolated columns, and this in various soils, independantly from their groutability with the conventional grouting techniques. Main concerns about the jet grouting process are the geometrical and mechanical definition and control of the end products, and the difficulties on site for the evacuation of the spoiling materials in excess generated during production.

* 4, rue H. Sainte-Claire-Deville, 92563 Rueil-Malmaison.

1. RAPPEL DES PRINCIPES DU JET GROUTING

On désigne par « jet grouting » un procédé de construction utilisant un jet de fluide à haute énergie cinétique pour déstructurer un terrain et le mélanger avec un coulis liquide.

Il ne s'agit donc pas exactement d'une technique d'injection, mais plutôt d'un procédé de mélange hydrodynamique terrain-coulis visant à former un « béton de sol » in situ dans la masse du terrain. C'est pourquoi on préfère employer la dénomination « jetmix », laquelle qualifie mieux les phénomènes physiques impliqués et le rôle du terrain constituant partiellement le mélange final.

L'idée du jetmix est née au Royaume Uni à la fin des années 50. Une première réalisation au Pakistan, bien que couronnée de succès, n'eut pas de suite. Il fallut attendre le début des années 70 pour voir l'idée reprise au Japon, avec des matériels différents. Depuis, les procédés se sont multipliés, et leur domaine d'application dans la construction n'a cessé de s'étendre.

Le jet grouting fait appel, séparément ou en combinaison, à trois phénomènes physiques :

- déstructuration du terrain par un jet à très grande vitesse ;
- extraction d'une partie du terrain jusqu'à la surface par les fluides de jetting ;
- incorporation d'un liant apporté par le coulis.

Le traitement se déroule généralement ainsi (fig. 1) :

- réalisation d'un forage de petit diamètre (100 à 200 mm) sur la hauteur à traiter ;
- dans ce forage, mise en vitesse d'un jet de fluide envoyé par une pompe à haute pression (plusieurs dizaines de MPa) à travers une ou plusieurs buses de petit diamètre (1 à 10 mm) placées sur un « moniteur » au pied d'un train de tiges de diamètre 70 à 100 mm ;

— remontée lente des tiges, avec mise en rotation pour former une colonne de béton de sol avec le coulis envoyé sur la hauteur traitée depuis le pied du train de tiges.

Pendant la phase jet, les volumes en excès du mélange sol-ciment (appelés « spoil ») doivent ressortir librement en tête de forage (sinon, l'excès de matériaux risque de « claquer » le terrain et de créer des désordres au voisinage) et être évacués du chantier au fur et à mesure.

Le résultat (diamètre, composition, résistance des colonnes) dépend des paramètres du traitement (vitesses de translation et de rotation des tiges, pression et débit des fluides utilisés, dosage du coulis), des caractéristiques du terrain en place (nature, granulométrie, composition, compacité) et de la méthode employée (simple, double ou triple).

2. LES PRINCIPALES MÉTHODES

2.1. Jet simple (fig. 2)

Dans ce procédé, le fluide du jet destructeur est le coulis lui-même, qui assure les trois fonctions de base de déstructuration, extraction et incorporation.

Une partie importante de l'énergie cinétique du jet est dissipée par frottement dans le terrain mis en suspension et le spoil formé devient parfois trop visqueux pour remonter librement jusqu'en tête de forage.

2.2. Jet double (fig. 2)

Si on protège le jet de coulis à très grande vitesse par un jet d'air annulaire, le rayon d'action du jet destructeur en face du même terrain se trouve considérablement augmenté par le cône d'air enveloppant.

Dans le procédé jet double, le rôle de l'air est aussi d'améliorer les possibilités d'extraction du terrain en place par phénomène d'air lift.

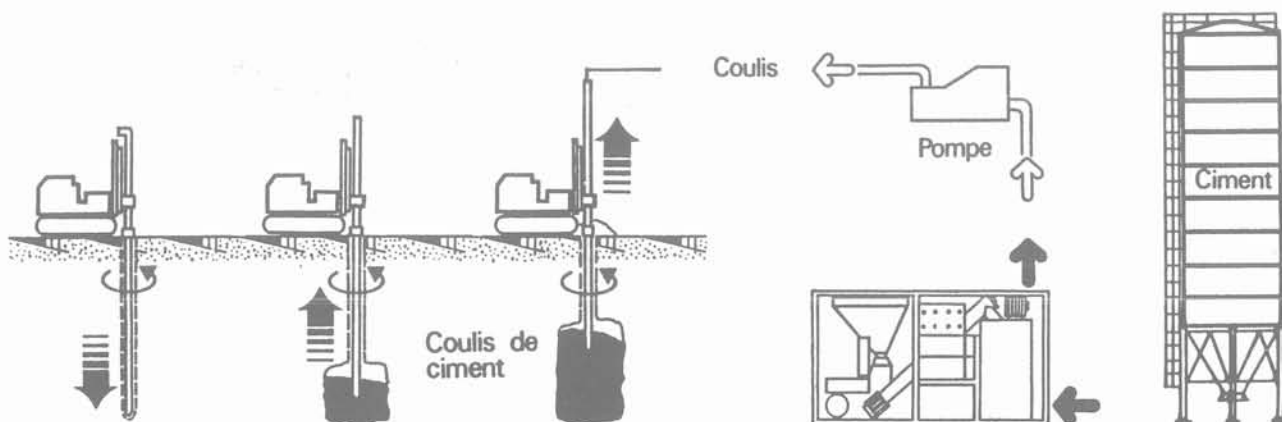
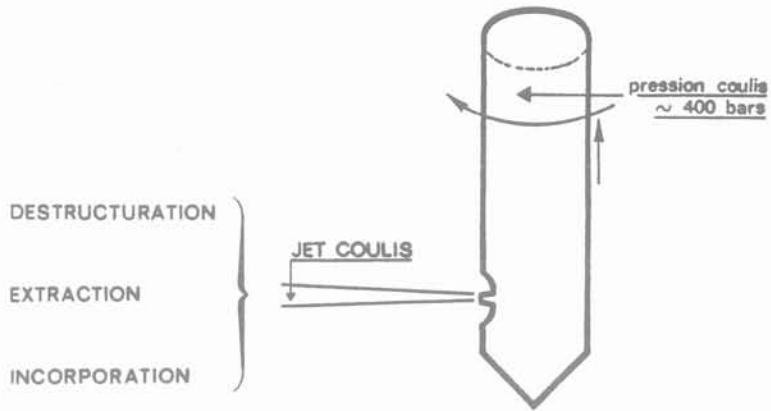


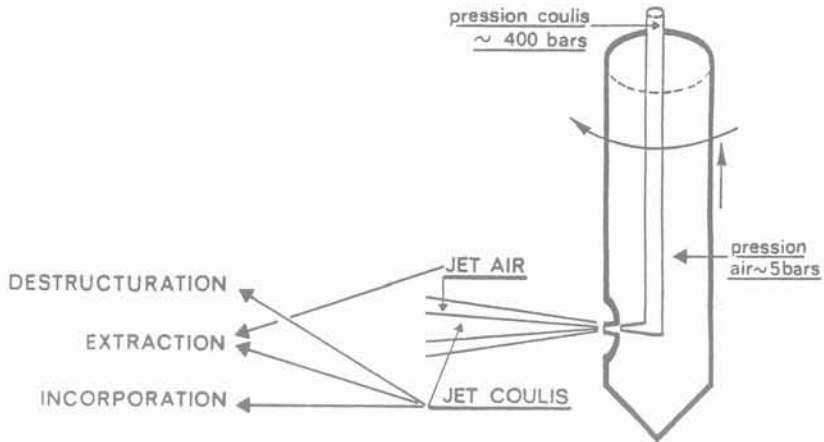
Fig. 1. — Jet Mix, réalisation de colonnes.

Fig. 1. — Jet Mix, columns construction.

JET UNIQUE
(ciment)



JET DOUBLE
(ciment+air)



JET TRIPLE
COULIS + AIR + EAU

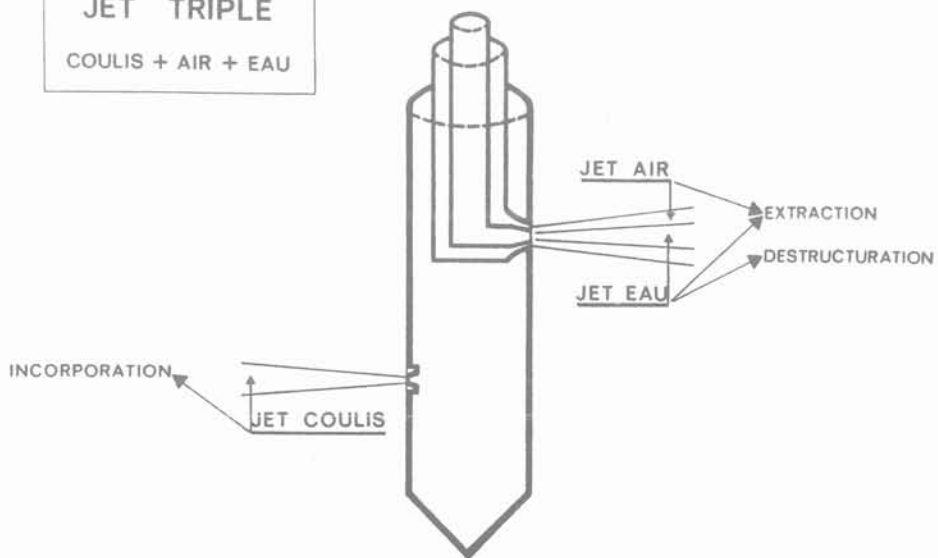


Fig. 2. — Principales méthodes.
Fig. 2. — Main methods.

2.3. Jet triple (fig. 2)

Dans le jet triple, les fonctions déstructuration et extraction du terrain sont obtenues par un jet double d'eau et d'air séparément de la fonction d'incorporation du liant assurée par un jet de coulis envoyé simultanément à basse pression (quelques MPa), généralement par une buse inférieure.

La pompe et le circuit haute pression utilisés en jet triple ne supportent que de l'eau, avec en contre partie la nécessité d'une pompe supplémentaire à basse pression pour le coulis et d'une ligne d'outils à triple tube.

2.4. Comparaison des méthodes

La comparaison la plus significative concerne les diamètres de colonnes que l'on obtient généralement par le procédé jet simple et par les procédés avec jet entouré d'air (jet double, jet triple) en face des terrains les plus courants (fig. 3).

Bien entendu, les termes de la comparaison dépendent des paramètres employés pour le traitement, mais on constate que le rayon d'action double à énergie égale entre jet simple et jet double ou jet triple. Il est ainsi exceptionnel d'arriver à obtenir économiquement des diamètres approchant 1 m avec le jet simple, alors que les procédés avec air peuvent per-

mettre de dépasser aisément 1 m et d'atteindre même 2 à 3 m dans certaines circonstances.

Evidemment, ces performances dépendent du terrain et plus précisément de :

- la granulométrie du sol (plus le terrain est fin, plus il est difficile à déstructurer) ;
- la compacité du sol (plus le terrain est cohérent ou dense, moins le jet est efficace).

2.5. Méthodes dérivées

Les dénominations jet simple, jet double, jet triple décrivent le procédé de jetting, indépendamment du nombre et de la position des buses et donc des jets utilisés (par exemple, on emploie fréquemment deux buses diamétralement opposées en jet simple), sans plus de précisions quand on réalise des colonnes en une seule phase de jetting.

Mais ces mêmes procédés sont également employés dans des méthodes dérivées telles que :

- le panel jet (fig. 4) : le moniteur est remonté sans rotation, formant un panneau de jetmix dont l'épaisseur varie de 5 à 30 cm selon les terrains et le procédé (dans les terrains fins et compacts, la coupure est plus mince que dans les sables et graviers), sauf si des éléments durs grossiers (de taille supérieure à quelques cm) s'opposent au passage du jet, auquel cas la forme en panneau n'est pas garantie ;

COMPARAISON JET SIMPLE (1) / JET TRIPLE (2)

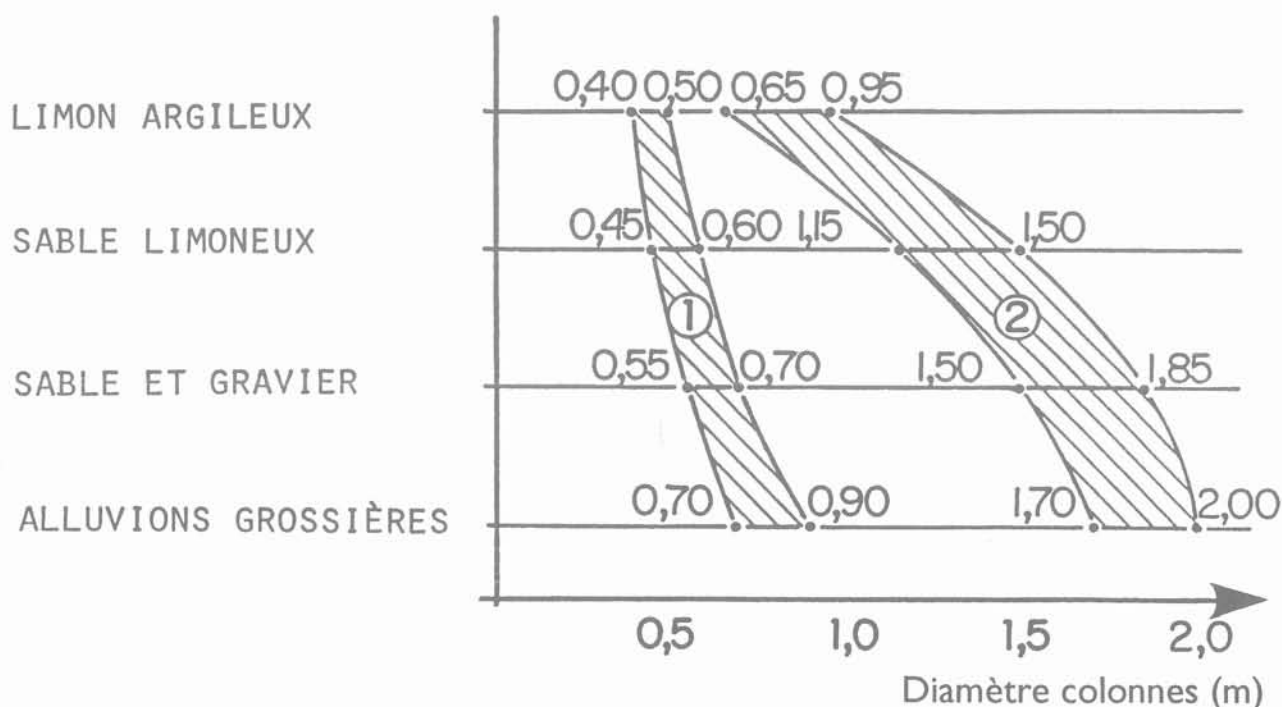


Fig. 3. — Diamètres habituels des colonnes obtenues dans différents terrains.
Fig. 3. — Typical diameter of columns obtained for different ground conditions.

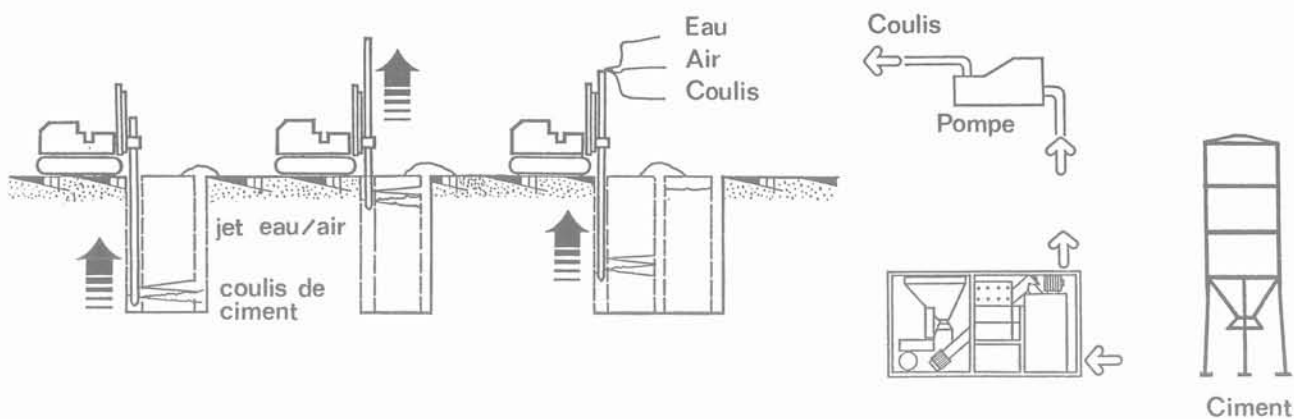


Fig. 4. — Jet Mix, réalisation de panneaux.
 Fig. 4. — Jet Mix, construction of panels.

— le préjetting : on désagrège une partie du terrain par un jet d'eau à haute pression (avec ou sans air annulaire) avant de réaliser le jet proprement dit. L'intérêt de cette méthode est généralement d'éviter un gaspillage très important de matériaux nobles dans le spoil lorsque le terrain et les performances demandées requièrent de très fortes énergies de jetting, avec des économies supérieures au coût occasionné par l'exécution des colonnes en deux phases. Le préjetting est utilisé aussi parfois pour élargir le forage et faciliter la sortie du spoil vers la surface.

3. LES DOMAINES D'APPLICATION DU JET GROUTING

3.1. Terrains meubles non ou difficilement injectables

Un premier domaine type d'application est celui du traitement des terrains meubles non ou difficilement injectables tels que les limons et argiles, que l'on cherche généralement à consolider, quelquefois à étancher (cas des limons et sables très fins).

3.1.1. Traitement de masse

Citons comme cas types d'application :

— consolidation des terrains pour l'accostage ou le démarrage de tunneliers, exemple de la ligne D du métro de Lyon au départ du puits Cavenne : un traitement de consolidation de masse des limons et alluvions du Rhône a été réalisé à partir d'un maillage de 1 m de colonnes de diamètres 1,2 m (fig. 5) ; ce traitement a été exécuté à travers une forêt d'anciens pieux de bois et limité à environ 2 MPa de résistance mécanique pour ne pas gêner le travail ultérieur du tunnelier ;

— consolidation des terrains pour le creusement de galeries en terrain mou, exemple du lot 108 du métro de Singapour (fig. 6) : les argiles et vases molles de SPT inférieure à 2 ont été consolidées sur une couronne de 1,5 m d'épaisseur autour de deux futurs tunnels superposés de 5,9 m de diamètre à des profondeurs

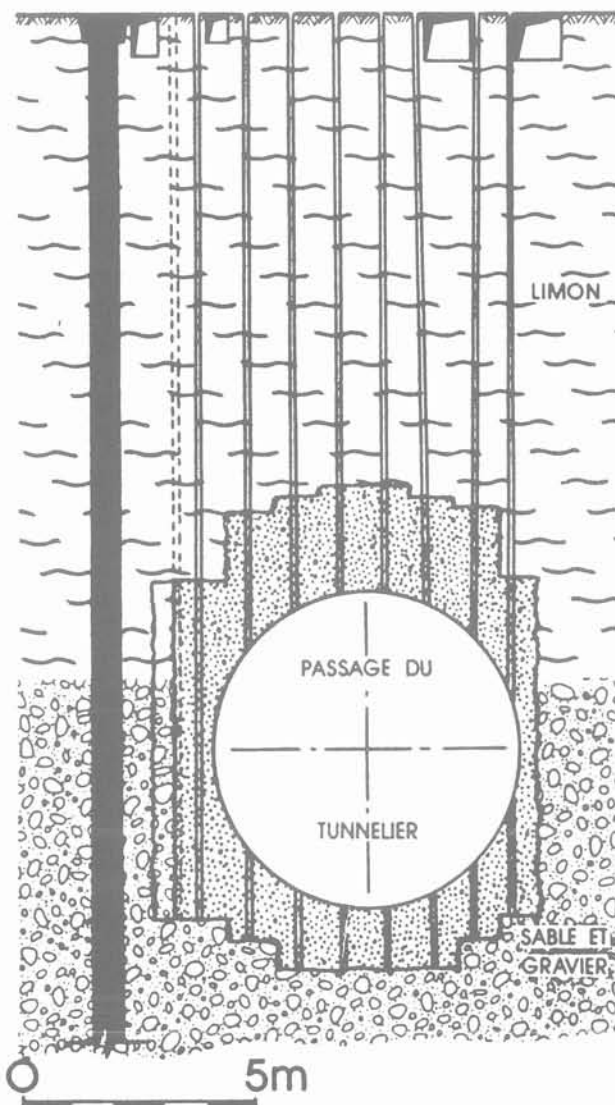


Fig. 5. — Métro de Lyon, traitement de sortie du puits Cavenne.
 Fig. 5. — Lyons Metro, treatment of Cavenne shaft.

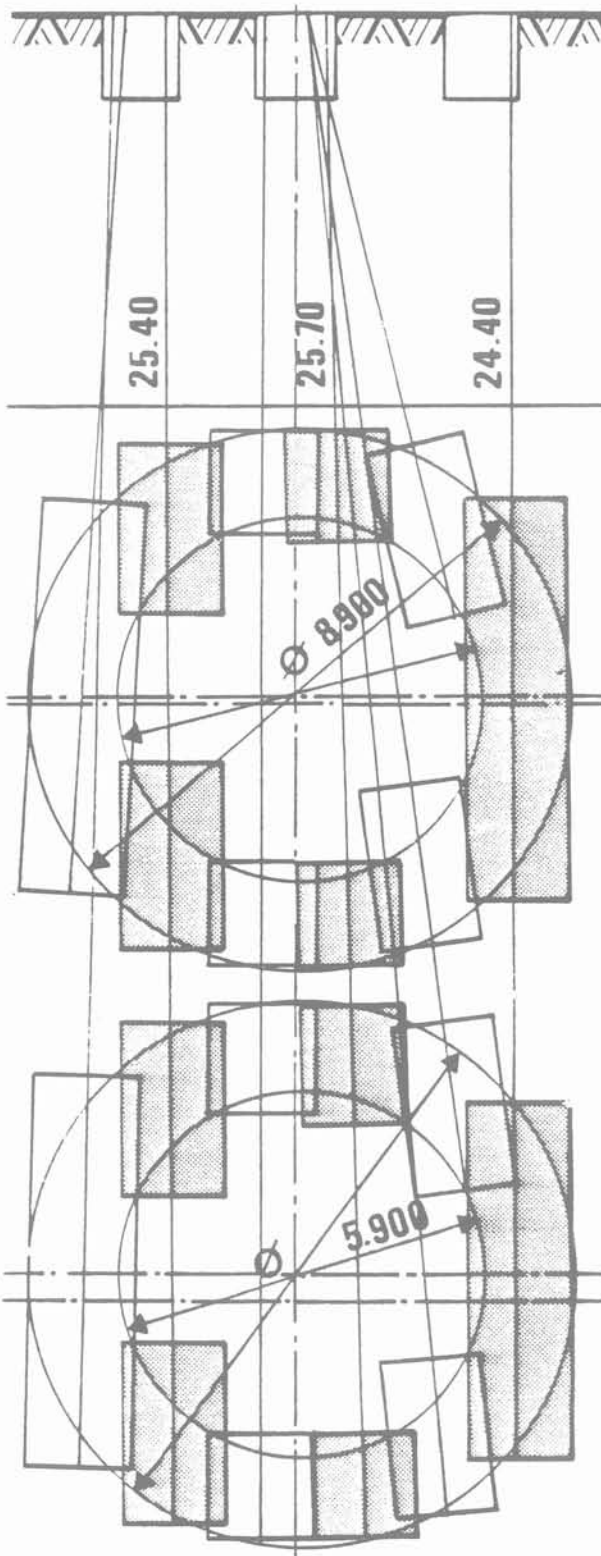


Fig. 6. — Métro de Singapour, lot 108, traitement annulaire des tunnels superposés.

Fig. 6. — Singapore Metro, MRT 108, annular treatment for superimposed tunnels.

atteignant 25 m par un réseau de colonnes sécantes de 1,8 m de diamètre réalisées depuis la surface.

3.1.2. Traitements linéaires

Citons comme cas types d'application :

— coupure de couches épaisses d'altération d'un substratum rocheux sous un barrage en terre, exemple du barrage de Thika au Kenya (fig. 7) : la coupure est constituée d'une rangée de colonnes sécantes de 1,2 m de diamètre et 80 cm entre axes jusqu'à 35 m de profondeur dans des argiles limoneuses moyennement compactes avec blocs et bancs rocheux, prolongée par un voile injecté monolinéaire dans le rocher jusqu'à 70 m ; les foreuses de jet sont installées sur des plateformes montées sur rails et déplacées par des treuils suivant une pente moyenne de 20° le long des rives ;

— voûte parapluie en galerie réalisée à l'avancement, exemple du tunnel Malenchini sur l'autoroute Livourne-Civitavecchia (fig. 8) : présoutènement de la voûte d'un tunnel de 12 m d'ouverture dans des sables limoneux par une couronne de colonnes sub-horizontales de jet simple, diamètre 60 cm, longueur 13 à 14 m, armées de tubes de 89 mm de diamètre et 10 mm d'épaisseur, 80 bonds consolidés et terrassés en alternance, avec pose des cintres et béton projeté ;

— enceinte autour de puits rectangulaires ou circulaires, exemple du puits 11 de l'émissaire Sèvres-Achères (fig. 9) : couronne de colonnes sécantes verticales de diamètre 1,2 m et profondeur 22 m à travers des limons, sables et graviers et argiles plastiques autour d'un puits de 3 m de diamètre excavé manuellement.

3.1.3. Inclusions

Citons comme cas types d'application :

— fondations de radiers sur terrains compressibles, exemple de la prison de Lonay en Suisse (fig. 10) : radier fondé sur des colonnes de diamètres variables entre 60 et 115 cm, de capacité portante 40 à 120 t, à travers 25 m de limons de cohésion 15 à 30 kPa ;

— fondations de poteaux isolés sur sols compressibles, exemple de la salle de sports de Servas (fig. 11) : reprise en sous-œuvre d'un bâtiment fondé sur des limons argileux et ayant tassé par des colonnes inclinées de diamètre 130 cm et 5 à 6 m de profondeur ;

— fondations d'ouvrages en présence de poches d'argile karstique, exemple du tunnel de Saint-Germain-de-Joux sur l'autoroute A 40 dans le Jura (fig. 12) : consolidation des argiles molles (pression limite 0,2 MPa) rencontrées dans la partie inférieure du tunnel pour appuyer les cintres de la demi-section supérieure du tunnel déjà terrassée et la voûte inverse de la demi-section inférieure.

3.2. Terrains meubles injectables

La recherche d'une résistance mécanique élevée, l'existence d'une couverture faible, l'interdiction d'emploi de produits chimiques, ou plus simplement l'économie du projet peuvent conduire à l'utilisation des procédés de jet pour la consolidation et l'étanchement de terrains meubles injectables par ailleurs sans problèmes, tels que les sables et graviers.

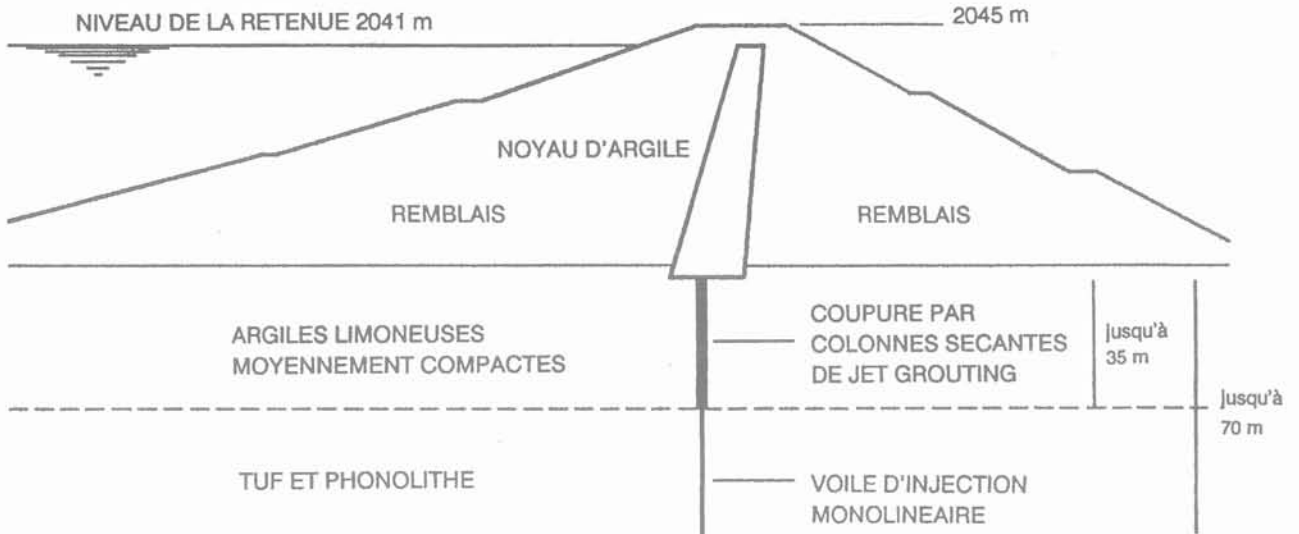


Fig. 7. — Coupe transversale de la coupure étanche du barrage de Thika.
 Fig. 7. — Cross section of the Thika Dam, Kenya.

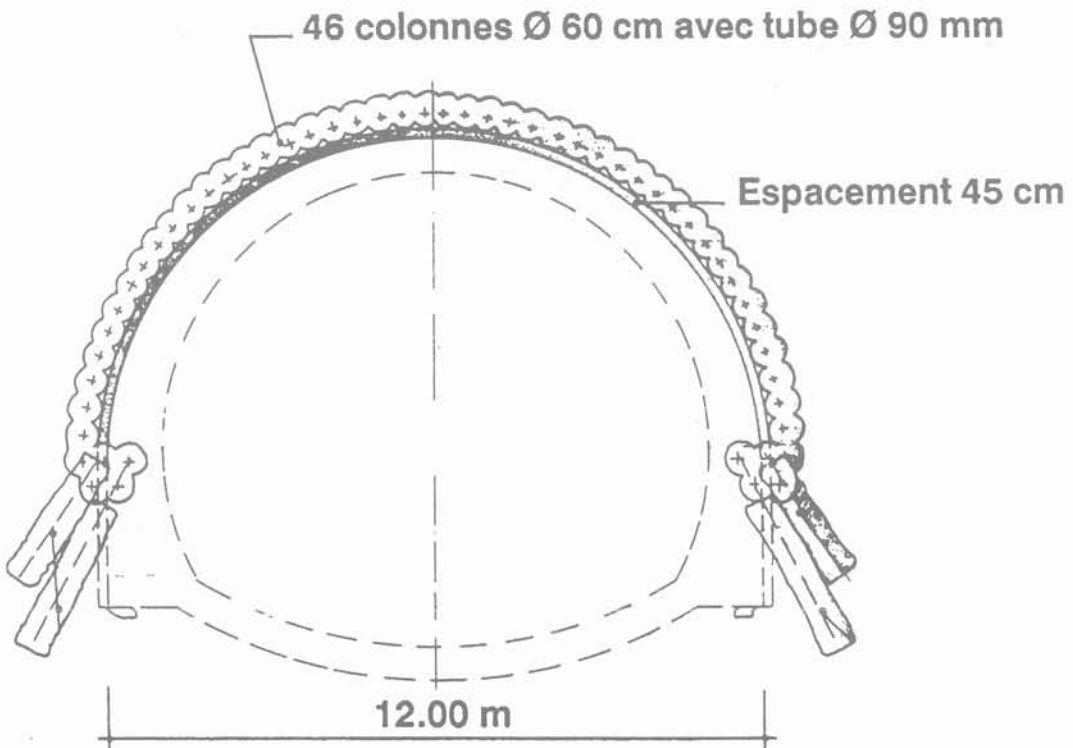


Fig. 8. — Tunnel Malenchini, Jet horizontal.
 Fig. 8. — Malenchini tunnel, horizontal jet grouting.

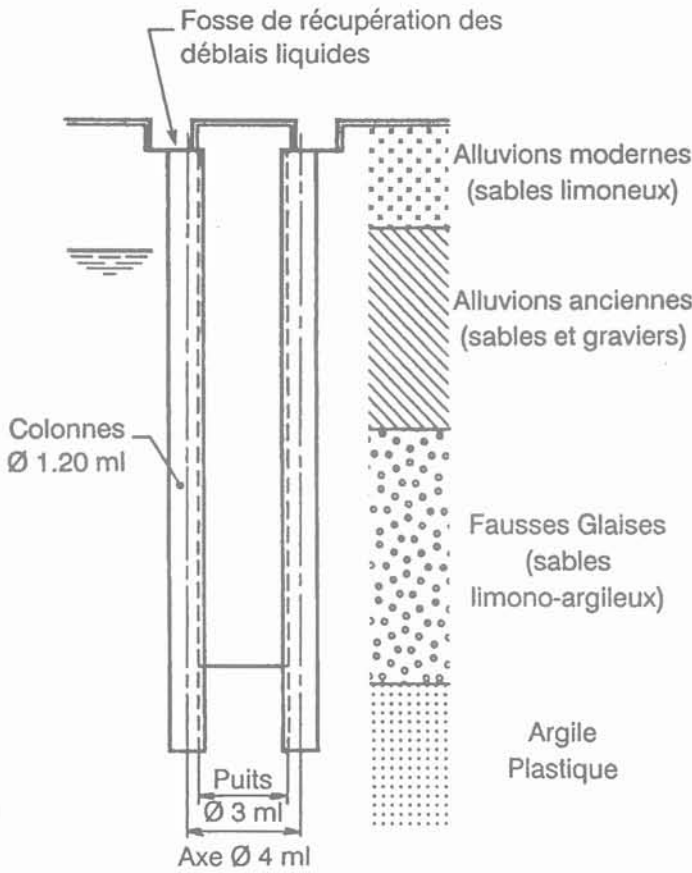


Fig. 9. — Emissaire Sèvres-Achères, puits 11, couronne de colonnes sécantes de Jet triple.
 Fig. 9. — Sèvres-Achères Sewer, shaft no 11, annulus of overlapping jet grouted columns.

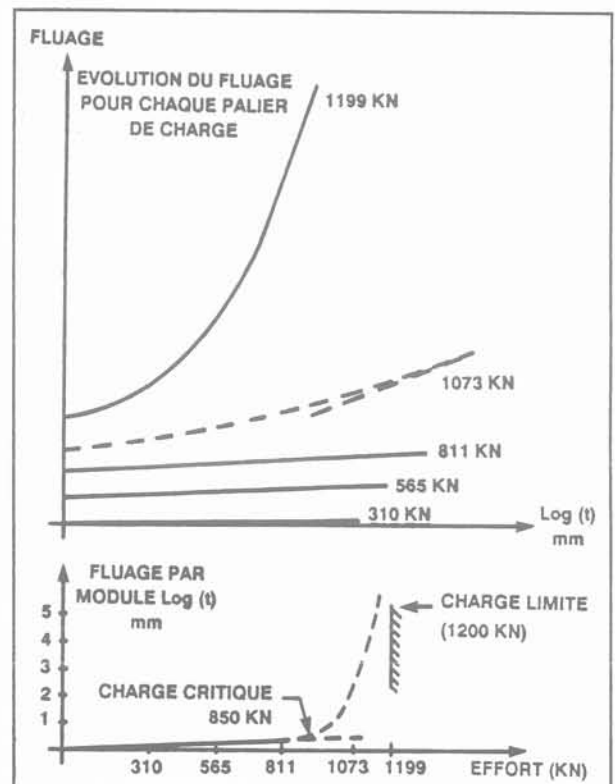
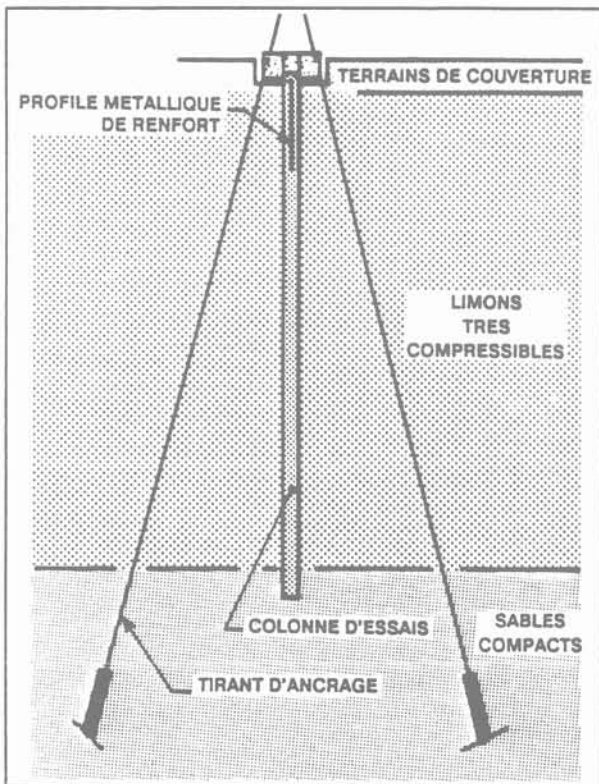
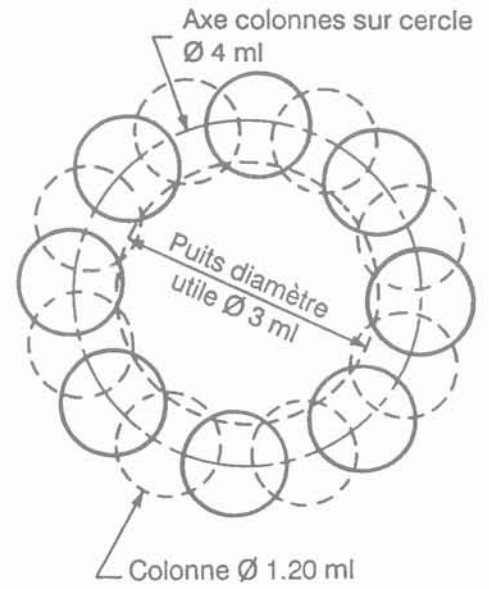


Fig. 10. — Lonay : essai de charge sur colonne.
 Fig. 10. — Lonay, load test on a column.

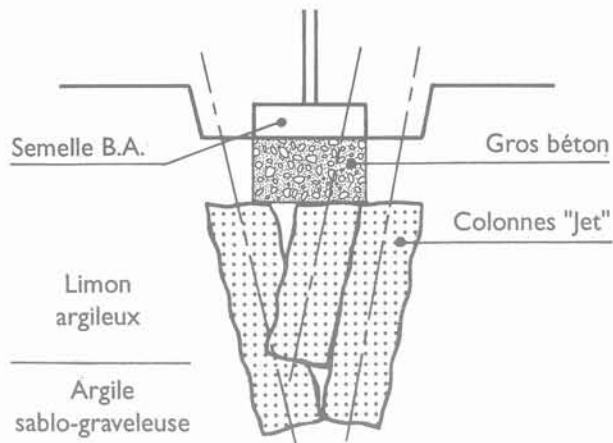


Fig. 11. — Servas, reprise en sous-œuvre d'un poteau isolé.
 Fig. 11. — Servas, underpinning of an isolated column.

3.2.1. Traitement de masse

Citons comme cas types d'application :
 — constitution de radiers d'étanchéité, éventuellement en forme de voûte inversée appuyée sur des parois

latérales, exemple de la fouille du complexe Leonardo da Vinci à Lecco (fig. 13) : réalisation d'un réseau de colonnes sécantes de diamètre 1,5 m jusqu'à 20 m de profondeur dans des sables fins à grossiers ;

— constitution de massifs poids sous les bâtiments mitoyens d'une fouille, exemple de la poste de Cologne (fig. 14) : formation d'un mur de 8 m de hauteur et 20 MPa de résistance reprenant en sous-œuvre les fondations existantes, par une combinaison de quatre colonnes d'inclinaison et longueur différentes, dans les alluvions du Rhin.

3.2.2. Traitements linéaires

Citons comme cas types d'application :
 — réalisation de voiles d'étanchéité en profondeur, au moyen de colonnes sécantes, de panneaux ou de combinaisons de colonnes et de panneaux, exemple du tunnel Willemspoort à Rotterdam (fig. 15) : réalisation entre 17 et 38 m de profondeur avec une glissière de 40 m montée sur grue, de colonnes verticales de 120 et 170 cm de diamètre reliées par des panneaux de jet, en prolongation d'un mur composite de tubes et de palplanches ;

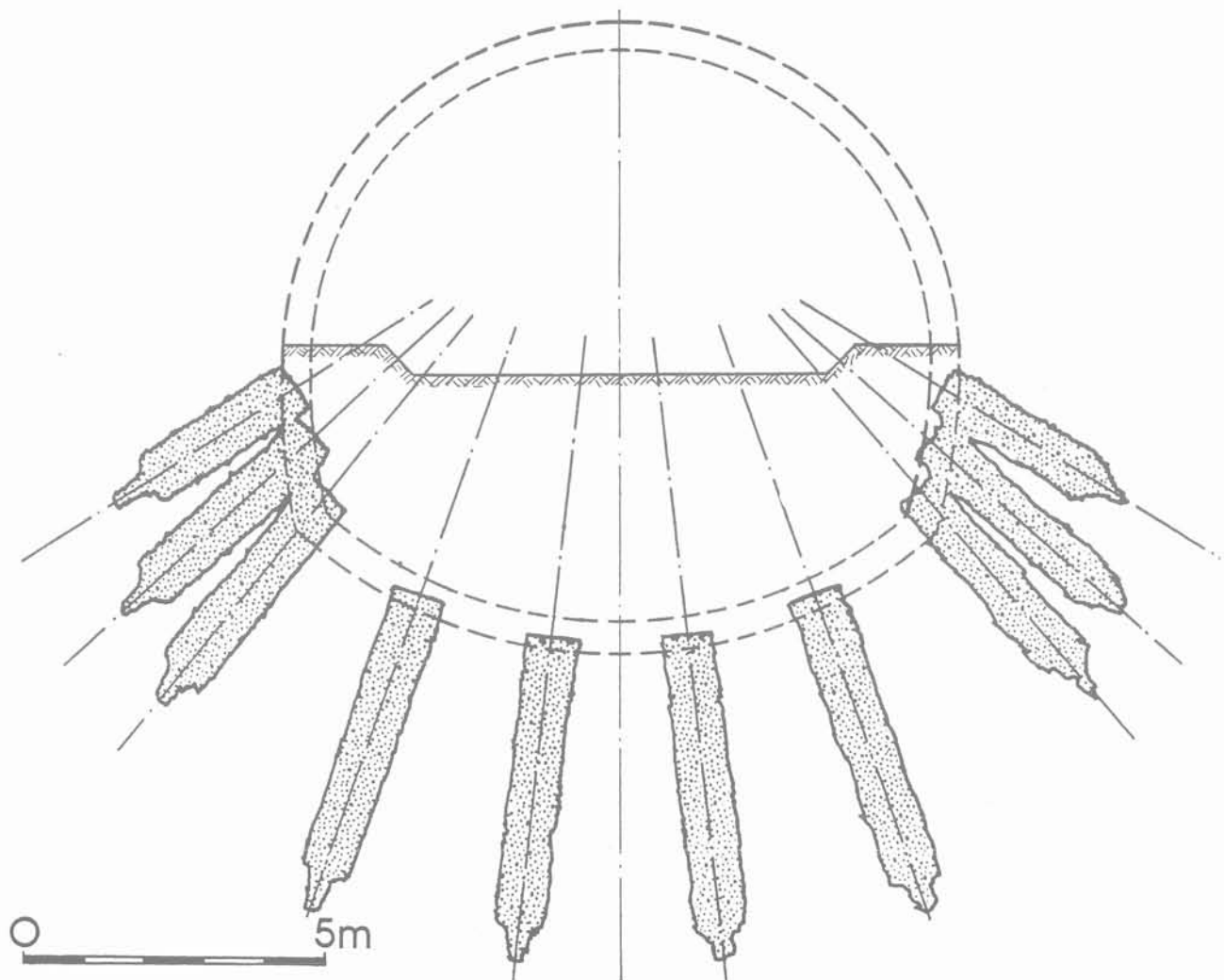


Fig. 12. — Tunnel de Saint-Germain-de-Joux, traitement des appuis de cintre et du radier.
 Fig. 12. — Saint-Germain-de-Joux tunnel, treatment of base slab and arch support.

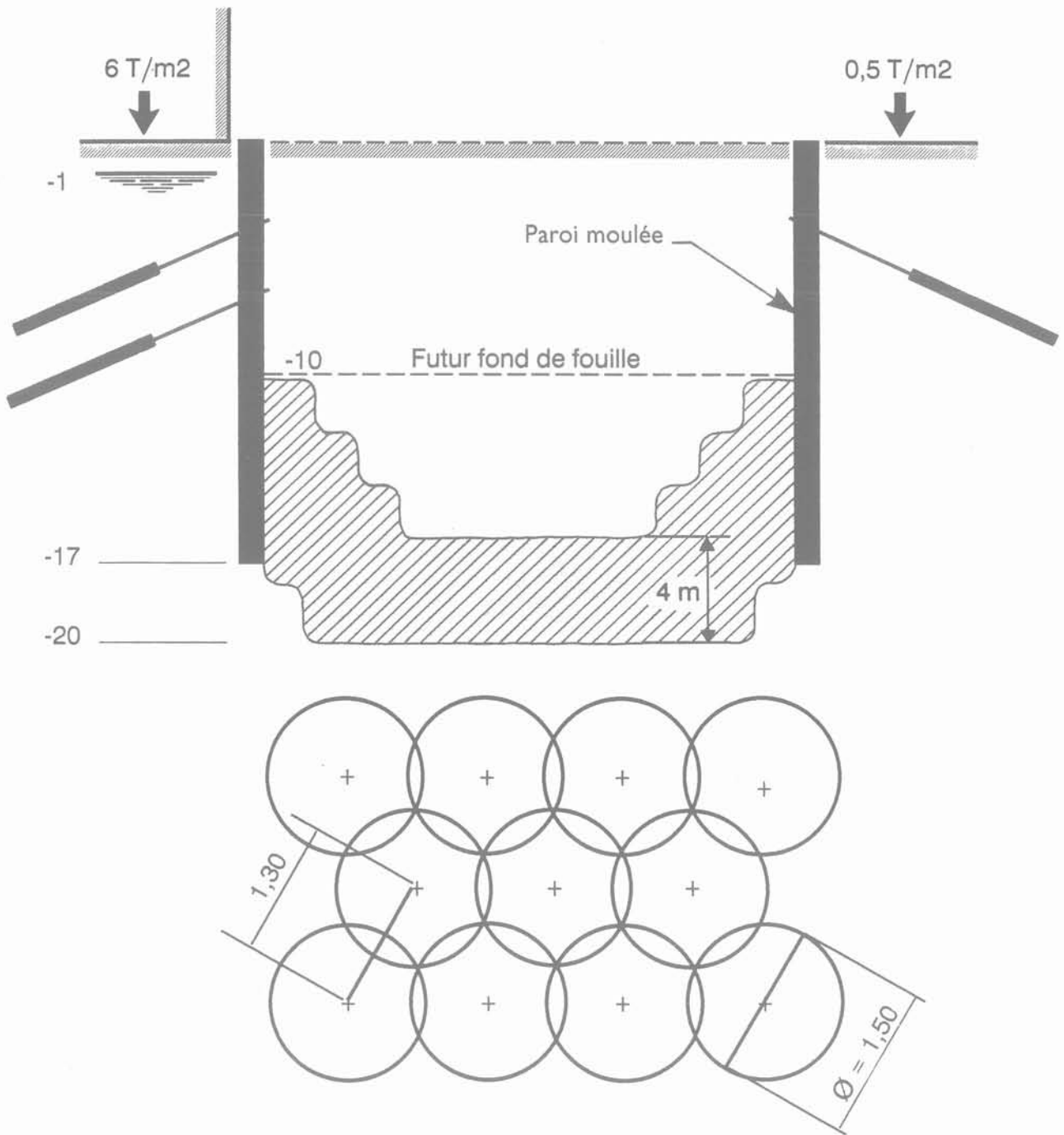


Fig. 13. — Lecco, fond étanche en colonnes sécantes de Jet double.
 Fig. 13. — Lecco, watertight arch blanket using double jet overlapping columns.

— réalisation de murs de type berlinois, exemple du collecteur Sesto San Giovanni à Milan (fig. 16) : poteaux constitués de colonnes armées, diamètre 80 cm, espacement 1 m, de part et d'autre d'un collecteur construit en tranchée couverte dans des sables limoneux.

3.2.3. Inclusions

Citons comme cas types d'application :

— consolidation par effet de groupe d'inclusions de jet, exemple de la restauration de la Cour Carrée du musée du Louvre (fig. 17) : renforcement des allu-

vions de la Seine par une double rangée de colonnes en quinconce de diamètre 80 cm espacées de 120 cm au contact de vestiges archéologiques (murs d'anciennes douves) pour fonder une dalle de couverture et reprendre des poussées latérales ;

— protection d'immeubles contre les tassements provoqués par des excavations profondes, exemple du métro de Caracas (fig. 18) : en face des immeubles sensibles, il a été nécessaire de réaliser des colonnes de jet inclinées depuis la surface pour réduire les tassements lors du passage d'un bouclier à pression des terres.

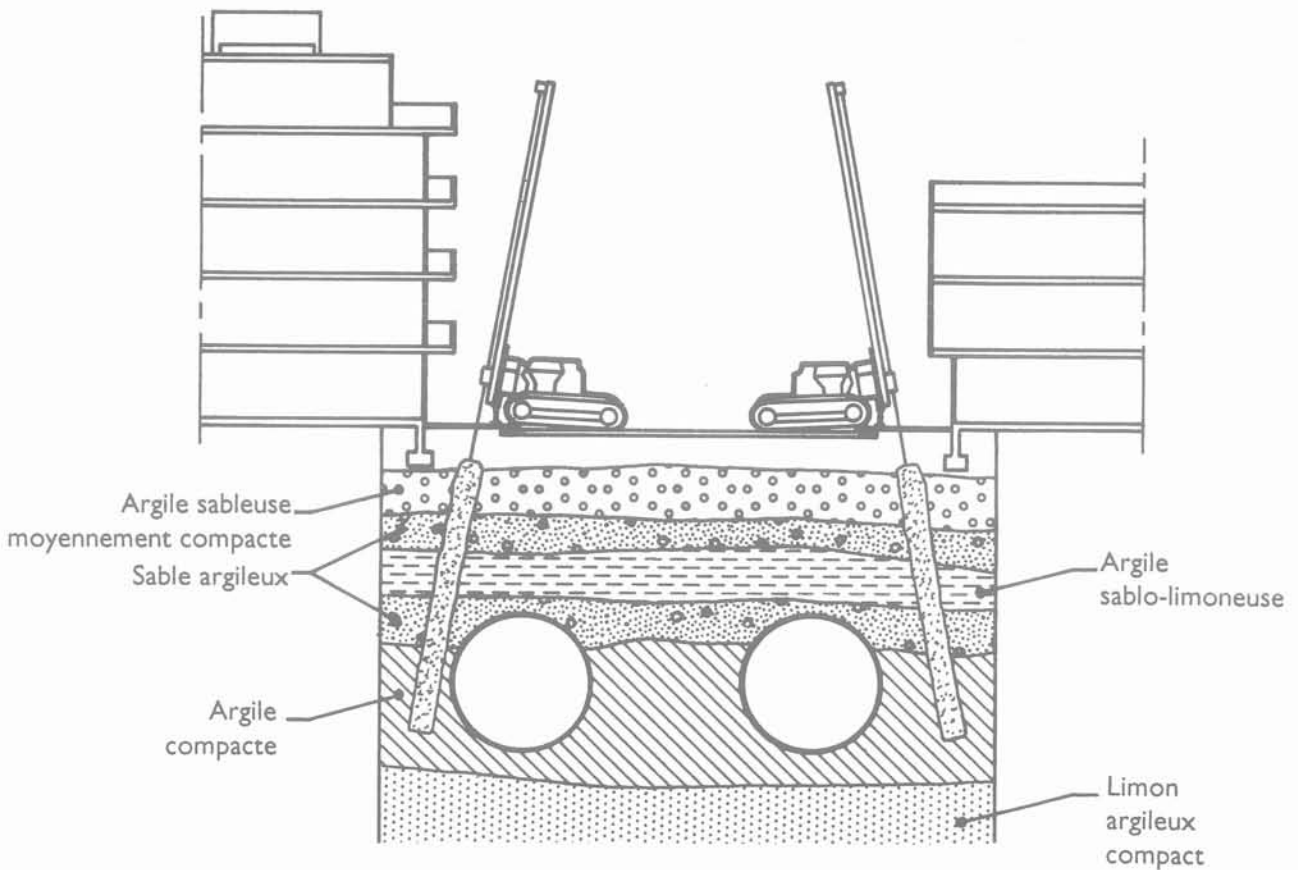


Fig. 18. — Métro de Caracas, protection d'immeubles au droit du passage de tunneliers.
 Fig. 18. — Caracas Metro, protection of the buildings along the route of the tunneling machines.

3.3. Applications particulières

Le fait que les procédés de jetmix soient mis en œuvre à partir de forages en petit diamètre leur confère une grande souplesse d'utilisation, en particulier pour la fermeture de fenêtres localisées dans des rideaux de palplanches, des murs en pieux sécants ou en paroi moulée (passage d'une canalisation, dégrafage de palplanches, joints défailants, etc.) et pour réaliser des protections d'ouvrages depuis la surface en présence d'obstacles enterrés.

Un exemple remarquable de ce type d'application est celui du voile d'étanchéité du barrage de Seujet à Genève dans la partie située sous le radier de l'ancienne usine des forces motrices. Le voile est constitué d'une rangée de colonnes inclinées sécantes de 110 cm de diamètre et 5 à 13 m de profondeur, venant au contact du radier fragile des anciens bâtiments rénovés en musée, à travers des alluvions compactes grossières et des moraines (fig. 19). La réalisation des colonnes, en contre pression de la nappe du Rhône, a été effectuée pour moitié depuis l'intérieur de l'usine en activité et le reste depuis un ponton sur le Rhône.

4. PROBLÈMES POSÉS PAR LES TECHNIQUES DE JET

4.1. Définition géométrique et mécanique du résultat

Le diamètre de la colonne (ou la longueur du panneau), autrement dit le rayon d'action du jet, dépend de la méthode, des paramètres et du terrain. La notion géométrique de cylindre régulier de sol traité est une simplification commode, mais rarement accessible dans la pratique. Il est donc nécessaire de prendre en compte au stade du projet les irrégularités géométriques inévitables induites par le terrain (en particulier pour les rideaux et fonds étanches) et au stade de la réalisation de limiter les variations des paramètres par une mise en œuvre aussi rigoureuse que possible (systèmes automatiques de réglage des vitesses de translation et de rotation des tiges, mesure et enregistrement des pressions et débits).

La précision de l'implantation et de l'alignement du forage à partir duquel est réalisé le jet constitue un autre élément important d'écart entre la théorie et la

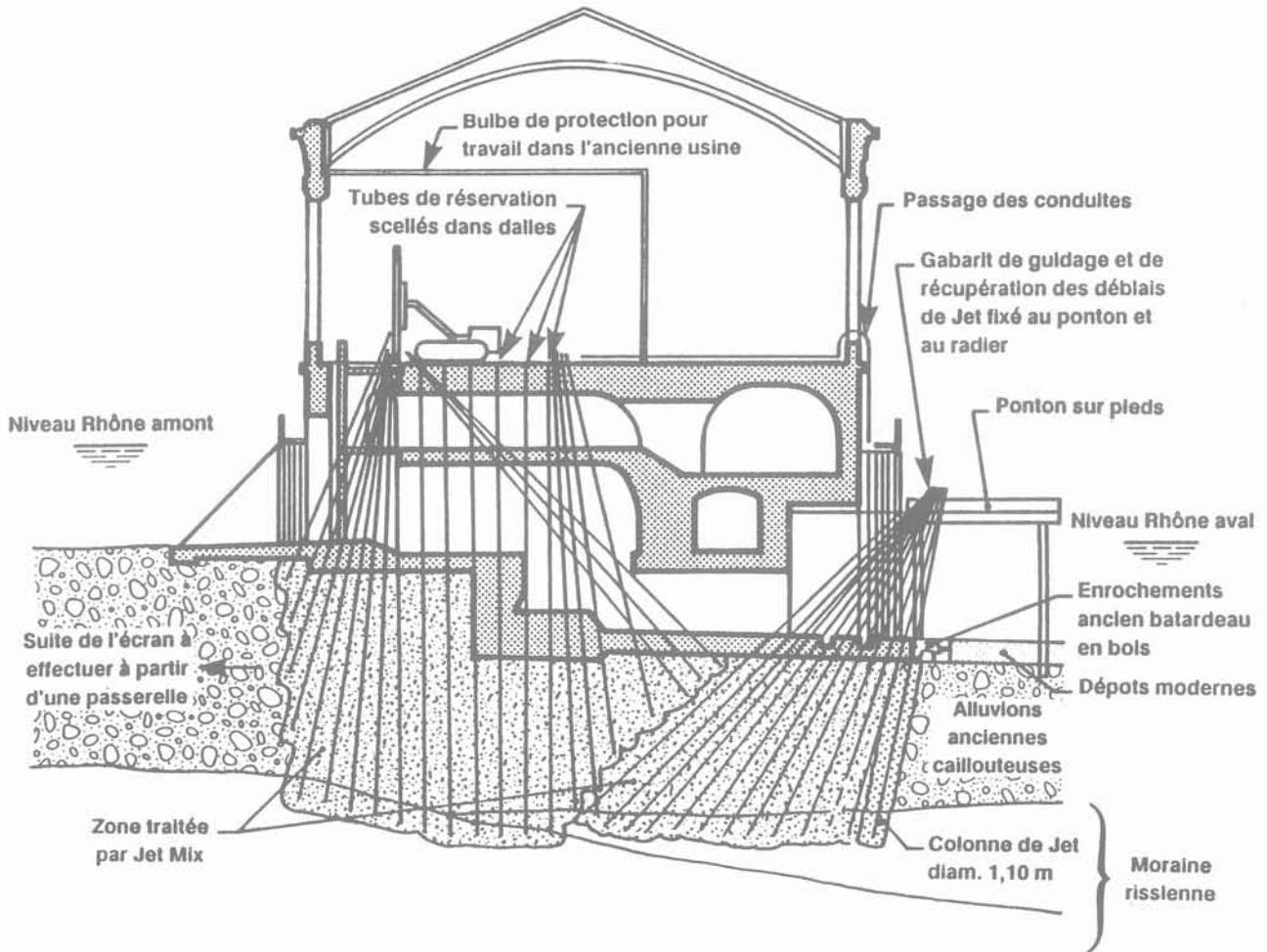


Fig. 19. — Voile d'étanchéité et le long du bâtiment des forces motrices, barrage du Seujet, Genève.
 Fig. 19. — Watertight curtain along the length of the pumping station building, Seujet dam, Geneva.

pratique dans la définition géométrique du traitement. Là aussi, il est indispensable de prendre en compte des tolérances de déviation dès le stade du projet et, selon le but recherché, de mettre en œuvre des méthodes et matériels adaptés. Cela peut aller (comme par exemple pour le rideau de colonnes sécantes du barrage de Thika) jusqu'à la réalisation de préforages les plus soignés possibles (inclinomètres sur le mât des machines, tiges lourdes autoguidées, mesure de la position de chaque forage par inclinométrie avant traitement).

La résistance mécanique du « béton de sol » obtenu dépend du terrain en place (en plus des paramètres du traitement y compris le dosage du coulis). S'il est relativement facile d'obtenir des résistances importantes en utilisant un coulis fortement dosé en ciment, on cherche rarement des valeurs supérieures à 5 MPa (en compression simple) pour des raisons économiques. Lorsqu'au contraire, les caractéristiques mécaniques du matériau doivent être maintenues dans les valeurs faibles, cette maîtrise est délicate à obtenir. On doit faire appel à des coulis stables bentonite ciment peu dosés en ciment (comme par exemple dans le cas du métro de Lyon) et même rechercher à substi-

tuer un maximum de terrain par le coulis dont on connaît les caractéristiques (sur le barrage de Thika, un préjetting à l'eau a permis d'enlever la majeure partie du terrain, le jetting au coulis effectué dans une phase différée a pu alors se substituer au mélange eau-terrain, ce qui n'est pas le cas en jet triple classique où le coulis se mélange à l'eau et au terrain et ressort en surface dès qu'on commence la colonne).

4.2. Sujétions d'exécution

Pendant le traitement, le terrain environnant non atteint par le jet n'est normalement pas affecté, hormis une élévation temporaire des pressions interstitielles. Mais si pour une raison quelconque il y a blocage du spoil dans l'espace annulaire entre tiges et forage, on a rapidement claquage du terrain et risque de soulèvement important et brutal. Il est donc nécessaire de surveiller la libre remontée du spoil pendant la mise en œuvre et d'arrêter rapidement le jet si une anomalie apparaît. Quelquefois, il faut tuber en gros diamètre (environ 150 mm) la partie supérieure du forage ayant tendance à s'ébouler (comme par exemple dans les argiles très molles du lot 108

du métro de Singapour, où le prétubage associé à une exécution des colonnes en deux tranches descendantes a résolu le problème des soulèvements qui au départ atteignaient jusqu'à 50 cm...).

Le volume du spoil à évacuer est théoriquement égal aux volumes d'eau et de coulis pompés (dans les terrains saturés). Cela peut constituer une sujétion très importante sur les chantiers où la réalisation de tranchées et bacs de récupération de grand volume pose problème (rues étroites, trottoirs, caves, galeries, etc.). Parfois il est nécessaire de pomper le spoil à la sortie même du forage pour ne pas polluer (comme par exemple pour les colonnes du barrage de Seujet faites sur ponton, pour lesquelles tout écoulement du spoil chargé en ciment vers les eaux du Rhône était interdit).

Dans les sables grossiers et les graviers, le mélange grains du terrain-ciment frais n'est pas stable et décante avant la prise du coulis. De plus, les sables et graviers forment un milieu filtrant qui provoque un essorage très important du coulis à travers la surface de contact colonne-terrain, surtout s'ils ne sont pas saturés. La conséquence est une baisse de niveau rapide du mortier de jetmix, qu'il convient de compenser avant la prise du coulis pour éviter une coupure de la colonne. Cette précaution est particulièrement nécessaire pour les chantiers de reprise en sous-œuvre (il suffit généralement de prévoir une prétranchée formant un réservoir reliant entre elles les têtes de colonnes).

5. CONTRÔLES

Les essais et contrôles doivent permettre d'apprécier la géométrie et la qualité du traitement effectivement réalisé. On peut distinguer :

— colonnes d'essais déterrées : celles-ci permettront d'étalonner les paramètres en fonction du terrain et du résultat voulu. Si le déterrement n'est pas possible, on cherchera les résultats d'une autre façon (carottages, forages recoupants, essais de charge, etc.), mais les tolérances du projet devront considérer un degré d'incertitude plus élevé ;

— contrôle du spoil : la densité du spoil est intermédiaire entre celle du terrain en place et celle des fluides envoyés ; son suivi donne une idée du volume de terrain remanié (plus la densité du spoil est proche de celle du terrain, plus le volume de matériaux mélangés est important, et par conséquent le diamètre), mais souvent avec une grosse incertitude due à une connaissance imparfaite de la densité du terrain naturel. Le spoil est un échantillon frais du mélange de jetmix, lequel différera en place par décantation et essorage, donc enrichissement en ciment avant prise du coulis. Mesurer les caractéristiques mécaniques du spoil permettra donc d'apprécier par défaut celles du mélange final (ce qu'on aura pu étalonner à l'occasion des colonnes d'essai) ;

— forages de contrôle : des sondages carottés pour des colonnes de forte résistance, des essais pénétrométriques pour des colonnes de faible résistance permettent de contrôler les caractéristiques mécaniques du traitement. De façon plus incertaine, on peut apprécier la géométrie obtenue par des forages recoupants (sondages inclinés dans le plan du voile du barrage de Thika par exemple). On peut également juger globalement le résultat (essai de pompage avant terrassement pour un fond étanche par exemple). Mais la difficulté sera souvent de déterminer l'implantation de points complémentaires de traitement en cas de défaut constaté.

6. CONCLUSION

Les techniques de jet grouting viennent compléter remarquablement les moyens dont dispose le spécialiste pour l'amélioration des sols. Leur souplesse d'exécution permet leur adaptation à de nombreux cas en frontière des techniques habituelles d'injection et de fondation.

Les quelques lignes directrices et exemples d'application cités dans cet article pourront peut-être contribuer à en préciser les limites d'utilisation et à faciliter leur développement dans la construction.

Modèle de transfert de masse dans les argiles à faible porosité Application à l'effet de la ventilation dans les galeries

Mass transfer model for low porosity clays study
of the effect of ventilation in the tunnels

J.-C. ROBINET, M. AL-MUKHTAR, M. RHATTAS

GRECO-CNRS : Rhéologie des géomatériaux
Laboratoire de Génie Civil, Université d'Orléans*

F. PLAS, P. LEBON

Agence Nationale pour la Gestion des Déchets Radioactifs**

Rev. Franç. Géotech. n° 61, pp. 31-43 (décembre 1992)

Résumé

Après avoir rappelé les mécanismes de base du transfert de l'eau dans les milieux poreux indéformables en conditions isothermiques, nous proposons un modèle de transfert de masse dans les argiles à faible porosité.

La formulation présentée considère que les flux sont de type convectif pour l'eau libre, l'eau capillaire et le gaz et de type diffusif pour l'eau adsorbée. Le modèle est formulé avec deux variables intensives : les pressions de l'eau et de l'air. Un coefficient de transfert global de l'eau est déterminé dans le cas où le gaz est à la pression atmosphérique.

La résolution numérique est établie en associant la méthode des éléments finis pour discrétiser l'espace et le schéma des différences finies pour discrétiser le temps. La validation du modèle est effectuée sur des profils hydriques obtenus à partir des essais d'imbibition d'une colonne d'argile fortement compactée.

Enfin le modèle est appliqué à l'étude de la désaturation, par ventilation d'air, d'un ouvrage souterrain installé dans un massif argileux.

Abstract

Following a description of different mechanisms of water transfer in porous non-deformable media under isothermal conditions, a mass transfer model for low porosity clays is proposed.

The model considers that in these clays the flow is convective for free and capillary water as well as for gas, while it is diffusive for adsorbed water. The model is formulated with two variables : water pressure and gas pressure. When gas pressure is equal to atmospheric pressure we determine a total transport coefficient of water.

Numerical calculations are made using the finite element method for space discretization and the finite differences method for time discretization. Model validation is performed on hydraulic profiles from soaking tests on a highly compacted Boom clay.

Finally, the model is applied to study the effect of ventilation with relative humidity below saturation on the development of an unsaturated zone in tunnels.

* BP 6747, 45067 Orléans.

** Route du Panorama Robert-Schuman, BP 38, 92266 Fontenay-aux-Roses.

NOTATION

C	concentration en vapeur
D_v	diffusivité de la vapeur d'eau
hc	hauteur de la remontée capillaire
h_i	hauteur d'eau équivalente à la pression du constituant i
h_r	humidité relative
J_i	flux massique diffusif du constituant i
K_i	perméabilité du constituant i
K_{wt}	perméabilité globale de l'eau
M_v	masse molaire de l'eau
n	porosité
P_i	pression du constituant i
Q_i	flux massique convectif du constituant i
R	constante des gaz parfaits
t	temps
T	température
α, β, δ	constantes
μ_i	viscosité du constituant i
ρ_{go}	masse volumique du gaz à la pression atmosphérique
ρ_i	masse volumique du constituant i
θ_i	teneur en constituant i volumique
θ_{wirr}	teneur en eau irréductible
θ_{wsat}	teneur en eau à saturation
χ	paramètre dépendant du rapport volumique de l'eau adsorbée et totale
∇	opérateur différentiel

INDICE

a	air
g	gaz
v	vapeur
w	eau

1. INTRODUCTION

La réalisation et l'exploitation d'ouvrages souterrains à grande profondeur pourraient conduire à la création d'une zone désaturée d'extension non négligeable (SCHNEEBELI et al., 1991). En effet, d'une part la décharge hydro-mécanique liée au creusement induirait un dégazage de l'eau interstitielle et d'autre part, la ventilation des ouvrages pendant l'exploitation contribue à accélérer les transferts de masse entre le massif et l'air.

Les conséquences d'une désaturation peuvent être importantes sur le plan mécanique, en augmentant notamment la rigidité du matériau et sur le plan hydraulique, en modifiant les écoulements. Il apparaît donc nécessaire d'évaluer le phénomène de désaturation, en établissant les mécanismes de transfert de l'eau dans les milieux poreux à faible porosité, afin de proposer une modélisation.

En effet, suivant le degré de saturation et la dimension de l'espace poral, l'eau interstitielle peut se présenter simultanément sous deux phases : l'eau condensée et l'eau vapeur. Les interactions de l'eau condensée avec la matrice solide permettent de distinguer plusieurs types d'eau : libre, capillaire et adsorbée, dont les propriétés physico-chimiques induisent des mécanismes spécifiques de transport.

L'évaluation des transferts de masse dans un milieu poreux est traitée à l'échelle macroscopique en établissant des relations entre les flux et les gradients des grandeurs intensives qui les engendrent. La principale difficulté réside dans le passage de l'échelle microscopique, où sont décrits les phénomènes physiques, à l'échelle macroscopique, seule accessible à l'expérience.

Ainsi, à l'échelle microscopique le transfert de masse dans les milieux poreux est gouverné par deux grands mécanismes, l'un convectif et l'autre diffusif.

Les déplacements de l'eau condensée (libre et capillaire) et du gaz (air sec et vapeur d'eau) obéissent à un mécanisme de type convectif suivant un écoulement de type Poiseuille. En schématisant les pores du matériau par des tubes de rayon r_o , les flux massiques de l'eau et de l'air prennent alors la forme :

$$Q_g = - \rho_g \frac{\pi r_o^4}{8 \mu_g} \frac{\partial P_g}{\partial x}$$

$$Q_w = - \rho_w \frac{\pi r_o^4}{8 \mu_w} \frac{\partial P_w}{\partial x}$$

Le transfert de l'eau adsorbée ne peut être traité avec le concept des écoulements laminaires, car la notion de pression perd son sens du fait de la structure orientée de cette eau. FLOOD (1967) utilise le modèle de FICK pour décrire le mouvement de l'eau adsorbée. Il considère que les molécules d'eau passent d'un site à un site voisin en franchissant une barrière caractérisée par une énergie d'activation.

Le passage de l'échelle microscopique à l'échelle macroscopique est effectué par une prise de moyenne sur un volume élémentaire représentatif (VER), BEAR et al., (1984) et WHITAKER (1983). Le respect simultané des lois microscopiques (FICK et POISEUILLE), de la conservation de la masse, et de l'hypothèse de l'équilibre local au sein du VER imposent des échanges instantanés de matière entre les différentes phases.

De même, il est classiquement admis que dans le VER, les phases soient en équilibre, ce qui revient à postuler que les potentiels thermodynamiques des différents constituants sont égaux. Il en résulte que la loi de KELVIN est applicable aux grandeurs macroscopiques locales. Dès lors, cet équilibre est matérialisé par les isothermes de sorption/désorption qui permettent de relier le potentiel de l'eau à l'humidité relative ou à la teneur en eau volumique (qui n'est pas une variable d'état).

Dans les argiles superficielles à forte porosité, la modélisation des transferts de masse est généralement conduite en utilisant le modèle convectif généralisé de DARCY pour l'eau (libre, capillaire) et le gaz, RICHARDS et al. (1969), CHANG et al. (1983). En

revanche pour les mortiers de ciment les transferts de l'eau sont associés aux flux : convectif pour l'eau condensée et diffusif pour la phase vapeur DAIAN (1986).

Cet article traite du cas des argiles à faible porosité en proposant un modèle de transfert dans lequel les variables intensives sont la pression d'eau et la pression d'air. La détermination des coefficients de transfert est réalisée sur des profils hydriques obtenus par les essais d'imbibition d'une colonne d'argile.

Enfin, le modèle est appliqué à l'évaluation de la désaturation d'un massif argileux sous l'effet de la ventilation d'une galerie. Il permet d'estimer l'amplitude de la zone désaturée dans le temps en fonction de l'humidité relative de l'air.

2. L'EAU INTERSTITIELLE DANS LES ARGILES

Dans les argiles peu denses, les particules élémentaires, fortement anisotropes, tendent généralement à s'organiser en paquets ou agrégats, plus ou moins orientés, définissant une macroporosité inter-agrégats supérieure au micron et une microporosité intra-agrégats inférieure au micron.

L'application d'une contrainte mécanique ou hydrique (suction) sur un tel milieu conduit à une perte d'eau, non seulement par contractance du squelette avec une diminution de la taille des pores, mais aussi et surtout par regroupement des particules (TESSIER, 1984). Pour les argiles naturelles ou artificielles, à forte densité, on ne distingue généralement plus d'agrégats mais une matrice argileuse dans laquelle la distribution de la porosité est essentiellement monomodale (fig. 1).

Les travaux de FRIPIAT et al. (1982) montrent que l'épaisseur de la couche adsorbée dans les argiles est de l'ordre de quelques dizaines d'Angström. Ainsi, dans une montmorillonite sodique artificielle, de poids volumique sec 18 kN/m³, l'eau liée occupe 60 %

du volume total de l'eau (PUSCH et al., 1990). Par ailleurs, pour l'argile naturelle de Boom d'un poids volumique sec de 17,4 kN/m³ présentant un diamètre moyen des pores de 300 Å, l'eau liée représente entre 24 % et 50 % du volume total de l'eau (BALDI et al., 1990). On peut donc considérer que pour ces deux argiles l'eau se trouve essentiellement sous forme d'eau adsorbée.

Suivant la taille de l'espace poral et les interactions avec la matrice solide, l'eau interstitielle présente des propriétés physico-chimiques spécifiques. Celles-ci sont traduites par des potentiels thermodynamiques différents, permettant de définir deux grandes familles d'eau.

2.1. L'eau liée

Elle est caractérisée par de fortes liaisons avec la matrice solide qui sont à l'origine de deux phénomènes de rétention : l'adsorption de surface et la capillarité.

2.1.1. L'adsorption de surface (fig. 2)

A la surface des feuillets argileux, on distingue successivement :

- l'adsorption monomoléculaire qui correspond à la fixation d'une première couche d'eau ;
- l'adsorption plurimoléculaire par empilement de plusieurs couches d'eau de surfaces décroissantes ;
- la condensation capillaire obtenue par jonction des couches plurimoléculaires.

2.1.2. La capillarité

En schématisant l'espace poral des milieux à faible porosité par des tubes, les interfaces entre l'eau et l'air définissent des ménisques résultant des forces de tension superficielle. A l'équilibre, la différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau représente la pression capillaire qui est exprimée par la loi de LAPLACE :

$$P_c = P_a - P_w = \frac{2 \sigma \cos(a)}{r}$$

avec :

- r rayon du tube capillaire
- σ tension superficielle
- a angle de contact solide-interface

2.2. L'eau libre

A grande distance de la surface des particules et principalement dans les pores de grande taille, l'eau ne subit aucune influence.

3. MODÉLISATION DES TRANSFERTS DE MASSE DANS LES ARGILES A FORTE DENSITÉ

La description du transfert de masse dans les argiles à faible porosité repose sur cinq hypothèses :

- les fluides interstitiels n'ont aucune action mécanique ou chimique sur le squelette solide ;
- l'espace poral est indéformable ;
- le transfert de l'eau adsorbée obéit à un mécanisme de type diffusif. La variable intensive (concen-

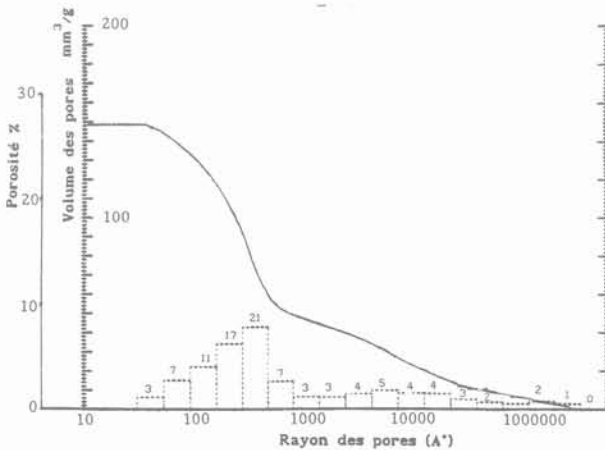


Fig. 1. — Distribution modale des rayons des pores de l'argile de Boom de poids volumique sec = 17,4 kN/m³ (Ouvry 1986).
Fig. 1. — Pore radius modal distribution for a Boom clay with a dry unit weight = 17.4 kN/m³ (Ouvry 1986).

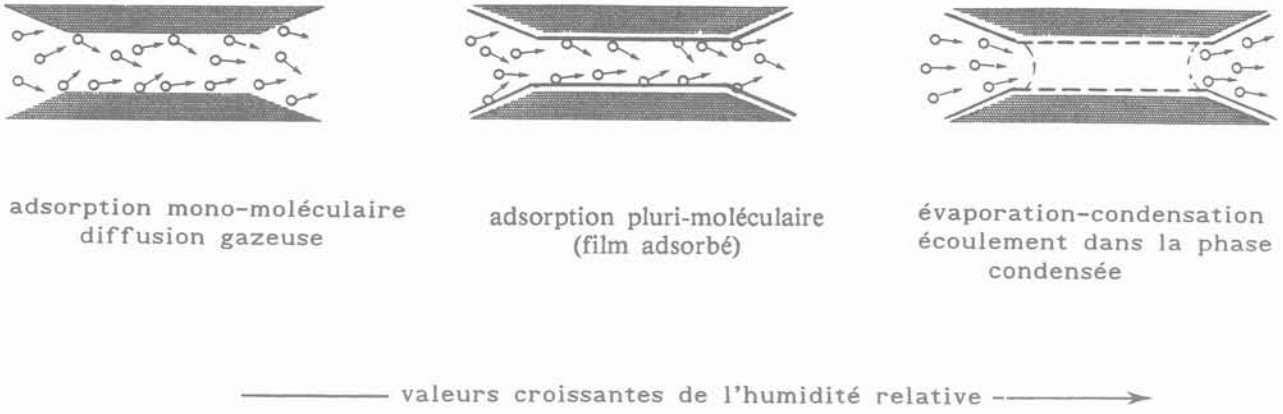


Fig. 2. — Schématisation des différents aspects de l'eau dans les argiles.
 Fig. 2. — Schematic aspects of water in clays.

tration en eau adsorbée) est traduite par la concentration en vapeur dans l'espace poral ;
 — le transfert de l'eau capillaire, libre et du gaz s'effectue selon un mécanisme de type convectif ;
 — la diffusion de la vapeur d'eau dans l'air sec est supposée négligeable.

3.1. Equations de conservation des masses globales

Les équations de conservation de l'eau et de l'air sont établies en conditions isothermiques.

3.1.1. Bilan de masse de l'eau

L'équation de conservation de l'eau (1) est obtenue en considérant que le flux massique de l'eau est la contribution de trois mécanismes :

- le transfert convectif de l'eau condensée (Q_w) ;
- le transfert convectif de l'eau vapeur (Q_v) ;
- la diffusion de l'eau adsorbée (J_v).

$$\frac{\partial(\rho_w \cdot \theta_w)}{\partial t} + \nabla(Q_w + Q_v + J_v) = 0 \quad (1)$$

3.1.2. Bilan de masse de l'air sec

On établit de la même manière l'équation de conservation de l'air sec (2) en différenciant le flux convectif Q_a :

$$\frac{\partial(\rho_a \cdot \theta_g)}{\partial t} + \nabla(Q_a) = 0 \quad (2)$$

avec :

$$\begin{aligned} Q_a &= (1 - C) \cdot Q_g \\ Q_v &= C \cdot Q_g \\ \rho_a &= (1 - C) \cdot \rho_g \\ \theta_g &= n - \theta_w \end{aligned}$$

3.2. Les modèles de transfert

3.2.1. Les transferts en mode convectif

Les transports convectifs de l'eau (libre, capillaire) et du gaz sont décrits par la loi de DARCY généralisée

avec des coefficients de perméabilité dépendant de l'état hydrique du matériau. En négligeant l'effet de la pesanteur les flux massiques s'écrivent :

$$Q_w = - \rho_w \cdot K_w(\theta_w) \cdot \nabla(h_w) \quad (3)$$

$$Q_g = - \rho_g \cdot K_g(\theta_w) \cdot \nabla(h_g) \quad (4)$$

avec :

- h_w hauteur d'eau
- h_g potentiel du gaz exprimé en hauteur d'eau équivalente

3.2.2. Les transferts en mode diffusif

Le transport diffusif de l'eau adsorbée est traduit par la loi de FICK généralisée dans laquelle la variable intensive est la concentration en vapeur :

$$J_v = - \rho_g \cdot D_v \cdot \nabla(C) \quad (5)$$

avec :

$$C = \frac{\rho_{vs}}{\rho_g} \cdot h_r$$

D_v est donnée par une relation similaire à celle de PHILIP et DEVRIES (1988) :

$$D_v = \chi \cdot (n - \theta_w) \cdot D_o$$

χ , paramètre dépendant du rapport volumique de l'eau adsorbée et totale ($0 < \chi < 1$). La détermination expérimentale de χ étant actuellement délicate nous le considérons constant compris entre 0,4 et 0,6.

A ce stade, on constate que les formulations des flux ne sont pas homogènes puisqu'elles sont exprimées soit en potentiels soit en concentration de vapeur C . L'utilisation de la loi de KELVIN permet de traduire l'équation (5) en fonction du potentiel capillaire :

$$h_c = - \frac{R \cdot T}{g \cdot M_v} L_n(h_r) \quad \text{loi de KELVIN}$$

d'où :

$$J_v = - \rho_g \cdot K_{Dv} \cdot \nabla(h_c) \quad (6)$$

avec :

$$K_{Dv}(\theta_w) = D_v \cdot C_{hc}$$

et :

$$C_{hc} = \frac{dC}{dh_c} = \frac{\rho_{vs}}{\rho_g^2} \left(\rho_g \cdot \frac{dh_r}{dh_c} - h_r \cdot \frac{d\rho_g}{dh_c} \right) \quad (7)$$

C_{hc} est appelé « capacité capillaire de la concentration en vapeur ». En considérant le mélange gazeux comme un gaz parfait, ρ_g s'écrit :

$$\rho_g = \rho_{g0} + \beta_g \cdot h_g$$

β_g , coefficient de compressibilité du gaz

3.3. Formulation générale en termes des pressions d'eau et de gaz

La formulation générale est obtenue en écrivant le système d'équations de transfert en termes des pressions d'eau et de gaz.

3.3.1. Constituant eau

Bilan des flux

$$\Phi_w \cdot \frac{\partial(h_w - h_g)}{\partial t} = - \nabla(Q_w + C \cdot Q_g + J_v) \quad (8)$$

avec :

$$\Phi_w = \rho_w \cdot C_o,$$

$$C_o = \frac{d\theta_w}{dh_c}, \text{ capacité capillaire}$$

$$Q_w = - \rho_w K_w(\theta_w) \nabla(h_w)$$

$$J_v = - \rho_g K_{Dv}(\theta_w) \nabla(h_g - h_w)$$

3.3.2. Constituant gaz

$$\Phi_g^1 \cdot \frac{\partial h_g}{\partial t} + \Phi_g^2 \cdot \frac{\partial h_w}{\partial t} = - \nabla((1 - C) \cdot Q_g) \quad (9)$$

avec :

$$\Phi_g^1 = (1 - C) \cdot (n - \theta_w) \cdot \beta_g - \rho_g \cdot (1 - C) \cdot C_o - \rho_g \cdot (n - \theta_w) \cdot C_{hc}$$

$$\Phi_g^2 = \rho_g \cdot (1 - C) \cdot C_o + \rho_g \cdot (n - \theta_w) \cdot C_{hc}$$

$$Q_g = - \rho_g \cdot K_g(\theta_w) \cdot \nabla(h_g)$$

3.4. Cas particulier

Dans le cas où la phase gazeuse est à la pression atmosphérique, l'équation du transfert global de l'eau s'écrit :

$$\frac{\partial(\rho_w \cdot \theta_w)}{\partial t} + \nabla(- \rho_w \cdot K_{wt}(\theta_w) \cdot \nabla(h_w)) = 0 \quad (10)$$

K_{wt} est le coefficient de transfert global. Il est la contribution de deux mécanismes convectif et diffusif :

$$K_{wt}(\theta_w) = K_w(\theta_w) + K_{Dv}(\theta_w)$$

3.5. Résolution numérique des équations de transfert

La formulation variationnelle du problème est établie avec comme inconnues h_g et h_w . L'approximation des équations aux dérivées partielles est obtenue en combinant la méthode des éléments finis sur l'espace et un schéma aux différences finies Euler semi-implicite sur le temps (cf. annexe A).

4. APPLICATION DU MODÈLE DE TRANSFERT

4.1. Caractéristiques hydro-dynamiques de l'argile de Boom

Le matériau retenu est l'argile de Boom (tableau 1). Il provient d'une formation géologique que l'on rencontre au nord-est de la Belgique et dans laquelle a été réalisé un laboratoire souterrain à 250 m de profondeur.

Le cycle isotherme (20° C) de désorption/sorption est réalisé sur un matériau saturé obtenu par consolidation d'une boue d'argile sur un chemin œdométrique (fig. 3). Les caractéristiques hydro-dynamiques sont obtenues sur le matériau confiné à indice des vides constant égal à 0,55 grâce à un dispositif spécifique décrit dans l'annexe B.

Le contrôle de l'humidité relative est réalisé entre 98 % et 11 % par l'intermédiaire de sept solutions salines saturées.

On constate sur la figure 4 la présence d'une légère hystérésis entre la désorption et la sorption.

L'utilisation de la loi de KELVIN permet d'exprimer les courbes de sorption/désorption en fonction du potentiel de l'eau (fig. 5). La relation semi-empirique

Tableau 1. — Caractéristiques physiques de l'argile de Boom (Ouvry, 1986).
Table 1. — Physical characteristics for Boom clay (Ouvry, 1986).

Teneur en eau.....	19,5 %	Poids volumique sec.....	17,4 kN/m ³
Poids volumique total.....	20,6 kN/m ³	Limite de liquidité.....	55 %
Limite de plasticité.....	28 %	Indice de plasticité.....	27
Activité.....		0,9	
Composition minéralogique de la phase argileuse			
Smectite : 30 à 40 %		Illite : 20 à 30 %	
		Kaolinite : 30 %	
Interstratifié Illite Smectite : 0 à 20 %			

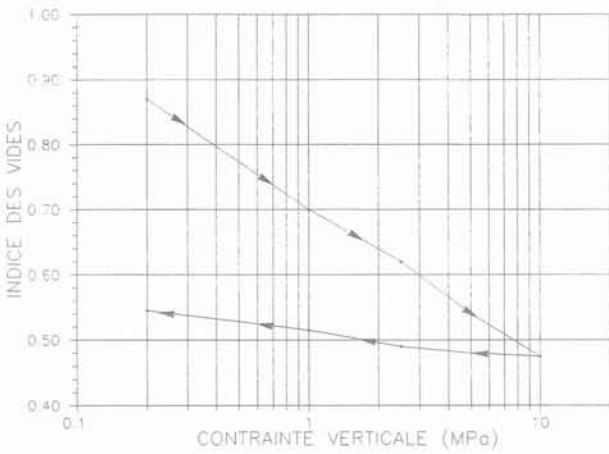


Fig. 3. — *Essai œdométrique sur l'argile de Boom reconditionnée.*
 Fig. 3. — *Œdometric test for remoulded Boom clay.*

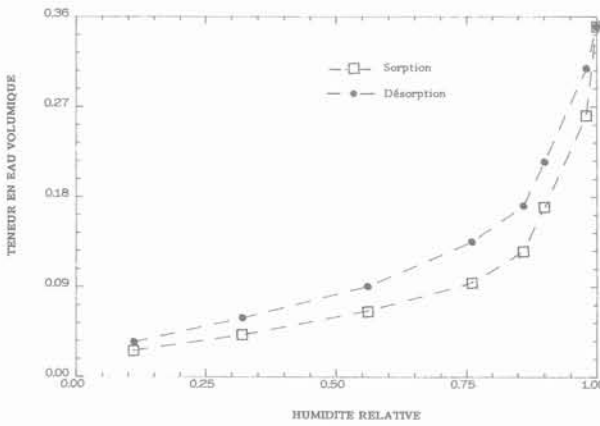


Fig. 4. — *Isothermes de sorption/désorption sur l'argile de Boom.*
 Fig. 4. — *Absorption/desorption isothermal curves for Boom clay.*

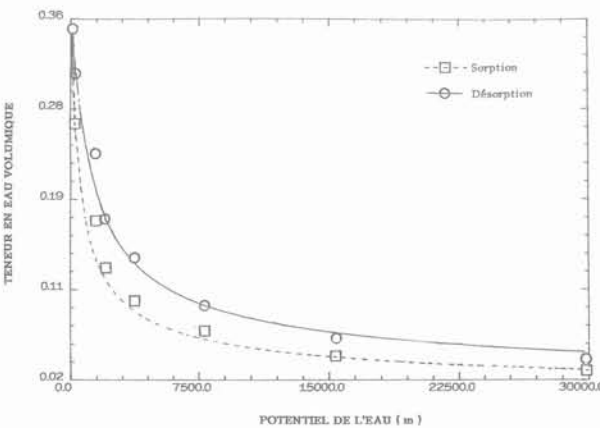


Fig. 5. — *Isotherme de sorption/désorption en fonction du potentiel de l'eau.*
 Fig. 5. — *Isothermal adsorption/desorption curves as a function of water potential.*

de VAN GENUCHTEN (1980) traduit correctement les résultats expérimentaux :

$$\theta_w(h_c) = \theta_{wirr} + \frac{\theta_{wsat} - \theta_{wirr}}{[1 + (\alpha \cdot h_c)^\beta]^\delta} \quad (11)$$

Le tableau 2 présente les paramètres hydro-dynamiques de sorption/désorption.

Tableau 2. — Paramètres hydrodynamiques de l'argile de Boom.
 Table 2. — Hydrodynamical parameters for Boom clay.

Paramètres	α	β	δ	θ_{wsat}	θ_{wirr}
Sorption	$4,3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	1,49	0,346	0,35	0,016
Désorption	$1,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$	1,49	0,346	0,35	0,016

La figure 6 montre l'évolution de la capacité capillaire. On note une très forte variation de la capacité capillaire au voisinage de la saturation, alors qu'elle peut être considérée comme constante dans l'intervalle d'humidité relative 50 %-80 %.

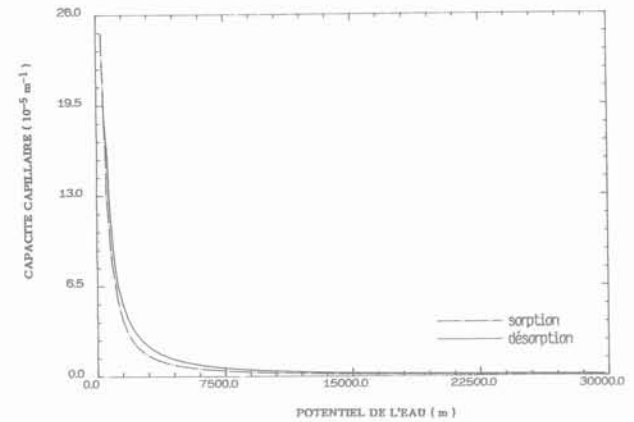


Fig. 6. — *Capacité capillaire de l'argile de Boom.*
 Fig. 6. — *Capillary capacity for Boom clay.*

4.2. La détermination des coefficients de transfert

Dans les argiles à faible porosité le transfert de l'eau est la contribution de deux mécanismes couplés convectif et diffusif dont l'évaluation expérimentale est particulièrement difficile. Une approche expérimentale du coefficient de transfert global a été réalisée à partir de l'essai d'imbibition d'une colonne de poudre d'argile stabilisée à une humidité relative de 56 % et confinée à sa pression de gonflement (pas de déformation volumique durant l'imbibition).

Le dispositif expérimental (fig. 7) est constitué d'un ensemble de couronnes surmonté d'un piston hydraulique. La partie basse de l'appareillage est reliée à un circuit de saturation. Chaque couronne est de 20 mm d'épaisseur et de 65 mm de diamètre intérieur. La pression hydraulique est obtenue par une pompe Gilson pilotée par un micro-ordinateur relié à une centrale de mesures.

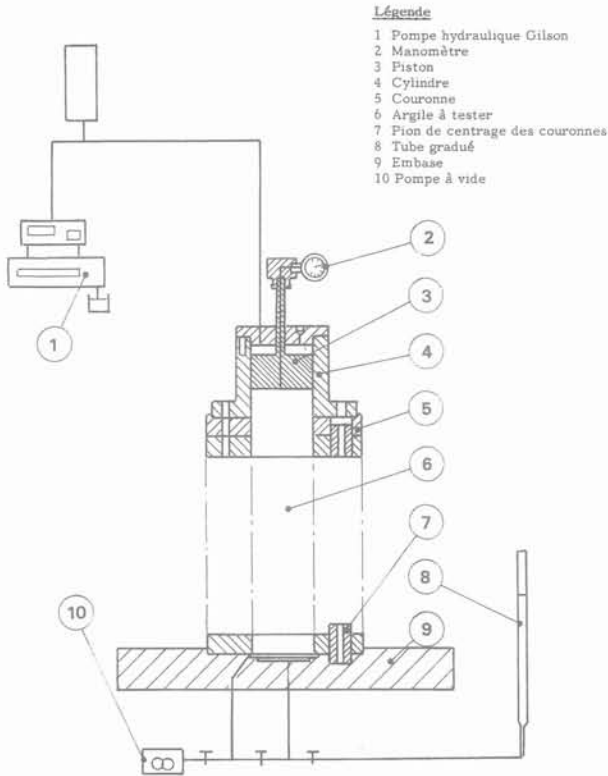


Fig. 7. — Schéma de l'appareil d'imbibition.
Fig. 7. — Apparatus for wetting study.

La détermination de la teneur en eau de chaque couronne a permis de construire de manière discrète trois profils hydriques correspondant à 14 jours, 42 jours et 70 jours (fig. 8).

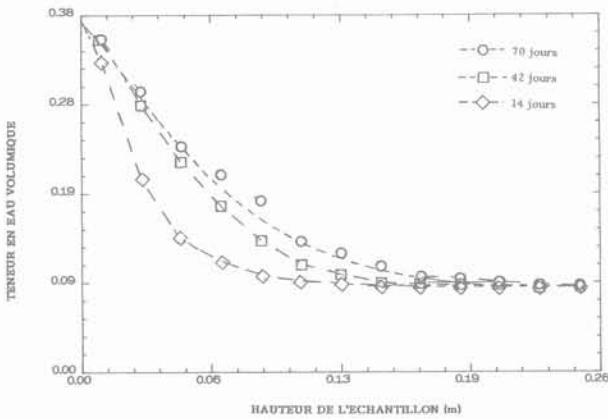


Fig. 8. — Essais d'imbibition de l'argile de Boom.
Fig. 8. — Soaking test for Boom clay.

Le coefficient de transfert global K_{wt} est obtenu à partir des essais d'imbibition par la détermination des débits d'eau et des gradients des teneurs en eau volumique (cf. annexe C). On observe sur la figure 9 que K_{wt} varie peu, il peut être considéré comme constant et approché par la valeur de la perméabilité à saturation.

L'évaluation numérique du coefficient de transfert diffusif K_{Dv} est montrée également sur la figure 9.

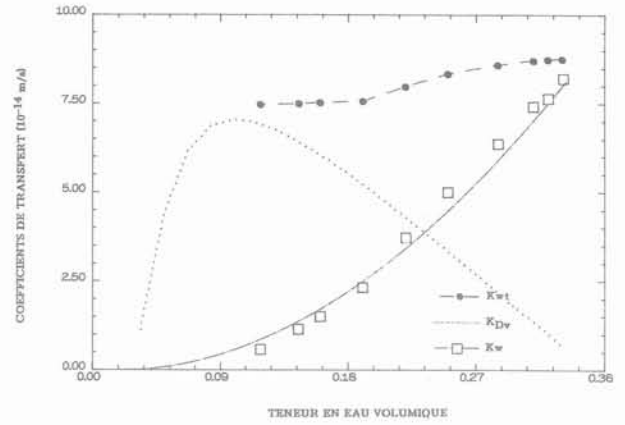


Fig. 9. — Variation des coefficients de transport.
Fig. 9. — Variation of transfer coefficients.

Enfin, la perméabilité hydraulique peut alors être déterminée à partir des coefficients de transfert global et diffusif, soit $K_w = K_{wt} - K_{Dv}$ (fig. 9).

4.3. Application du modèle à l'effet de la ventilation des galeries dans une argile profonde

En génie minier, l'effet de la ventilation est reconnu comme facteur stabilisant en diminuant la convergence des galeries. En effet, la désorption des argiles à faible porosité améliore ses caractéristiques mécaniques par la naissance de très forts potentiels d'eau (pouvant atteindre 100 fois la charge hydraulique).

Le modèle est appliqué à l'étude de la désaturation, sous l'effet de la ventilation d'air d'une galerie de 6 m de diamètre dans l'argile de Boom initialement saturée, sur la base de deux hypothèses :

- le transfert est traité comme un problème plan et s'applique à une galerie de grande longueur ;
- l'humidité relative est constante dans toute la section de la galerie, car la ventilation induit généralement des écoulements d'air de type turbulent.

Les conditions aux limites sont du type Dirichlet :

- pression capillaire constante sur la paroi de la galerie avec $h_c = -h_w$;
- hydrostatique sur les frontières extérieures $h_w = z$.

A partir des caractéristiques hydro-dynamiques de l'argile de Boom, une étude paramétrique est réalisée en faisant varier le coefficient de transfert global et l'humidité relative de l'air.

4.3.1. Influence du coefficient de transport global K_{wt}

Les profils hydriques correspondant à une humidité relative de 50 % et pour deux valeurs de K_{wt} (10^{-12} m/s et 10^{-13} m/s) sont présentés sur la figure 10.

La figure 11 montre l'extension de la zone désaturée en fonction du coefficient de transfert. L'augmentation de K_{wt} de 10^{-13} m/s à 10^{-12} m/s provoque un accroissement de la zone désaturée ; par exem-

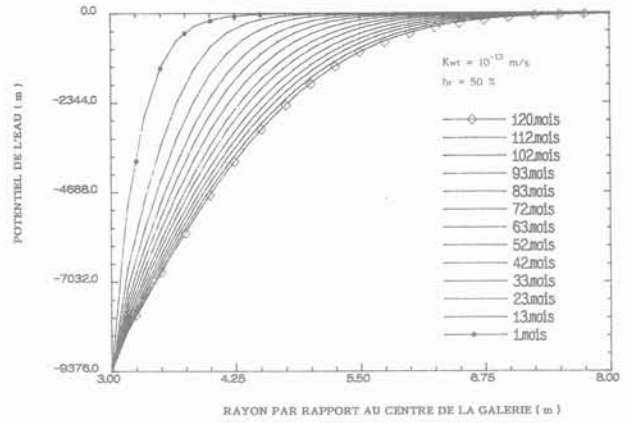
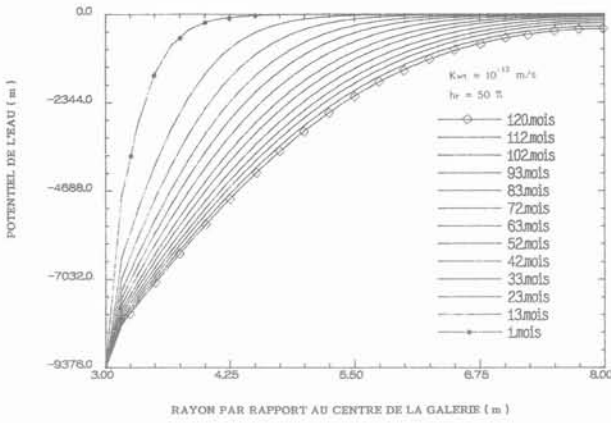


Fig. 10. — Influence du coefficient de transport sur les profils hydriques.
 Fig. 10. — Effect of transfer coefficient on the hydraulic profile.

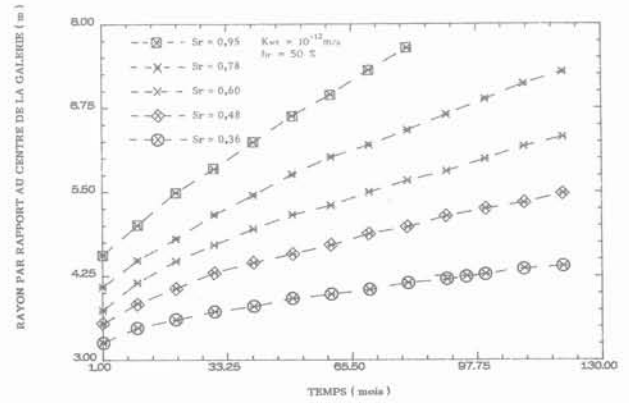
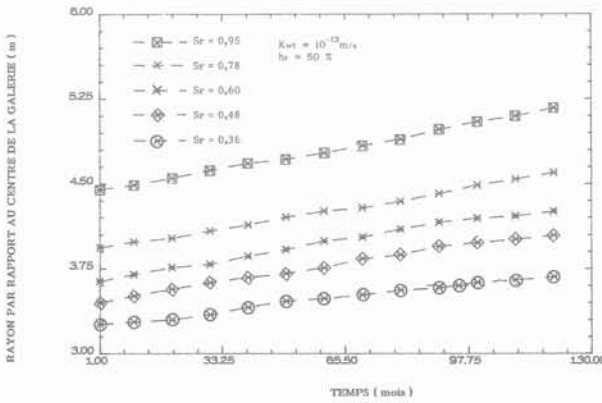


Fig. 11. — Influence du coefficient de transfert sur les zones désaturées.
 Fig. 11. — Effect of transfer coefficient on the unsaturated zones.

ple de 1,5 m à 4,25 m en 10 ans pour un degré de saturation de 0,78. On constate par ailleurs une forte dépendance des débits d'eau par rapport au coefficient de transfert global (fig. 12).

4.3.2. Influence de l'humidité relative de l'air

Deux valeurs de l'humidité relative (60 et 76 %) sont examinées avec un coefficient de transfert global de 10^{-12} m/s .

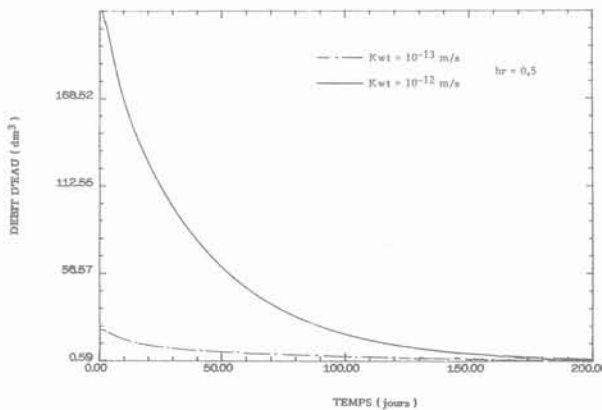


Fig. 12. — Influence du coefficient de transfert global sur les débits d'eau extraits par ventilation.
 Fig. 12. — Effect of transfer coefficient on the water flow induced by ventilation.

Les profils hydriques sont présentés sur les figures 13. On observe sur la figure 14 que la variation de l'humidité relative provoque une faible variation des zones désaturées. En ce qui concerne les débits d'eau, on remarque qu'ils varient fortement pendant 60 jours pour atteindre ensuite un régime pseudo-permanent après 150 à 200 jours (fig. 15).

5. CONCLUSION

La modélisation des transferts de masse d'eau et d'air dans une argile à forte densité prenant en compte les différents aspects de l'eau interstitielle (eau libre et liée) est présentée.

Un modèle de transfert de masse est établi avec comme variables intensives les pressions de l'air et de l'eau. Une formulation approchée est proposée en utilisant la méthode des éléments finis pour l'espace avec un schéma aux différences finies pour le temps.

Le modèle est appliqué à l'argile de Boom. Les caractéristiques hydro-dynamiques de cette argile reconditionnée sont déterminées sur des essais isothermes de sorption/désorption en conditions confinées. En revanche la détermination des coefficients de transfert est difficile à obtenir expérimentalement. L'évaluation de ces coefficients est effectuée à partir d'essais d'imbibition d'une colonne d'argile à humidité relative contrôlée. Ces essais ont mis en évidence que le coef-

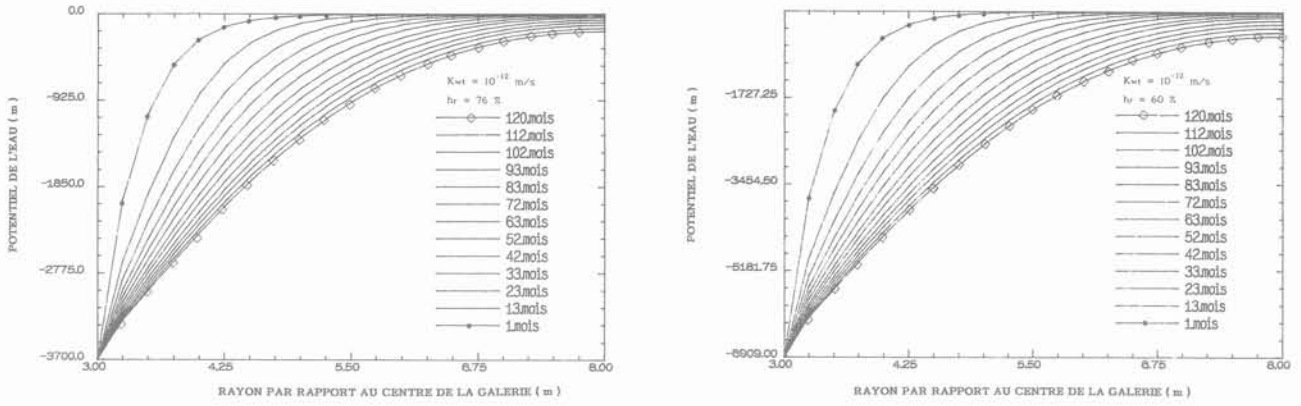


Fig. 13. — Influence de l'humidité relative sur les profils hydriques.
 Fig. 13. — Effect of relative humidity on water potential profile.

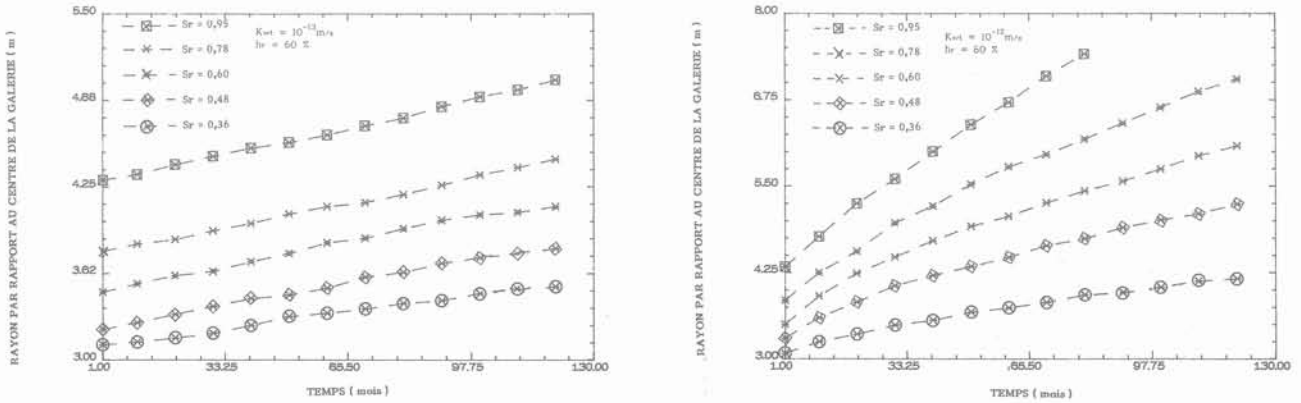


Fig. 14. — Influence de l'humidité relative sur les zones désaturées.
 Fig. 14. — Effect of relative humidity on the unsaturated zones.

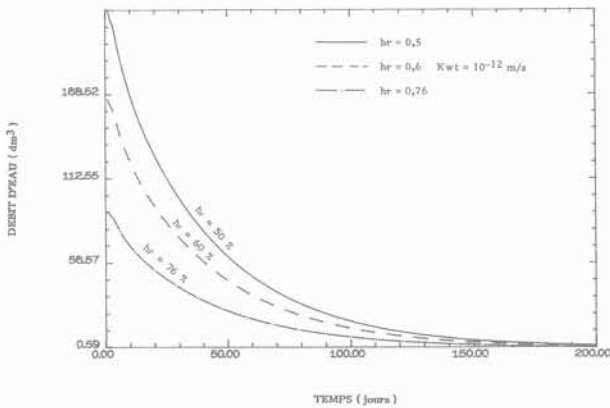


Fig. 15. — Influence de l'humidité relative sur les débits d'eau extraits par ventilation.
 Fig. 15. — Effect of relative humidity on the water flow induced by ventilation.

Cette couronne désaturée est principalement gouvernée par le coefficient de transfert global. En revanche la diminution de l'humidité relative de l'air ventilé provoque une plus faible augmentation du domaine désaturé. Le régime permanent de transfert d'eau dans le massif argileux s'établit après environ un an de ventilation.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) BALDI G., HUECKEL T., PEANO A., PELLEGRINI (1990), *Developments in modelling of thermo-hydro-geomechanical behavior of Boom clay and clay based buffer materials*. Final report for CEC, ISMES, Bergamo, Italy.
- (2) BEAR T., BACHMAT Y. (1984), *Transport phenomena in porous media, basic equations in fundamentals of transport phenomena in porous media*. Martinus Nishoff Publishers, Boston.
- (3) CHANG C.S., DUNCAN J.M. (1983), *Consolidation analysis for partially saturated clay by using an elastic-plastic effective stress-strain model*. Int. Jour. Num. Anal. Meth. Geomech. n° 7, pp. 39-55.
- (4) DAIAN J.F. (1986), *Processus de condensation et de transfert d'eau dans un matériau méso et macroporeux : étude du mortier de ciment*.

ficient de transfert global de l'eau, qui est la contribution de la perméabilité hydraulique et du coefficient de transfert diffusif, pourrait être considéré comme constant et approché par la valeur de la perméabilité hydraulique à saturation.

L'étude de l'effet de la ventilation d'une galerie a permis de montrer l'existence d'une zone désaturée.

Thèse de Docteur d'Etat INPG et Université de Grenoble.

- (5) FLOOD E.A. (1967), *The solid-gas interface*. Marcel-Dekker Publishers New-York.
- (6) FRIPIAT J.J., COLL J. (1982), *Comportement micro-dynamique et thermo-dynamique de l'eau dans les suspensions argileuses*. Symp. adsorption gas-sol. and liquid-sol. Interface, pp. 449-447.
- (7) OUVRY J.F. (1986), *Etude physique et rhéologique des argiles congelées application à l'argile profonde de Boom (Belgique)*. Thèse de Docteur-Ingénieur, INP de Lorraine.
- (8) PUSCH R., HÖKMARK H. (1990), *Basic model of water and gas flow through smectite clay buffers*. Eng. geology n° 28, pp. 379-389.
- (9) RICHARDS B.G., CHAN C.Y. (1969), *Prediction of pore pressures in earth dams*. Proc. 7 th ICSMEF 2, Mexico, pp. 355-362.

- (10) SCHNEEBELI M., BEAR T., WYDLER H., FLÜHLER H. (1991), *In situ measurement of water potential and water content in unsaturated granitic rock*. Proc. of NEA-OECD Workshop on gas generation and release from radioactive waste repositories, Aix-en-Provence, pp. 1-9.
- (11) TESSIER (1984), *Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux : hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation*. Thèse de Docteur d'Etat, Université de Paris VII, INRA de Versailles.
- (12) WHITAKER S. (1983), *Transport processes with heterogeneous reaction*. 25 th. Anniversary Reactor Design Conference Santana, Argentina.

Nous tenons à remercier le Centre d'Étude de l'Énergie Nucléaire SCK-CEN (Belgique) pour nous avoir fourni le matériau de cette étude.

**ANNEXE A :
RÉSOLUTION NUMÉRIQUE DES ÉQUATIONS DE TRANSFERT**

La solution numérique du problème de transfert est établie à partir d'une formulation variationnelle. On considère sur un domaine V deux champs de pression virtuels cinématiquement admissibles E_1 et E_2 vérifiant les conditions aux limites de type DIRICHLET sur les portions de surface S_1 et S_3 (fig. A1).

$E_1 = \{H_w/H_w \text{ régulière sur } V, H_w = h_w^* \text{ sur } S_1\}$
 $E_2 = \{H_g/H_g \text{ régulière sur } V, H_g = h_g^* \text{ sur } S_3\}$

Sur les portions de surface S_2 et S_4 de normale n_o les conditions aux limites sont du type NEUMANN :

$(Q_w + C \cdot Q_g) \cdot n_o = \lambda_1 \quad \text{sur } S_2$

$((1 - C) \cdot Q_g) \cdot n_o = \lambda_2 \quad \text{sur } S_4$

La formulation variationnelle du problème s'écrit :

— pour la phase eau :

$\int_V \Phi_w \cdot \left(\frac{\partial(h_g - h_w)}{\partial t} \right) \cdot H_w \cdot dv$
 $+ \int_{S_2} \lambda_1 \cdot H_w \cdot ds + \int_V (\rho_w \cdot K_w \cdot \nabla(h_w) \cdot \nabla(H_w)) \cdot dv$
 $+ \int_V \rho_g \cdot K_g \cdot C \cdot \nabla(h_g) \cdot \nabla(H_w) \cdot dv$
 $+ \int_V \rho_g \cdot K_{Dv} \cdot \nabla(h_g - h_w) \cdot \nabla(H_w) \cdot dv = 0 \quad (1)$

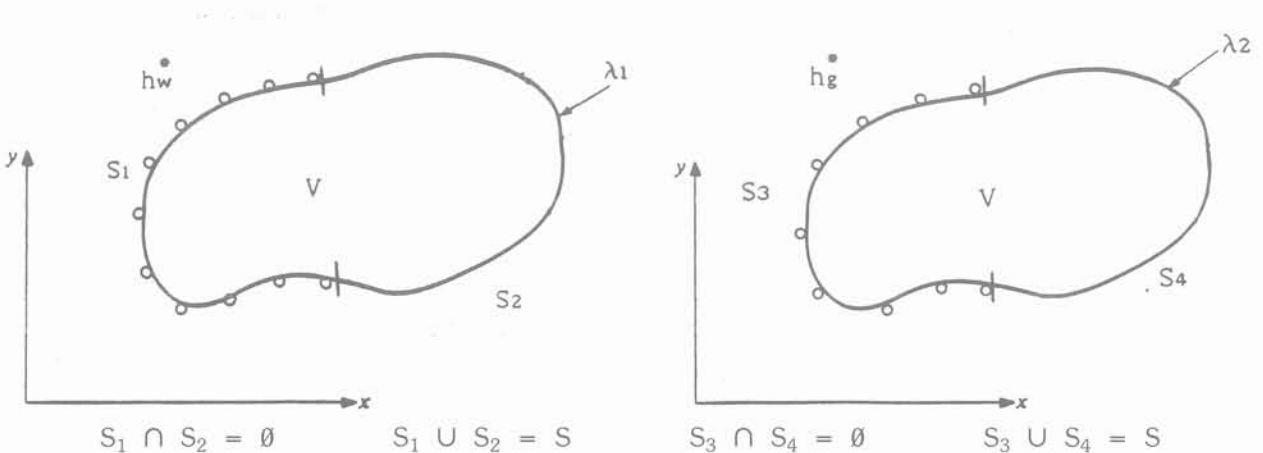


Fig. A1. — Schématisation des conditions aux limites dans le domaine V de surface extérieure S.
 Fig. A1. — Boundary conditions in V space and S surface.

— pour la phase gazeuse :

$$\int_V \Phi_g^1 \cdot \frac{\partial h_g}{\partial t} \cdot H_g \, dv + \int_{s2} \Phi_g^2 \cdot \frac{\partial h_w}{\partial t} \cdot H_g \cdot dv$$

$$+ \int_{s4} \lambda_2 \cdot H_g \cdot ds + \int_V (\rho_g \cdot K_g \cdot (1 - C) \cdot \nabla(h_g) \cdot \nabla(H_g) \, dv = 0 \quad (2)$$

1.1 Discrétisation de l'espace par la méthode des éléments finis

Les champs de pressions d'eau $h_w(t)$ et de gaz $h_g(t)$ sont définis dans les espaces de dimensions infinies H_w et H_g . La méthode des éléments finis consiste à construire deux espaces H_{wo} et H_{go} de dimensions finies qui admettent une base de fonction $\{N\}$ sur laquelle sont approchées les pressions :

$$H_w(x,t) = \sum_j N_j(x) \cdot H_{wj}(t)$$

$$h_{wo}(x,t) = \sum_i N_i(x) \cdot h_{wi}(t)$$

$$H_g(x,t) = \sum_j N_j(x) \cdot H_{gj}(t)$$

$$h_{go}(x,t) = \sum_i N_i(x) \cdot H_{gi}(t)$$

Les fonctions d'approximation sont ensuite introduites dans les équations variationnelles (1) et (2) :

1.1.1. Pour l'eau

$$\int_V \Phi_w \cdot \sum_i N_i \cdot \frac{\partial(h_{gi} - h_{wi})}{\partial t} \cdot N_j \cdot dv$$

$$+ \int_{s2} \lambda_1 \cdot N_j \cdot ds + \int_V \rho_w \cdot K_w \cdot \sum_i \nabla(N_i) \cdot h_{wi} \cdot \nabla(N_j) \, dv$$

$$+ \int_V \rho_g \cdot C \cdot \sum_i \nabla(N_i) \cdot h_{gi} \cdot \nabla(N_j) \cdot dv$$

$$+ \int_V \rho_g \cdot K_{Dv} \cdot \sum_i \nabla(N_i) \cdot (h_{gi} - h_{wi}) \cdot \nabla(N_j) = 0$$

1.1.2. Pour le gaz

$$\int_V \Phi_g^1 \cdot \sum_i N_i \cdot \frac{\partial h_{gi}}{\partial t} \cdot N_j \cdot dv + \int_V \Phi_g^2 \cdot \sum_i N_i \cdot \frac{\partial h_{wi}}{\partial t} \cdot N_j \cdot dv$$

$$+ \int_{s4} \lambda_2 \cdot N_j \cdot ds + \int_V \rho_g \cdot K_g \cdot (1 - C) \cdot \sum_i \nabla(N_i) \cdot h_{gi} \cdot \nabla(N_j) \cdot dv = 0$$

En posant :

$$M_{wij}^1 = \int_V \Phi_w^1 \cdot N_i \cdot N_j \cdot dv = - M_{wji}^2$$

$$R_{wij}^1 = \int_V \rho_g \cdot C \cdot \nabla(N_i) \cdot \nabla(N_j) \cdot dv$$

$$R_{wji}^2 = \int_V \rho_w \cdot K_w \cdot \nabla(N_i) \cdot \nabla(N_j) \cdot dv$$

$$- \int_V \rho_g \cdot K_{Dv} \cdot \nabla(N_i) \cdot \nabla(N_j) \cdot dv$$

$$F_{wj} = \int_{s2} \lambda_1 \cdot N_j \cdot ds$$

$$M_{ajj}^1 = \int_V \Phi_g^1 \cdot N_i \cdot N_j \cdot dv$$

$$M_{ajj}^2 = - \int_V \Phi_g^2 \cdot N_i \cdot N_j \cdot dv$$

$$R_{ajj} = \int_V \rho_g \cdot K_g \cdot (1 - C) \cdot \nabla(N_i) \cdot \nabla(N_j) \cdot dv$$

$$F_{aj} = \int_{s4} \lambda_2 \cdot N_j \cdot ds$$

On obtient le système d'équation suivant :

$$[M_w^1] \cdot \left\{ \frac{\partial h_g}{\partial t} \right\} + [M_w^2] \cdot \left\{ \frac{\partial h_w}{\partial t} \right\} + [R_w^1] \cdot \{h_g\}$$

$$+ [R_w^2] \cdot \{h_w\} + \{F_w\} = 0$$

$$[M_a^1] \cdot \left\{ \frac{\partial h_g}{\partial t} \right\} + [M_a^2] \cdot \left\{ \frac{\partial h_w}{\partial t} \right\} + [R_a] \cdot \{h_g\}$$

$$+ \{F_a\} = 0$$

1.2. Discrétisation du temps par un schéma aux différences finies

L'intégration des variables $h_g(t)$ et $h_w(t)$ par rapport au temps est effectuée par un schéma semi-implicite de type EULER.

$$[A_w^1] \cdot \{h_g\}_{tj+1} + [A_w^2] \cdot \{h_w\}_{tj+1} = [A_w^3] \cdot \{h_g\}_{tj}$$

$$+ [A_w^4] \cdot \{h_w\}_{tj} + \Delta t/2(\{F_w\} + \{F_w\}_{tj+1})$$

$$[A_a^1] \cdot \{h_g\}_{tj+1} + [A_a^2] \cdot \{h_w\}_{tj+1} = [A_a^3] \cdot \{h_g\}_{tj}$$

$$+ [A_a^4] \cdot \{h_w\}_{tj} + \Delta t/2(\{F_a\} + \{F_a\}_{tj+1})$$

avec :

$$\int_{tj}^{tj+1} h_g(t) \cdot dt = \alpha_o \cdot \Delta t \cdot h_g(tj+1)$$

$$+ (1 - \alpha_o) \cdot \Delta t \cdot h_g(tj)$$

$$\int_{tj}^{tj+1} h_w(t) \cdot dt = \alpha_o \cdot \Delta t \cdot h_w(tj+1)$$

$$+ (1 - \alpha_o) \cdot \Delta t \cdot h_w(tj)$$

$$[A_w^1] = [M_w^1] + [R_w^1] \cdot \Delta t/2$$

$$[A_a^1] = [M_a^1] + [R_a^1] \cdot \Delta t/2$$

$$[A_w^2] = [M_w^2] + [R_w^2] \cdot \Delta t/2$$

$$[A_a^2] = [M_a^2]$$

$$[A_w^3] = [M_w^1] - [R_w^1] \cdot \Delta t/2$$

$$[A_a^3] = [M_a^1] - [R_a^1] \cdot \Delta t/2$$

$$[A_w^4] = [M_w^2] - [R_w^2] \cdot \Delta t/2$$

$$[A_a^4] = [M_a^2]$$

$$[A_w^5] = \Delta t/2 \cdot ([F_w]_{ij} + [F_w]_{ij+1})$$

$$[A_a^5] = \Delta t/2 \cdot ([F_a]_{ij} + [F_a]_{ij+1})$$

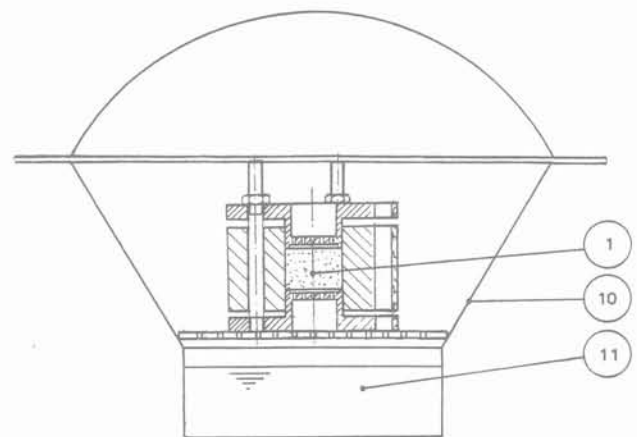
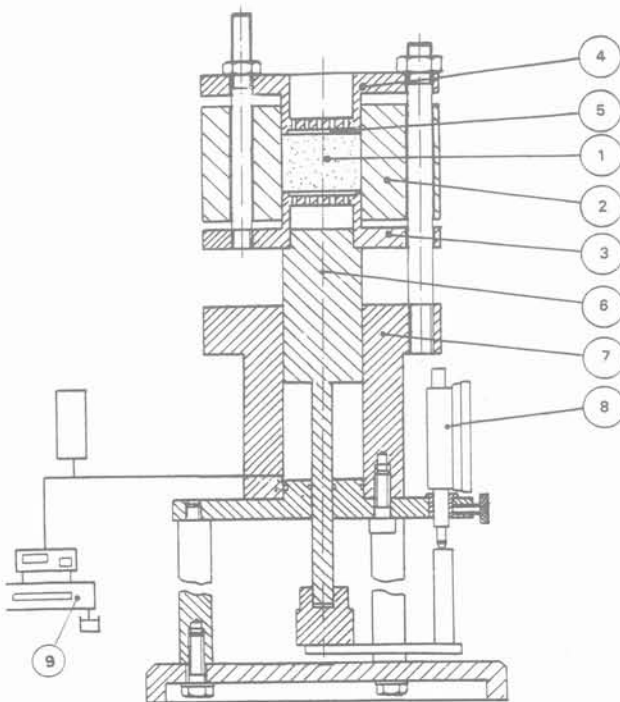
ANNEXE B : DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL POUR LES ESSAIS DE SORPTION/DÉSORPTION SUR UN MATÉRIAU CONFINÉ

Dans les argiles actives la modification de leur état hydrique génère des déformations volumiques. Afin de rester dans le cadre d'un milieu indéformable, nous avons développé un dispositif permettant de maintenir confinées des galettes d'argile pendant les essais de sorption/désorption.

Ainsi la boue d'argile est consolidée sur un chemin œdométrique par l'intermédiaire de deux pistons dont l'effort est produit par un vérin hydraulique (fig. B1).

La pression hydraulique est produite par une pompe Gilson pilotée par un micro-ordinateur.

Après consolidation de la boue d'argile, la galette ainsi obtenue reste confinée par l'intermédiaire des deux pistons maintenus en déplacement par un dispositif vis et écrou. L'ensemble galette d'argile, bague et pistons est ensuite introduit dans une enceinte à humidité relative contrôlée par des solutions salines saturées.



Légende :

- 1 Argile à tester
- 2 Bague œdométrique
- 3 Piston
- 4 Piston
- 5 Disque métallique poreux
- 6 Piston hydraulique
- 7 Chemise
- 8 Comparateur
- 9 Pompe hydraulique Gilson
- 10 Enceinte à humidité relative contrôlée
- 11 Solution saline saturée

Fig. B1. — Appareillage œdométrique destiné à la réalisation des galettes d'argile confinée pour les essais sorption/désorption.
Fig. B1. — Special œdometer for preparation of specimens for absorption/desorption tests.

**ANNEXE C :
DÉTERMINATION DU COEFFICIENT DE TRANSFERT GLOBAL
A PARTIR DES ESSAIS D'IMBIBITION**

Dans le cas où la pression de la phase gazeuse est à la pression atmosphérique le transfert de l'eau est décrit par l'équation :

$$\frac{\partial (\theta_w)}{\partial t} + \nabla (-K_w \cdot \nabla (h_w) - \frac{\rho_{vs}}{\rho_w} \cdot \chi \cdot (n - \theta_w) \cdot D_o \cdot \frac{g \cdot M_v}{R \cdot T} \cdot h_r \cdot \nabla (h_w)) = 0 \quad (1)$$

A partir des essais de sorption/désorption $h_w(\theta_w)$ et de la loi de KELVIN l'équation (1) peut se mettre sous la forme :

$$\frac{\partial (\theta_w)}{\partial t} = \nabla (K_{ot} \cdot \nabla (\theta_w)) \quad (2)$$

avec :

$$K_{ot} = K_{wt} \cdot \frac{\partial h_w}{\partial \theta_w}$$

$$K_{wt} = K_w + \frac{\rho_{vs}}{\rho_w} \cdot \chi \cdot (n - \theta_w) \cdot D_o \cdot \frac{g \cdot M_v}{R \cdot T} \cdot h_r$$

Dans le cas de l'imbibition d'une colonne d'argile, l'équation (2) devient :

$$\int_x^H \frac{\partial \theta_w}{\partial t} dx = \int_x^H \frac{\partial}{\partial x} \left(K_{ot} \cdot \frac{\partial \theta_w}{\partial x} \right) dx$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_x^H \theta_w dx = -K_{ot} \cdot \frac{\partial \theta_w}{\partial x}$$

La masse d'eau $m_w(t_o)/x$ entrant à l'abscisse X et au temps t_o est proportionnelle à l'aire hachurée (fig. C1) :

$$m_w(t_o)/x = \rho_w \cdot \int_H^x \theta_w dx = -\rho_w \cdot \int_x^H \theta_w dx$$

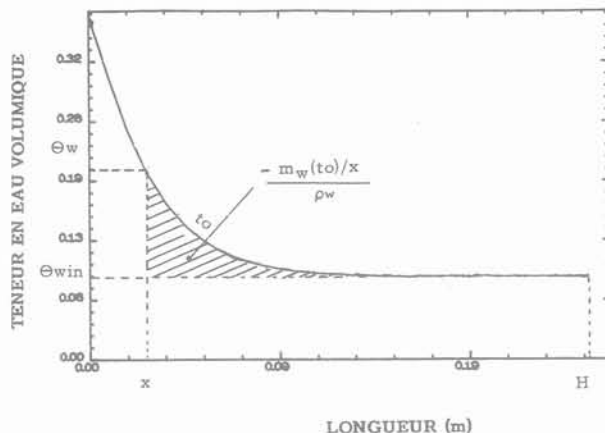


Fig. C1. — Masse d'eau adsorbée dans l'essai d'imbibition.
Fig. C1. — Adsorbed water in soaking tests.

Les débits d'eau sont évalués à une abscisse donnée pour différents temps d'imbibition :

$$Q_w/x = \frac{m_w(t_2) - m_w(t_1)}{t_2 - t_1} / x$$

Le coefficient de diffusivité globale K_{ot} est déterminé à partir des débits d'eau et du gradient de la teneur en eau volumique :

$$K_{ot}/x = \left(\frac{Q_w}{\frac{\partial \theta_w}{\partial x}} \right) / x$$

D'où le coefficient de transfert global :

$$K_{wt} = K_{ot} \cdot \frac{d\theta_w}{dh_c}$$

avec :

$$\frac{d\theta_w}{dh_c}, \text{ capacité capillaire.}$$

THÈSES

PANTET A.

Creusement de galeries à faible profondeur à l'aide d'un tunnelier à pression de boue. Mesures « in situ » et étude théorique du champ de déplacements.

INSA de Lyon, Laboratoire de Géotechnique, Département Génie civil. Directeurs de thèse : M. KASTNER, directeur du Laboratoire de Géotechnique à l'INSA de Lyon, 20, avenue A.-Einstein 69100 Villeurbanne (72.43.83.24). M. J. PIRAUD, BRGM, Département Ingénierie géotechnique, av. de Concyr, Orléans-La Source 45100, (38.64.34.34).

La technique du tunnelier, bien que très sophistiquée n'élimine pas les problèmes de tassements, provoqués par le creusement d'une galerie. Ce travail a pour objectif d'étudier le champ de déplacements provoqués par les travaux d'excavation d'une galerie à faible profondeur, réalisée dans des terrains meubles de type granulaire. L'interprétation des mesures « in situ » permet de connaître les causes et les origines des déplacements, leur ampleur et leur zone d'influence. L'estimation des déplacements à partir d'une formulation théorique est un problème délicat, qui doit intégrer tous les aspects de la construction d'un ouvrage souterrain dans un massif de sol donné. L'influence des paramètres définissant les conditions initiales et aux limites et le choix d'une loi de comportement du sol ont été étudiés.

RAMPNOUX N.

Relations entre la fracturation et la perméabilité en pays calcaire. Etudes en laboratoire et in situ, à l'aide des outils hydrauliques et diagraphiques (Doubs, Franche-Comté).

Université de Franche-Comté, Besançon. Laboratoire de Géologie Structurale et Appliquée.

Un site expérimental représentatif du milieu calcaire fissuré a été étudié dans le Jurassique supérieur de la vallée de la Loue. Un forage carotté de trente mètres a été réalisé et exploité à l'aide des techniques de laboratoire : mesures de la porosité et de la perméabilité sur échantillons, mesures de la vitesse ultrasonique, quantification de la fissuration sur carottes. Sur le terrain, nous avons procédé à des essais hydrauliques par injection entre obturateurs et à des diagraphies soniques et de densité. Les volumes rocheux concernés ont été explorés en surface à partir de la sismique réfraction.

Les principaux résultats permettent d'introduire les paramètres hydraulique liés ou non à la fissuration du massif calcaire. On constate un fort effet d'échelle entre les mesures de laboratoire et de terrain. En effet, la matrice homogène et isotrope est perturbée par les fissures (fermées ou ouvertes). En laboratoire, la matrice constitue un milieu continu qui s'avère, en réalité, discontinu sur le terrain. Les résultats de la

mesure diagraphique d'atténuation des ondes mécaniques hautes fréquences (ondes P réfractées), de type « indice Ic », fournissent une bonne caractéristique hydraulique des calcaires fissurés, cependant ces mesures doivent être utilisées avec prudence et après correction dans les zones à argilosité reconnue. La mise en évidence systématique des seules fractures significatives du point de vue des écoulements dans le massif est possible en associant cette diagraphie d'indice de perméabilité (Ic) à d'autres mesures diagraphiques, par exemple de type gamma-ray.

GOUIA B.

Analyse de la stabilité de talus. Application à la mine à ciel ouvert de Nefta-Tozeur (Tunisie).

Centre de géologie de l'Ingénieur. Ecole des Mines de Paris. Responsable : R. COJEAN.

On étudie la stabilité des talus naturels ou artificiels pour les mines à ciel ouvert. Après un aperçu sur les méthodes classiques de calcul à la rupture, on compare avec la méthode des éléments finis, utilisée pour définir les champs de contraintes et de déformations dans le talus qui font apparaître les zones critiques dans le massif. Celles-ci aident à la compréhension des mécanismes de déformation et de rupture progressive qui constituent le mode le plus général de l'évolution des versants instables.

L'utilisation de différents modèles rhéologiques caractérisant le comportement des matériaux, conduit à des résultats assez contrastés. Chacune des lois considérées pourrait être satisfaisante pour des applications déterminées.

En particulier, on a étudié une configuration morphologique et géologique assez répandue : celle de talus ou versants en relief tabulaire, constitués de formations géologiques en roches meubles ou plastiques (marne ou argile) surmontées d'une formation en roches cohérentes (calcaire ou grès). Les résultats de ces simulations permettent d'illustrer et de comprendre le comportement de certains talus artificiels de mines à ciel ouvert ou de versants naturels.

Dans une deuxième partie, on a analysé le cas d'une future mine à ciel ouvert du secteur Nefta-Tozeur située dans le bassin phosphaté de Gafsa en Tunisie, en tenant compte du fluage.

LEVACHER D.

Modélisation numérique et physique du battage des pieux. Simulation en centrifugeuse du comportement de pieux.

Université de Nantes. Contact : D. LE HOUEDEC, Laboratoire de Mécaniques des Structures, Ecole centrale de Nantes. D. LEVACHER, Laboratoire de Mécaniques des Fluides. Université du Havre.

L'objet du travail est l'étude du battage des pieux et de leur comportement. Dans la première partie sont présentées les principales méthodes de modélisation numérique du système pieu-sol soumis à des sollicitations dynamiques. L'attention est portée sur la définition des lois d'interaction sol-pieu en latéral et en pointe. Un état des connaissances des lois rencontrées dans la littérature montre la difficulté à déterminer les paramètres les régissant. Une méthode de calcul basée sur les différences finies est proposée pour l'analyse de battage de pieux. Les performances et les limites d'un code de calcul sont clairement, exposées. Une

meilleure définition des lois d'interaction est abordée. A partir d'essais dynamiques réalisés à l'aide, d'une part d'un pénétromètre et d'autre part d'une barre instrumentée, il est possible d'analyser en détail les phénomènes d'interaction. Les résultats mettent en évidence que la vitesse particulaire est un paramètre significatif de la résistance dynamique en cours de battage. Dans la seconde partie, sont décrits les essais réalisés sur des modèles centrifugés. La faisabilité de l'étude est présentée : réalisation du massif, modélisation de modèles, mise en œuvre des pieux, essais de capacité portante et de résistance latérale.

CONCOURS POUR LES JEUNES SCIENTIFIQUES EUROPÉENS

La Commission des Communautés Européennes nous fait savoir que la DG XII (Direction de la Science, de la Recherche et du Développement) organise un concours entre les jeunes scientifiques européens âgés de 15 à 21 ans, seuls ou pour des groupes allant jusqu'à trois personnes, doté de nombreux prix, dont les premiers de 6 000 écus, ayant pour but d'encourager l'excellence scientifique, la créativité, la coopération et les échanges entre jeunes en Europe.

Pour tous renseignements s'adresser à :

Monsieur Charles WHITE
PRESS OFFICER DG XII
Tél. : (32.2) 235.53.69
Fax : (32.2) 235.88.65

Écoulement d'un matériau granulaire à travers un orifice : effet de paroi

Flow of a granular media out of a silo through an orifice : effect of walls

N.E. ABRIAK

Chargé de Recherches, Responsable du Laboratoire de Mécanique des sols, Ecole des Mines de Douai*

R. GOURVES

Maître de conférence au CUST de Clermont-Ferrand**

Rev. Franç. Géotech. n° 61, pp. 47-61 (décembre 1992)

Résumé

On présente l'influence de la nature de la paroi sur le comportement statique et cinématique du matériau analogique de SCHNEEBELI. Cette étude a été menée sur un silo bidimensionnel à parois lisses ou rugueuses, à fond plat ou à trémie.

Une étude statique consistant à déterminer la distribution des efforts dans un silo chargé a aussi été effectuée. Les résultats expérimentaux s'accordent assez bien avec la théorie de JANSSEN. Cette étude montre aussi que certains phénomènes propres aux écoulements des milieux granulaires s'expliquent qualitativement et quantitativement par la seule considération des déplacements des particules. Par ailleurs, ces écoulements ont été classés en deux modes suivant la rugosité et l'inclinaison de la trémie.

Abstract

The effect of the walls on the statical and kinematical behaviour of an analogical material (or SCHNEEBELI's one) is presented. A two dimensional model with smooth or wrinkled walls, plane bottom or with a hopper, has been used during this study.

The stress distribution within the material in the silo is determined by means of a static analysis ; this study confirms the results of JANSSEN's theory, improving the experimental method. Some phenomena particular to flow of granular media are explained, in a qualitative and quantitative manner, by means of rolls displacements.

* 941, rue Charles-Bourseul, BP 838, 59508 Douai Cedex.

** Groupe de Recherche Génie Civil, BP 206, 63174 Aubière.

1. INTRODUCTION

Plusieurs laboratoires de recherches se sont penchés sur les problèmes des effets de parois au travers d'expériences reproduisant partiellement les conditions industrielles. Certains auteurs (2, 6, 10) ont tenté d'analyser les différentes situations en créant des modèles approchant le plus possible la réalité en vue d'élaborer des théories de plus en plus fines.

La plupart des recherches ultérieures ont porté sur la détermination expérimentale de la charge totale exercée sur le fond des silos (3, 9). A partir de ces résultats, les auteurs déduisent la charge supportée par la paroi puis, par dérivation, la contrainte exercée sur cette dernière. De nombreuses études ont montré que la distribution des efforts varie énormément qu'il s'agisse de matériaux compressibles ou de matériaux dilatants (8, 9).

2. CALCUL DES EFFORTS AU SEIN DE LA COLONNE D'ESSAI

2.1. Méthode expérimentale (GOURVES et FAUGERAS)

Pour étudier l'état des contraintes au sein d'un matériau analogique enfermé entre deux parois rigides verticales très rapprochées, on a utilisé la méthode de GOURVES et FAUGERAS qui est basée sur le principe suivant : plusieurs rouleaux sont déplacés suivant leur axe longitudinal ; leur résistance à l'enfoncement étant proportionnelle aux forces radiales les sollicitant, la connaissance de la force nécessaire pour les déplacer permet de calculer l'état de contrainte par une simple relation.

Cette force peut être mise sous la forme suivante :

$$F_z = \lambda \sigma_z + \mu \sigma_x \text{ et } F_x = \lambda \sigma_x + \mu \sigma_z$$

λ et μ sont des coefficients qui dépendent des caractéristiques géométriques de la plaque utilisée pour déplacer les rouleaux. Pour déterminer ces coefficients, il est nécessaire d'opérer dans un champ de contrainte connu. Pour ce faire, GOURVES et FAUGERAS (5) ont conçu une machine de compression biaxiale. Ainsi, les contraintes macroscopiques à l'intérieur du massif sont déterminées à partir des relations suivantes :

$$\sigma_v = [1/(\lambda^2 - \mu^2)] (\lambda F_z - \mu F_x)$$

$$\sigma_h = [1/(\lambda^2 - \mu^2)] (\lambda F_x - \mu F_z)$$

On a choisi, pour ce travail, de ne mesurer que la contrainte moyenne $P = [(\sigma_v + \sigma_h)/2]$ en utilisant une tige de section circulaire de diamètre 2 cm.

2.2. Méthode de JANSSEN

JANSSEN a étudié l'équilibre d'une couche horizontale de matière ensilée d'épaisseur dZ soumise à des charges verticales et horizontales (fig. 1).

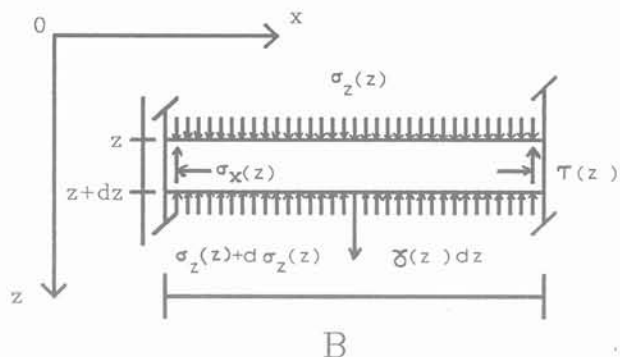


Fig. 1. — Représentation d'une tranche et des efforts qui s'y exercent.

Fig. 1. — Representation of slice and of force acting on it.

Si on considère le bilan des forces dans la direction Z

$$S \sigma_z + \gamma S dZ - \tau P dZ - (\sigma_z + (d\sigma_z) s) = 0$$

d'où :

$$(d\sigma_z/dZ) + [(ktg\phi/Rh)\sigma_z] = \gamma \quad (1)$$

σ_z : contrainte verticale sur une section située à la côte Z,

σ_x : contrainte horizontale sur une section située à la côte Z,

γ : poids volumique de la couche à la profondeur Z,

ϕ : angle de frottement interne,

Φ : angle de frottement paroi/grain,

τ : contrainte de cisaillement,

Rh : rayon hydraulique dans le cas du modèle bidimensionnel $Rh = B/2$,

B : diamètre de la colonne,

P : périmètre.

La solution de l'équation (1) est de la forme :

$$\sigma_z = (\gamma Rh / Ktg\phi) [1 - \exp [(-Ktg\phi/Rh)Z]]$$

$$\sigma_x = K\sigma_z ; K = [(1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)]$$

Dans le cas où la surface libre du massif est chargée, la solution de (1) est de la forme :

$$\sigma_z (Z) = A_0 \exp [(Ktg\phi/Rh)Z] + (\gamma Rh / Ktg\phi) [1 - \exp [(-Ktg\phi/Rh)Z]]$$

Q : charge totale.

A_0 se détermine par passage à la limite ; pour $Z = 0$ nous avons :

$$\sigma_z(0) = A_0 \text{ donc } A_0 = Q/S ;$$

d'où :

$$\sigma_z(Z) = (Q/S) \exp [(-Ktg\phi/Rh)Z] + (\gamma Rh / Ktg\phi) [1 - \exp [(-Ktg\phi/Rh)Z]]$$

Nota : Il existe diverses méthodes plus récentes qui ne donnent pas, pour autant, de résultats plus satisfaisants.

3. TECHNIQUES EXPÉRIMENTALES

3.1. Dispositif expérimental

3.1.1. Silo à fond plat

Le silo à fond plat est représenté par une colonne qui est constituée de deux montants droits comportant une échelle graduée (de cinq centimètres en cinq centimètres), qui sert de repère pendant le remplissage et la vidange.

Les dimensions du fût sont les suivantes :

- hauteur : 1,80 m ;
- longueur : 0,30 ;
- profondeur : 0,15 m.

Pour permettre une étude cinématique, le silo possède, en son fond plat, cinq ouvertures permettant l'écoulement des rouleaux. La sélection du nombre d'ouvertures (0 à 5) et l'agrandissement de l'ouverture (de 0 à 2 cm) sont réalisés grâce à des plaques coulissantes contenant respectivement 2, 3, 4 et 5 orifices.

3.1.2. Silo muni d'une trémie

En ce qui concerne le silo à trémie, il est représenté par deux montants verticaux de même dimension que ceux du modèle à fond plat. Les trémies sont matérialisées par des plaques calées dans le silo en quatre points ; les inclinaisons possibles sont : 15°, 30°, 45° et 60°.

Afin d'avoir des repères fixes dans le massif, un cadre métallique a été réalisé sur lequel un maillage est matérialisé par des carrés de 5 × 5 cm.

3.2. Mise en place du matériau

Les rouleaux sont déposés dans le massif sous l'effet de la pesanteur, les couches successives ne sont pas compactées mais simplement disposées de façon à ce que les génératrices des rouleaux soient bien parallèles entre elles. Signalons que ce matériau est très peu compressible sous pression isotrope, la densité initiale de mise en place est constante et voisine de $d = 1,11$. Cela permet d'avoir une bonne répétitivité dans l'assemblage, ce qui n'est pas le cas d'autres produits pulvérulents.

Or, on sait bien que pour un milieu granulaire donné, l'empilement des grains est très aléatoire et ses propriétés locales varient considérablement d'une région à une autre du massif, et également entre plusieurs reconstitutions d'un même empilement.

On ne peut considérer deux empilements successifs comme identiques que si leur porosité moyenne ou leur densité en vrac sont égales. Ces paramètres sont implicitement définis en pratique comme des moyennes volumiques et, dans la plupart des cas, elles sont utilisées comme variables locales, mais l'inconvénient de cette définition est qu'en général, la moyenne spatiale d'une variable physique dépend du volume de référence choisi. Pour obtenir des essais comparables, il faut que les empilements de rouleaux conservent des conditions globales identiques. Cette manière de procéder est à la base de l'approche probabiliste.

On s'est attaché dans ces expériences à reproduire des massifs équivalents. On a eu tout de même de la dispersion due au caractère aléatoire que l'on a essayé

de réduire au maximum en réalisant la même mesure plusieurs fois.

En effet, on sait que si on effectue la mesure un nombre de fois suffisamment grand suivant un processus à chaque fois identique, la moyenne statistique de la grandeur mesurée tendra vers sa moyenne probabiliste. Ceci a été vérifié dans le cas de l'étude statistique qui a été réalisée (1), qui consiste à étudier la répartition des contraintes au sein du massif.

3.3. Dispositif de mesure des contraintes

On a utilisé un appareil de mesure de contrainte basé sur le concept de GOURVES et FAUGERAS, et mis en place une chaîne d'acquisition automatique de mesures aboutissant directement à la création d'un fichier de valeurs sur micro-ordinateur. Ce dernier permet d'effectuer toute sorte de dépouillement.

Il s'agit d'un capteur de force référencé « TME FGTC », son étendue de mesure est de 0-5 daN, il est raccordé à un coffret que gère éventuellement une imprimante.

Ce capteur délivre un signal électrique proportionnel à la pression subie, que le coffret met en forme en vue de son exploitation. L'ensemble assure les fonctions suivantes :

- possibilité de mesure et de mémorisation de force relative ;
- gestion d'une liaison informatique pour raccordement à un micro-ordinateur ;
- recopie analogique proportionnelle à la pression mesurée ;
- indication du dépassement de l'échelle ;
- affichage numérique de la pression avec indication de mesure et mémorisation de la valeur maximale atteinte selon l'échelle ou les échelles choisies.

3.4. Mise en œuvre des essais

3.4.1. Etude statique

Une seule et même procédure fut suivie pour réaliser tous les essais. Elle consiste à rechercher la répartition des pressions isotropes au sein du massif en fonction de la profondeur : sur chaque carré de la surface qui a été discrétisée, on relève la force nécessaire pour déplacer un certain nombre de rouleaux selon leur axe longitudinal selon le mode opératoire suivant :

- on met en place les rouleaux jusqu'à une hauteur bien déterminée ;
- on applique la charge verticale Q ;
- on pousse avec le capteur bien perpendiculairement au massif sur un ensemble de rouleaux jusqu'à déplacement de ceux-ci ;
- on relève la force ;
- on remet à zéro l'afficheur du conditionneur avant de passer au carré voisin ;
- une fois un passage complet effectué, on décharge le système et on foisonne le massif pour éliminer les concentrations de contraintes.

On répète ces opérations plusieurs fois afin d'avoir un nombre de mesures suffisant pour permettre une analyse statistique satisfaisante.

3.4.2. Etude cinématique

Pour chaque manipulation, les modèles ont été remplis de la même manière et sur une hauteur identique. L'observation d'ensemble du matériau analogique est effectuée à l'aide de couches de rouleaux colorés, espacées de 5 cm. Pendant l'écoulement, des photos sont prises toutes les secondes.

Principe de la méthode : on suit, lors de l'écoulement filmé en vidéo, l'évolution de quelques rouleaux au sein du modèle bidimensionnel à paroi lisse ou rugueuse, à fond plat ou à trémie avec un orifice centré ou excentré, on analyse image par image et on en déduit :

- les déplacements des grains et leurs vitesses instantanées selon leurs positions (X, Y) dans le silo ;
- l'évolution globale du massif.

En utilisant un programme adéquat, on obtient automatiquement les déplacements relatifs de ces points par rapport à la moyenne des déplacements du même cliché, et on obtient également le graphe des vitesses relatives de différents points par rapport à la vitesse moyenne sur l'intervalle de temps considéré.

4. COMPARAISON ENTRE LA MÉTHODE DE JANSSEN ET LA MÉTHODE EXPÉRIMENTALE

Les comparaisons des différentes courbes obtenues sont indiquées sur les figures 2 et 3.

On constate que la méthode expérimentale donne en général des efforts plus élevés que ceux obtenus théoriquement. Cependant, cette différence a tendance à

disparaître au fur et à mesure que la profondeur augmente dans le cas où la surface libre est non chargée (fig. 2), la courbe expérimentale ne présente pas de différence notable avec celle obtenue par la méthode de JANSSEN.

En revanche, sur la figure 3 qui représente la comparaison entre les courbes théorique et expérimentale dans le cas où la surface libre est chargée, on constate qu'il existe, à la partie supérieure de la colonne, une très grande différence entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques, ces dernières étant très faibles.

Mais, à partir d'une hauteur $H = 50$ cm cette différence diminue nettement et disparaît à une hauteur $H = 120$ cm. Ces résultats sont analogues à ceux obtenus par MEZGHANI à l'Université de Clermont-Ferrand. Cette différence est due à la répartition non régulière de la charge dans la partie haute du silo.

5. EFFET DE PAROIS

5.1. Etude des trajectoires des particules : $Z = f(t)$

On a rempli, pour chaque expérience, le modèle à la même hauteur ($Z = 50$ cm), on repère alors un certain nombre de particules colorées en notant leurs coordonnées de départ. Ensuite, après déclenchement du chronomètre au moment où l'orifice est ouvert, on suit en temps réel le mouvement des particules.

Des écoulements dans des modèles munis de parois semi-rugueuses et de parois rugueuses ont été réalisés. Le mouvement du rouleau repéré est suivi sur un écran plat à partir de sa position initiale (X_0, Z_0) jusqu'à la sortie de l'orifice de vidange.

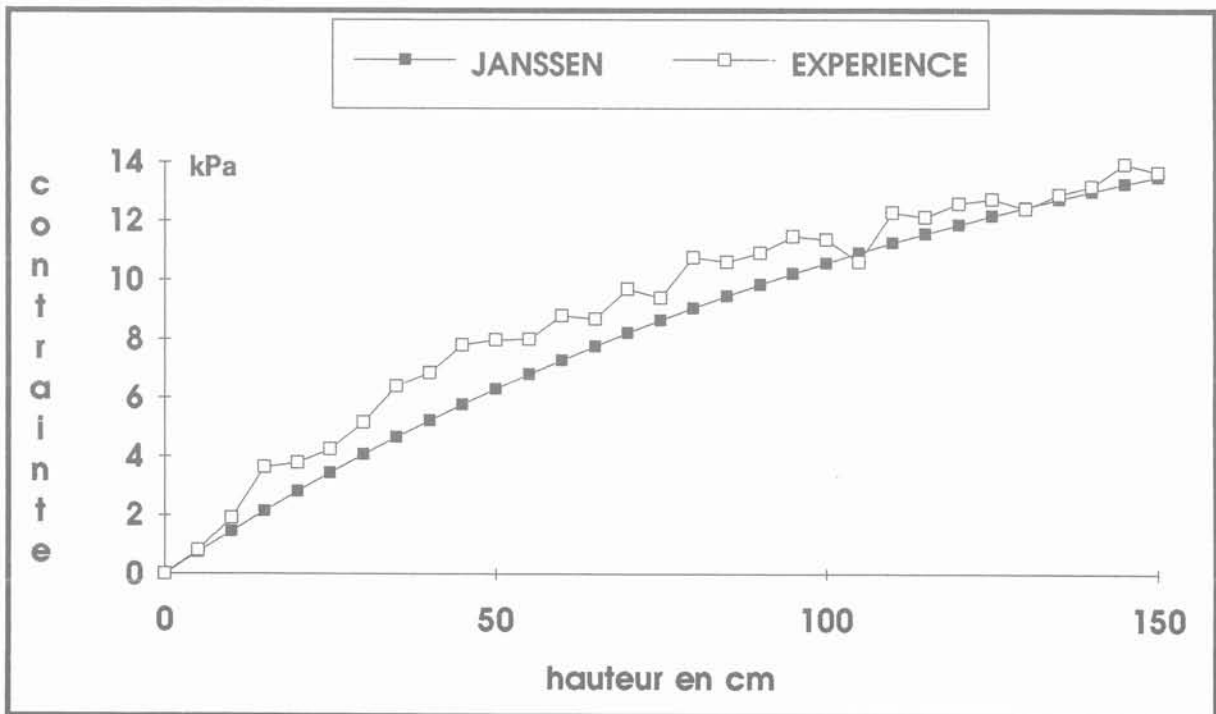


Fig. 2. — Comparaison des méthodes théorique et expérimentale (surface libre non chargée).
Fig. 2. — Comparison between the experimental and theoretical methods (boundary free of charge).

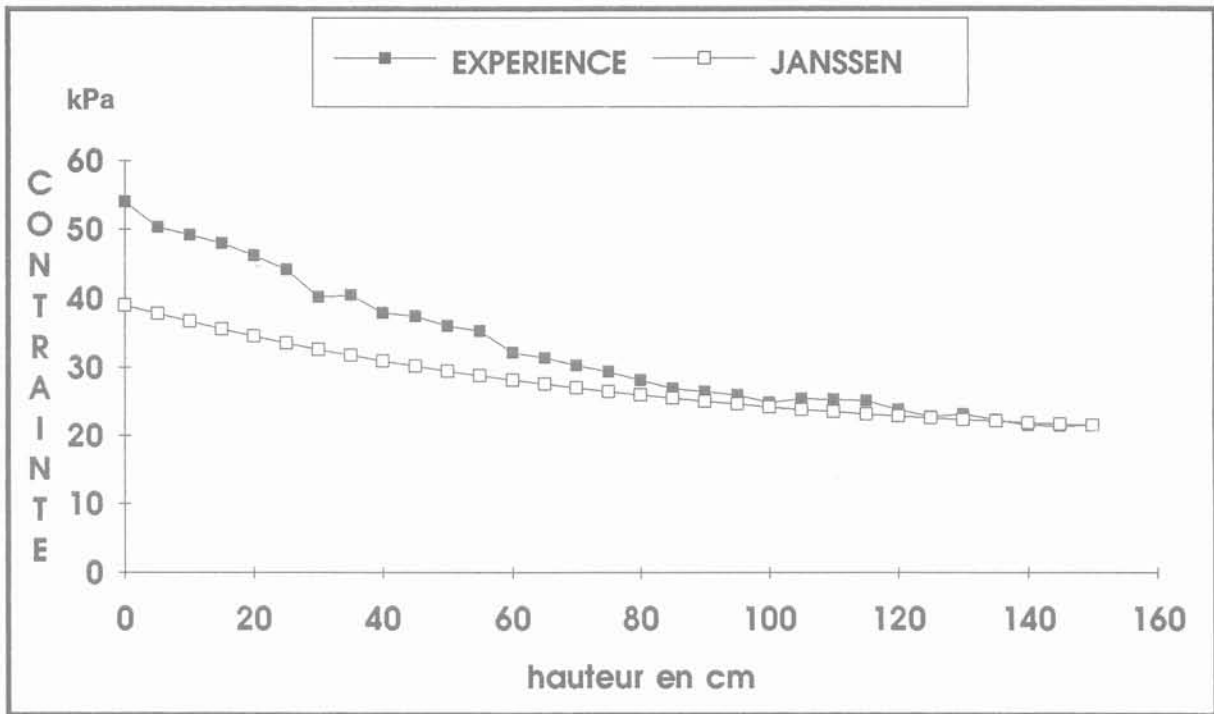


Fig. 3. — Comparaison entre les courbes théorique et expérimentale (surface libre chargée).
Fig. 3. — Comparison between experimental and theoretical curves (boundary submitted to charges).

Ainsi, pendant les 18 premières secondes d'écoulement, on a relevé toutes les deux secondes la valeur de la côte Z. Après 18 secondes les valeurs de la côte Z ont été notées toutes les secondes. Dans tous les essais réalisés, les rouleaux se sont écoulés selon le mode dit « de cheminée », la dimension de l'orifice étant constante.

5.1.1. Silo à fond plat et à parois semi-rugueuses

Les courbes des figures 4 à 7 représentent l'évolution des particules au cours du temps ; ainsi la figure 4 est relative aux particules repérées au voisinage des parois. La figure 5 correspond aux particules repérées dans la zone intermédiaire. La figure 6 représente l'évolution des particules dans l'axe de la colonne. Les courbes des figures 4, 5 et 6 montrent que les particules dans les trois zones évoluent dans un fuseau assez restreint. Ceci s'explique par le fait que les grains sont animés d'une même vitesse dans chaque zone.

Si l'on compare la trajectoire d'un grain au voisinage des parois avec les deux autres trajectoires relatives, respectivement à un grain de l'axe de la colonne et à un grain de la zone intermédiaire (fig. 7), on constate que les grains évoluent dans un même faisceau jusqu'à une certaine hauteur $Z = 35$ cm, puis les trois courbes divergent. Ceci s'explique par le fait que les grains doivent changer de direction au voisinage des parois lorsqu'ils atteignent la zone de transition pour s'orienter vers l'orifice de vidange, ce qui provoque un certain ralentissement par rapport aux deux autres. Ce phénomène est évidemment très accentué dans le cas d'un orifice excentré pour les grains qui se trouvent de l'autre côté de l'orifice.

5.1.2. Silo à fond plat et parois rugueuses

Le même principe que précédemment a été utilisé. Ainsi les courbes des figures 9 et 10 montrent que dans ces deux zones la vitesse reste sensiblement constante, puisque les grains évoluent dans un faisceau très resserré. Une première conclusion est que dans ces deux zones les mouvements des grains au sein du massif ne sont pas perturbés par la présence de parois rugueuses. Par ailleurs, au voisinage des parois les trajectoires des grains ne sont plus dans un même faisceau, mais ces dernières sont indépendantes les unes des autres.

Ceci montre que dans cette zone latérale, le mouvement des grains est très perturbé par la rugosité des parois. Ce phénomène s'accroît au fur et à mesure qu'on se rapproche de celle-ci, cette augmentation de la perturbation se fait sentir différemment sur la partie haute du modèle.

La figure 11 montre clairement ce phénomène : elle présente une comparaison entre l'allure des différentes trajectoires obtenues dans les trois zones du modèle. Toutefois, on note que l'évolution des déplacements des grains en fonction du temps, à la base supérieure de la paroi du modèle, après une vidange centrée, semble indiquer qu'en début de vidange il se produit un certain ralentissement. Ceci est également discernable, comme on le verra par la suite, sur les mesures de déplacements faites au voisinage des parois.

En conclusion, nous pouvons dire que les différences relevées entre les trajectoires des particules des différentes zones peuvent être imputées, non seulement à la position et à la dimension de l'orifice de vidange mais surtout à la nature de la paroi. En fait,

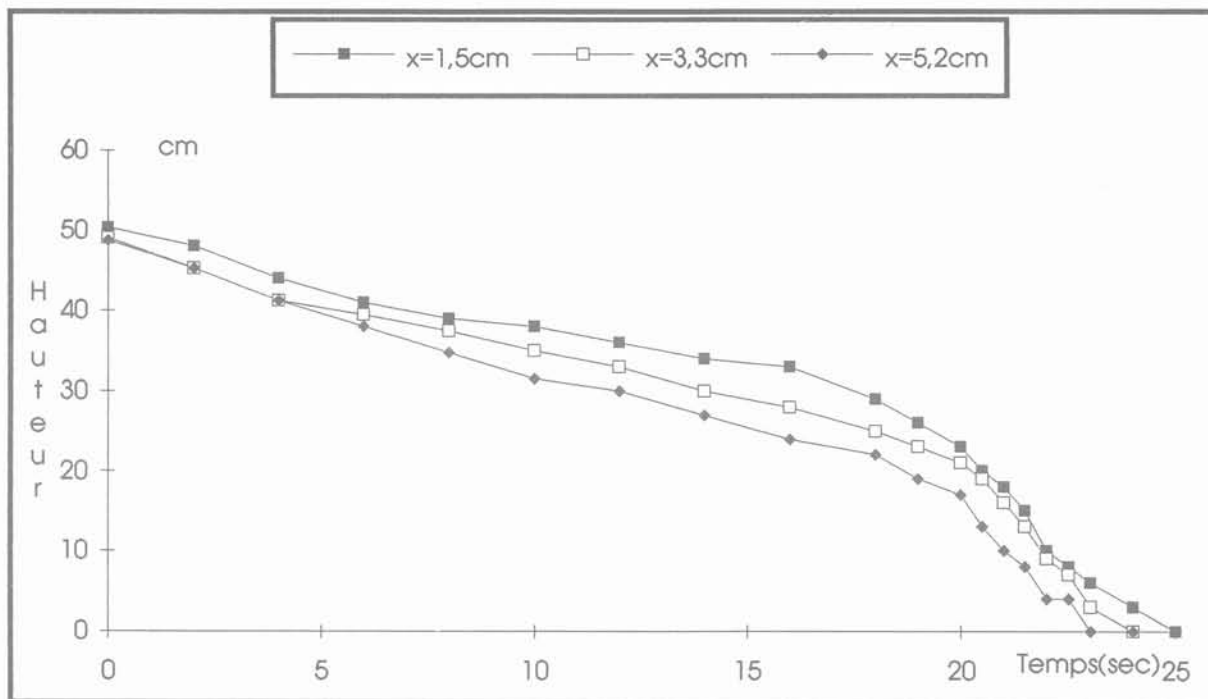


Fig. 4. — Trajectoires des particules au voisinages des parois semi-rugueuses.
 Fig. 4. — Trajectories of particles in the vicinity of the semi-wrinkled walls.

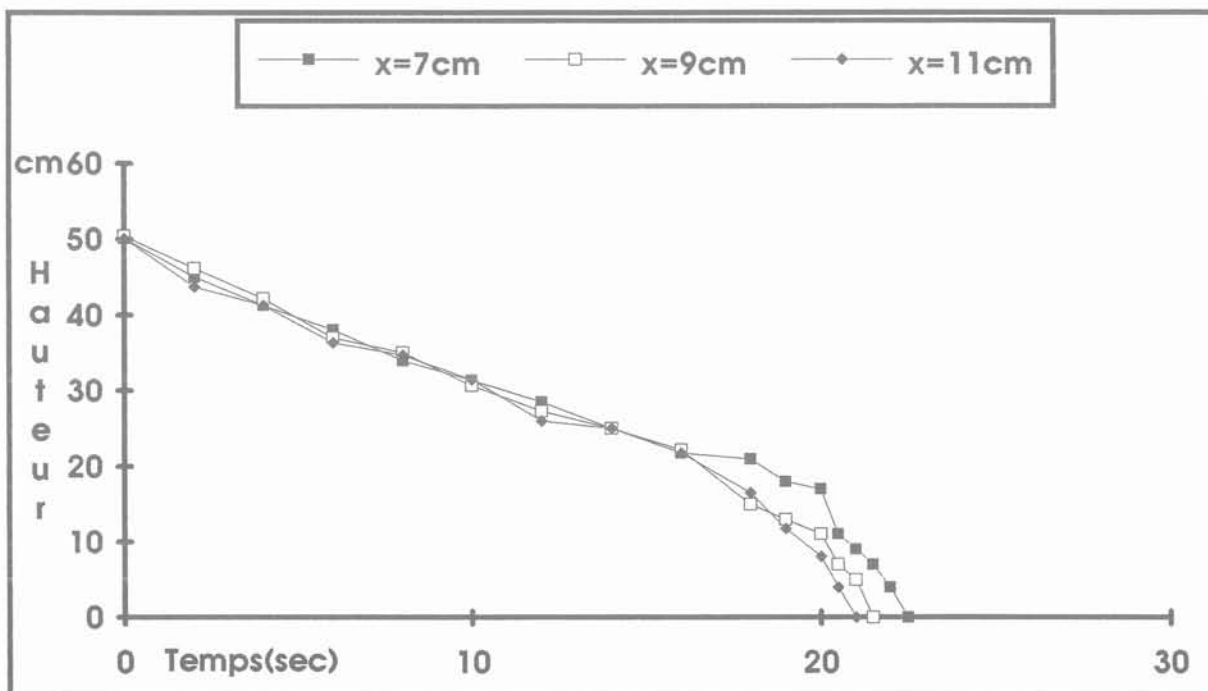


Fig. 5. — Trajectoires des particules de la zone intermédiaire (parois semi-rugueuses).
 Fig. 5. — Trajectories of particles of the intermediate region (semi-wrinkled walls).

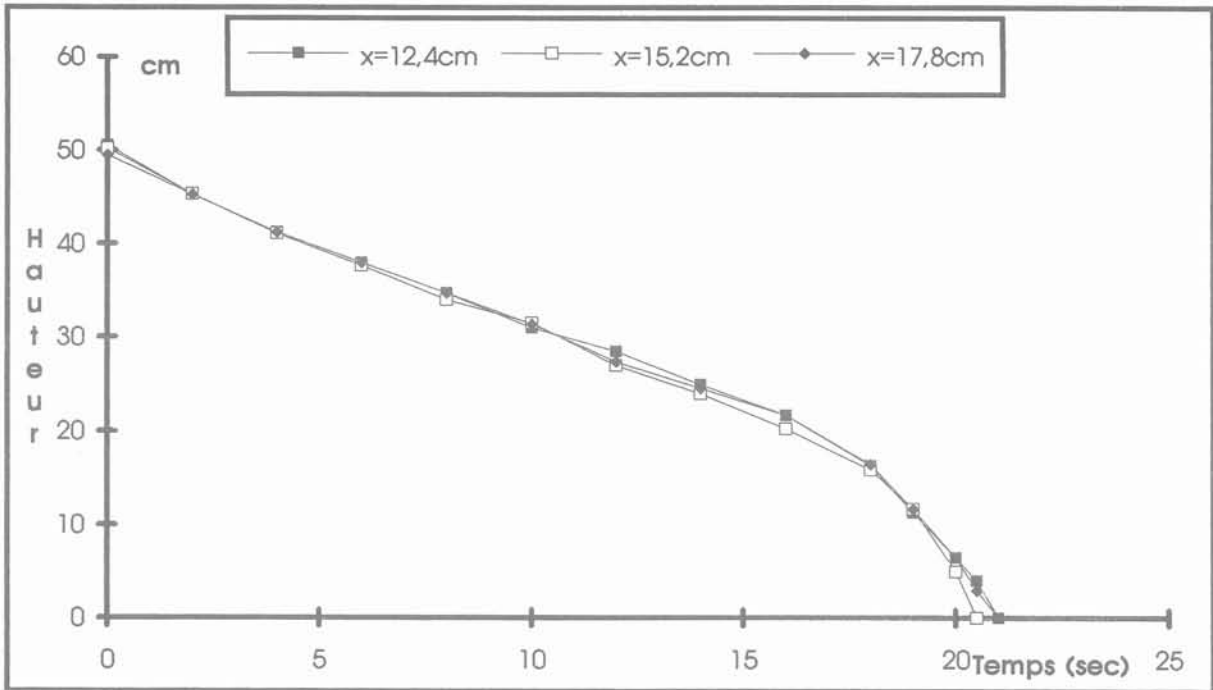


Fig. 6. — Trajectoires des particules de l'axe de la colonne (parois semi-rugueuses).
 Fig. 6. — Trajectories of particles situated on the axes of the column (semi-wrinkled walls).

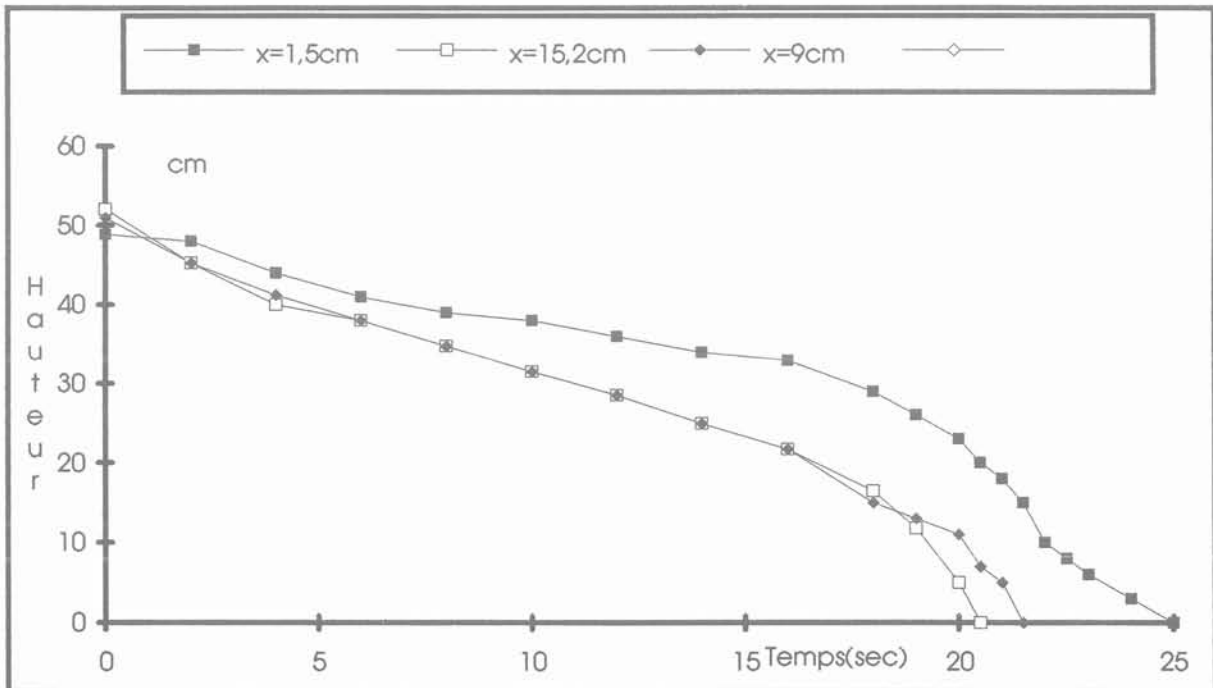


Fig. 7. — Comparaison entre les trajectoires des particules des trois zones (parois semi-rugueuses).
 Fig. 7. — Comparison of the trajectories of particles situated in each one of the regions (semi-wrinkled walls).

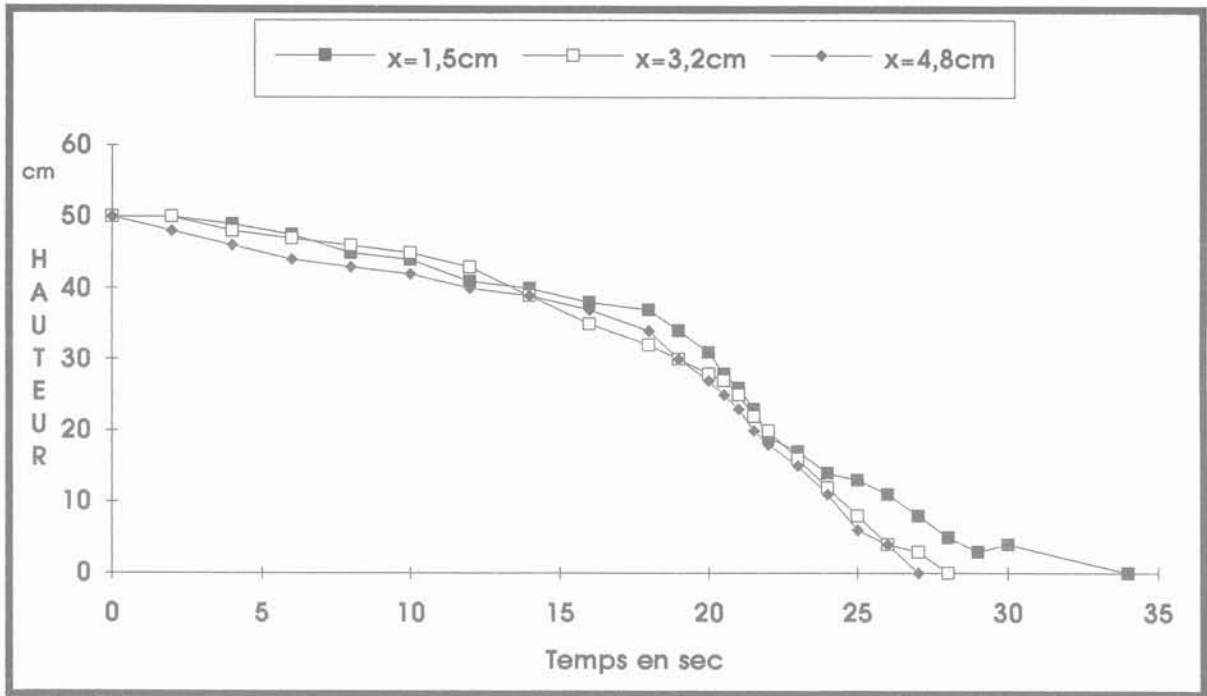


Fig. 8. — Trajectoires des particules au voisinage des parois (parois rugueuses).
 Fig. 8. — Trajectories of particles located in the vicinity of wrinkled walls.

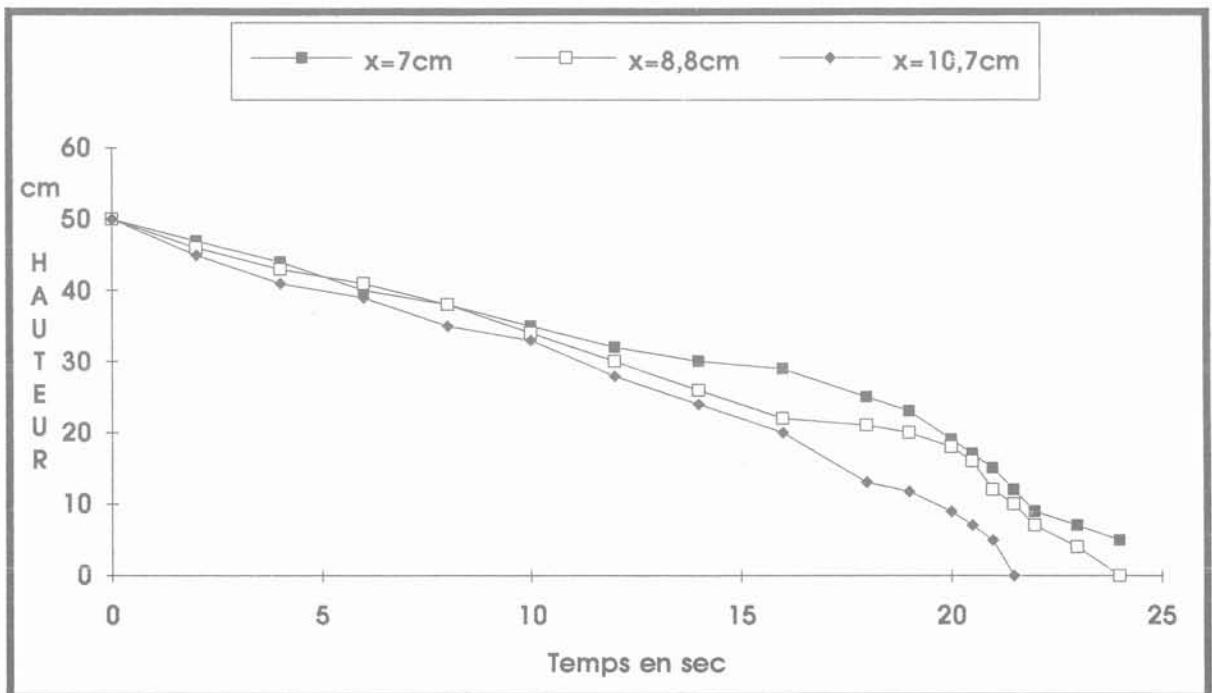


Fig. 9. — Trajectoires des particules de la zone intermédiaire (parois rugueuses).
 Fig. 9. — Trajectories of particles of the intermediate region (in the case of wrinkled walls).

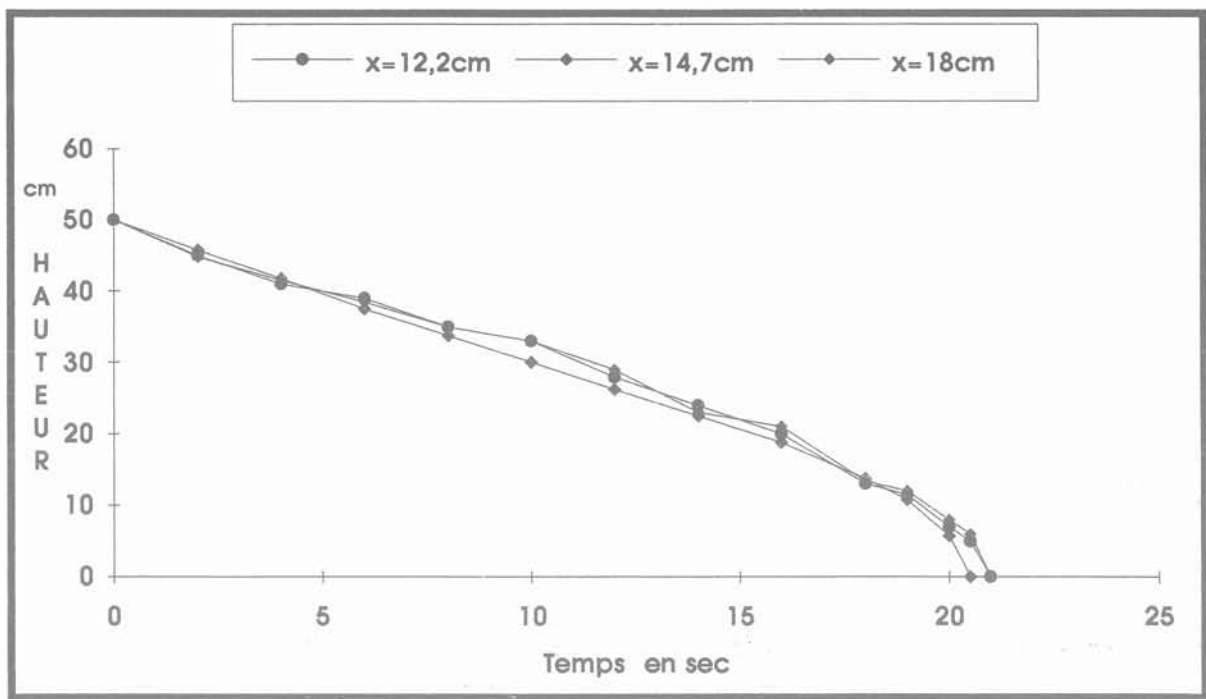


Fig. 10. — Trajectoire des particules de l'axe de la colonne (parois rugueuses).
 Fig. 10. — Trajectories of particles located on the axes of the column (wrinkled walls).

les grains au contact ou à proximité de la paroi rugueuse mettent plus de temps pour atteindre l'orifice de vidange, environ 35 secondes (fig. 11), alors que ce temps est de l'ordre de 24 secondes pour les grains qui se trouvent à proximité des parois semi-rugueuses (fig. 7) ; donc la nature des parois provoque des modifications relativement importantes du comportement local du matériau ensilé.

5.2. Influence de la rugosité sur le mode d'écoulement

Les résultats expérimentaux concernant l'écoulement à travers un orifice dans un modèle à parois rugueuses ou semi-rugueuses et à trémie inclinée de 45° et 60° sont présentés ici. Les mesures et les résultats obtenus au cours de ces essais représentent une

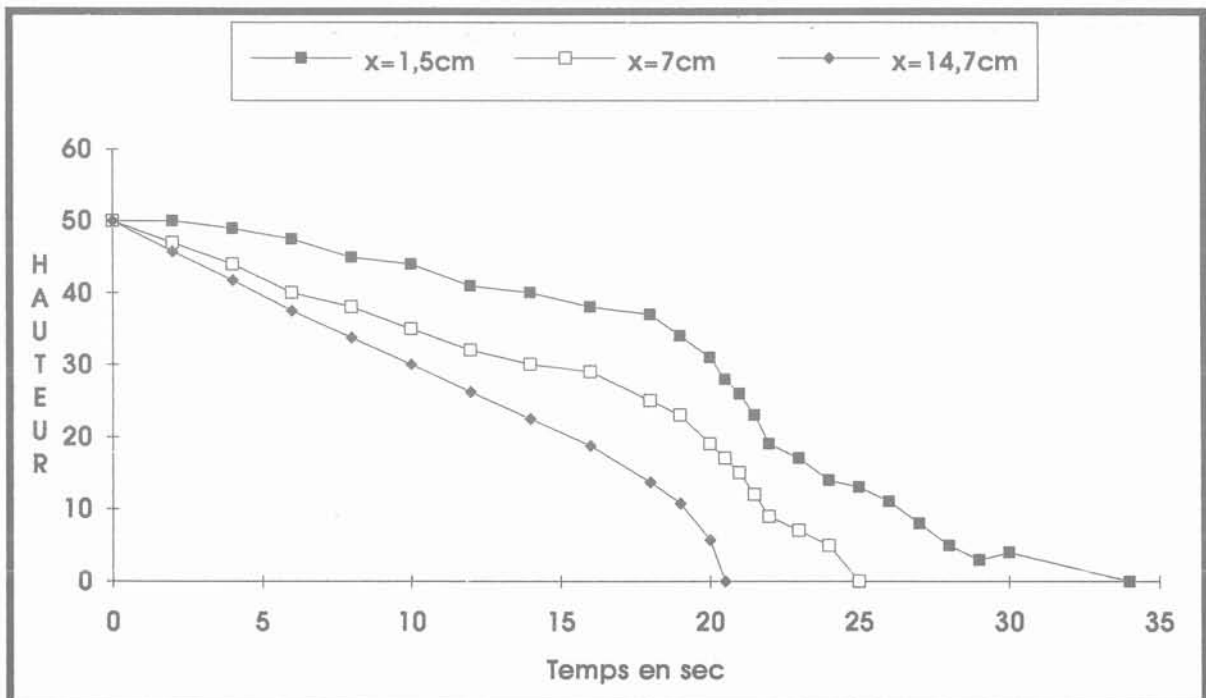


Fig. 11. — Comparaison entre les trajectoires des particules des trois zones (parois rugueuses).
 Fig. 11. — Comparison between the trajectories of particles of the three regions (in the case of wrinkled walls).

masse de données considérable dont l'exploitation et le traitement ont conduit aux interprétations et aux conclusions présentées ci-dessous.

5.2.1. Etude qualitative

Au cours de ces expériences on a distingué, en général, deux types d'écoulement : écoulement en masse et écoulement en cheminée. De plus, dès le début de la vidange, tout le matériau descend régulièrement et on observe un mouvement d'ensemble du matériau ; c'est ce que l'on observe généralement dans les silos prototypes ou en grandeur réelle, munis de trémies lisses et suffisamment inclinées. En ce qui concerne le débit massique, on constate expérimentalement, que pour un orifice de diamètre donné et une paroi latérale de rugosité bien déterminée, celui-ci augmente rapidement avec l'inclinaison et diminue légèrement avec la rugosité. Nous distinguons dans le massif en mouvement deux parties nettement différentes :

- dans la partie basse où l'on distingue, dans le cas de la trémie 45° , deux zones. Une première zone où les rouleaux situés près des parois inclinées s'orientent vers le milieu de la trémie, une deuxième où les rouleaux sont en écoulement ;
- dans la partie haute, on constate que les particules se mettent en mouvement avec une vitesse moindre près des parois, en raison du frottement de celles-ci.

Dans le cas où la trémie est inclinée de 60° , les mêmes constatations que précédemment peuvent être faites à une particularité près : la zone d'orientation des rouleaux disparaît, aussi bien pour des parois rugueuses que pour des parois semi-rugueuses. La disparition de cette zone est imputable essentiellement à l'inclinaison de la trémie qui est d'ailleurs très supérieure à l'angle de frottement grains/grains.

Ces résultats montrent que le brusque passage de l'état d'équilibre de la matière ensilée au repos à celui de la matière en mouvement par suite de la vidange entraîne un déséquilibre total de la masse ensilée ; la plupart des auteurs admettent que cela provoque généralement des augmentations importantes et rapides de la poussée des grains, assimilant ces dernières à des effets dynamiques qui sont actuellement encore mal définis. Les expériences ainsi réalisées ont mis en évidence des phénomènes pressentis jusqu'ici mais insuffisamment définis de façon descriptive.

Comportement de la surface libre du massif :

Dans le cas des parois semi-rugueuses, l'abaissement de la surface libre en fonction du temps est très régulier, sauf au début de l'écoulement où la surface libre du massif n'amorce sa descente que quelques secondes après l'ouverture de l'orifice. Cet effet différé résulte de l'existence d'un frottement interne qui entraîne une lente propagation du cisaillement dans la masse ensilée. En fait, la surface libre reste plane jusqu'à une certaine hauteur Z bien déterminée, fonction de l'inclinaison de la trémie. Alors que, dans le cas des parois rugueuses, c'est le phénomène contraire qui se produit.

En effet, quelques secondes après l'ouverture de l'orifice, on remarque un affaissement de la surface libre

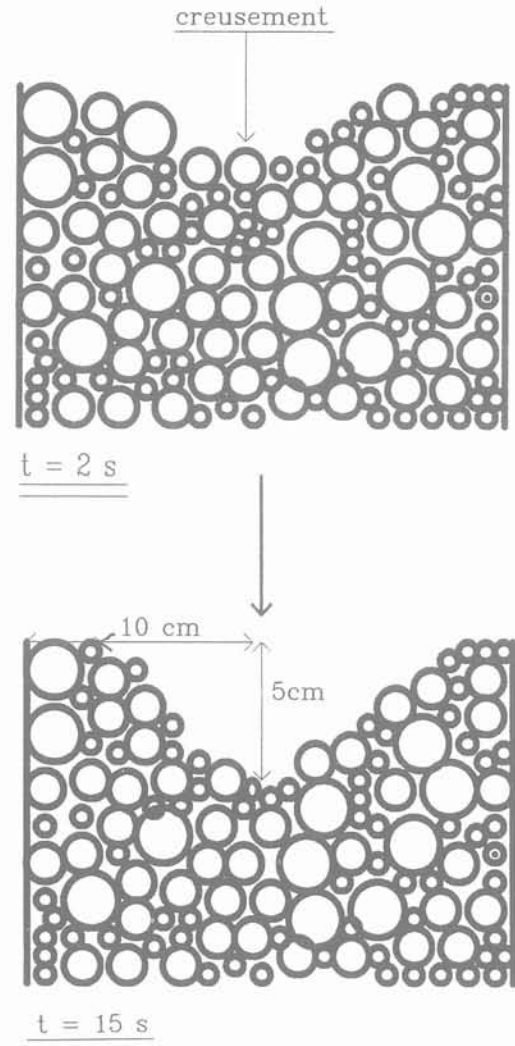


Fig. 12. — Comportement de la surface libre (parois rugueuses).

Fig. 12. — Evolution of the free boundary (in the case of wrinkled walls).

et, au fur et à mesure que l'écoulement s'établit au sein du silo, il se développe progressivement un cône faisant avec l'horizontale un certain angle (fig. 12) qui évolue avec le temps.

L'observation attentive du film tourné au cours de l'écoulement a permis de constater, en fait, que les grains à proximité des parois rugueuses sont freinés et s'immobilisent pendant un certain temps en restant comme collés à la paroi. Mais, une fois que la surface libre initiale dépasse ce niveau, les grains sont relâchés par la paroi et glissent sur cette dernière en formant un angle d'inclinaison égal à celui du frottement grain/grain. Ceci montre bien que la rugosité de la paroi fait passer la vidange au sein du silo de la vidange en semi-masse à la vidange en cheminée. Ces effets de parois peuvent causer des changements non négligeables au niveau du comportement général du massif au cours de l'écoulement dans la mesure où ils peuvent modifier le fonctionnement de la vidange et, de ce fait, changer l'état de contrainte sur les parois.

5.2.2. Etude quantitative

Grâce à l'enregistrement vidéo et aux diapositives, on a pu déterminer les déplacements des particules entre deux images prises dans un intervalle de temps égal à deux secondes.

Dans le cas de la trémie 45° avec parois semi-rugueuses, si on considère, dans la partie haute du silo, des particules sur un même niveau à un temps t , on les retrouve au même niveau au temps $t + 2$ s ; cela veut dire que les particules qui se trouvent dans la partie haute du modèle sont animées d'une même vitesse, sauf les grains qui se trouvent à proximité de la paroi. Ceci montre qu'il y a peu de déplacements relatifs entre les grains. Ainsi, les grains s'écoulent en engendrant un écoulement en bloc (fig. 13).

Dans le cas des parois rugueuses, les points situés sur une bande de 5 cm de long des parois latérales subissent un déplacement de deux à trois fois plus petit que les autres points qui se situent dans la zone centrale (fig. 15) ; dans la partie basse du silo, on observe une zone d'accélération au milieu de la trémie où les déplacements sont plus grands que la moyenne.

L'analyse numérique de ces résultats donne les graphes des vitesses relatives des différents points pour l'intervalle de temps considéré. Ainsi, par exemple,

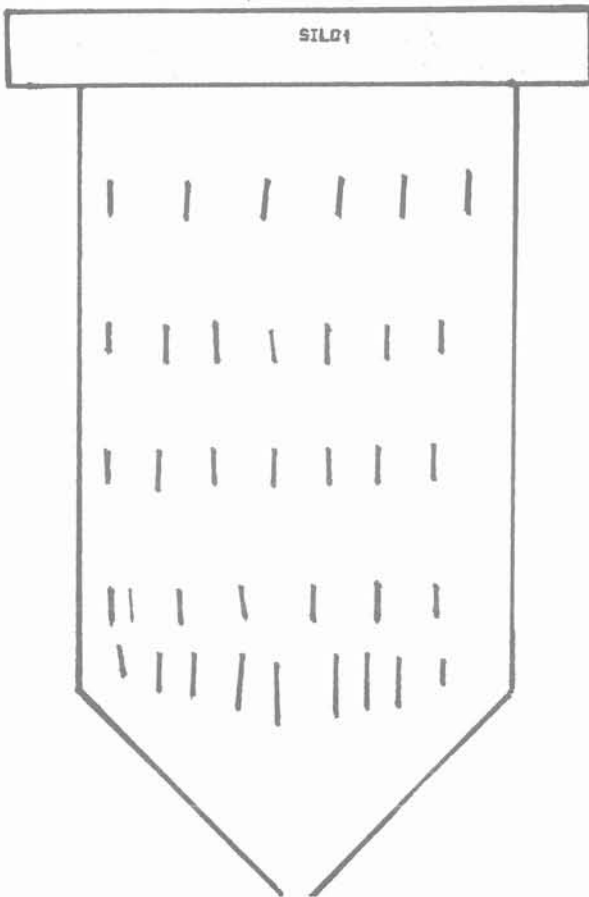


Fig. 13. — Déplacements entre photos 2 et 3 (parois semi-rugueuses).

Fig. 13. — Displacements from photo 2 to photo 3 (case of semi-wrinkled walls).

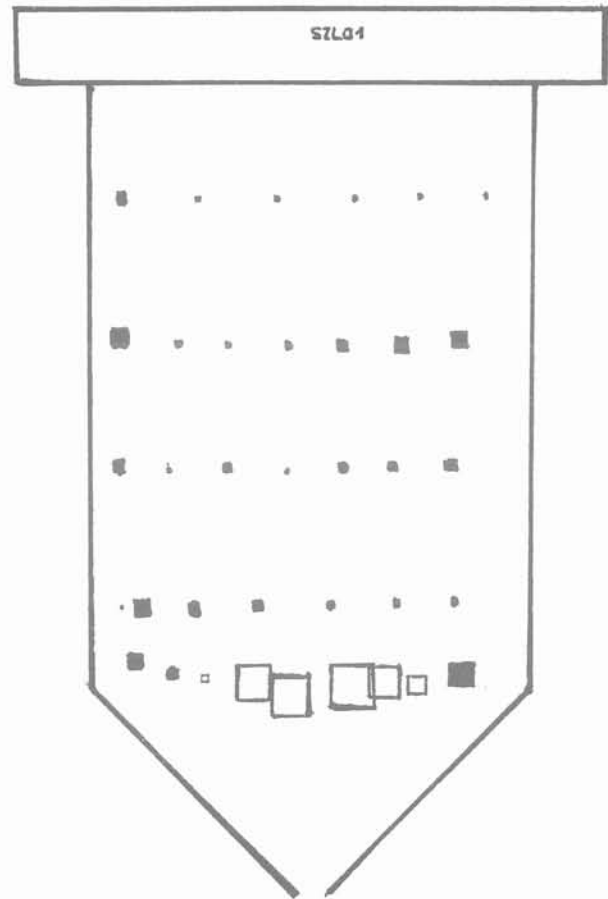


Fig. 14. — Déplacements relatifs entre photos 2 et 3 (parois semi-rugueuses).

Fig. 14. — Relative displacements from photo 2 to photo 3 (semi-wrinkled walls).

la figure 16 montre que sur les parois latérales rugueuses, les vitesses sont beaucoup plus faibles que la moyenne, ce sont les grands carrés ombrés. En revanche, quand on se déplace vers le milieu du silo, on observe sur cette figure (fig. 16) qu'on passe des carrés ombrés à des carrés clairs (blanc). Ceci confirme que la rugosité affaiblit la vitesse des grains au voisinage immédiat des parois verticales du modèle. La même analyse reste valable pour le modèle à trémie d'inclinaison 60° à une différence près : en effet, on constate qu'au voisinage des parois de la trémie d'inclinaison 45° les rouleaux s'orientent vers la zone de la chute libre par des déplacements parallèles à ces parois alors que dans le cas du modèle à trémie d'inclinaison 60° nous n'observons plus ce phénomène.

Pour mieux mettre en évidence l'influence de la rugosité dans les deux modèles, on a relevé sur toutes les figures qui correspondent aux déplacements entre les clichés, les valeurs du déplacement maximal (Maxi), du déplacement minimal (Mini) et du déplacement moyen (Moyen) ; ainsi :

- le tableau 1 présente les résultats relatifs au modèle à « trémie 60° » ;
- le tableau 2 correspond aux valeurs obtenues dans le modèle à « trémie 45° ».

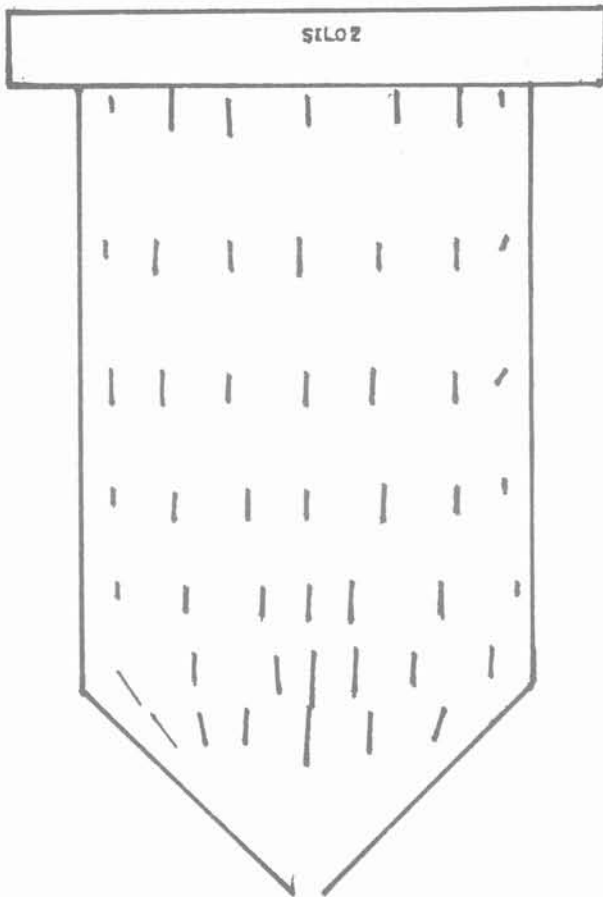


Fig. 15. — Déplacements entre photo 17 et 18 (parois rugueuses).

Fig. 15. — Displacements from photo 17 to photo 18 (wrinkled walls).

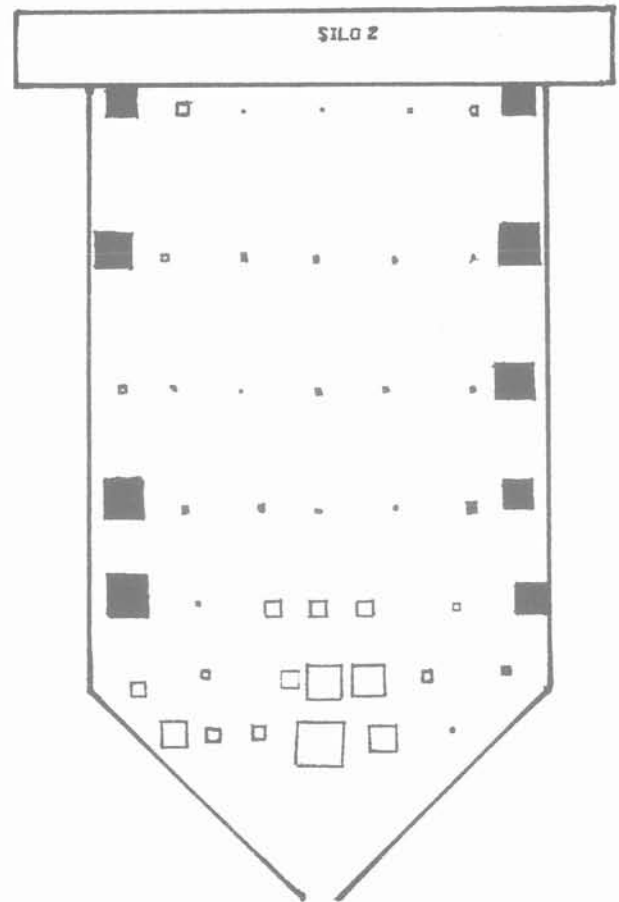


Fig. 16. — Déplacements relatifs entre photos 17 et 18 (parois rugueuses).

Photo 16. — Relative displacements from photo 17 to photo 18 (wrinkled walls).

Tableau 1. — Déplacements entre photos en cm (trémie 60°).

Table 1. — Displacements in centimeters (measured between photographs) in the case of a 60° inclined hopper.

Trémie 60°							
Parois semi-rugueuses				Parois rugueuses			
N° des photos	Maxi	Mini	Moyen	N° des photos	Maxi	Mini	Moyen
22 et 23	7,2	0,8	3,3	10 et 11	6,5	0,2	1,7
23 et 24	7,8	1,8	3,3	11 et 12	7,1	0,3	2,6
25 et 26	7,9	1,4	3,2	12 et 13	5,2	0,4	2,2

Tableau 2. — Déplacements entre photos en cm (trémie 45°).

Table 2. — Displacements in centimeters (measured between photographs) in the case of a 45° inclined hopper.

Trémie 45°							
Parois semi-rugueuses				Parois rugueuses			
N° des photos	Maxi	Mini	Moyen	N° des photos	Maxi	Mini	Moyen
1 et 2	3,9	1,2	2	17 et 18	3,4	0,3	1,7
2 et 3	4	1,5	2,4	18 et 19	4,8	0,3	1,8
3 et 4	5,3	0,7	2,3	19 et 20	8	0,3	2,2

Ces tableaux montrent d'une part que les déplacements minimaux sont plus grands dans le modèle à parois rugueuses. Certaines particules sont pratiquement arrêtées au voisinage des parois (déplacements « Mini » ayant comme valeurs 0,6 et 0,8 entre deux photos). D'autre part, les déplacements moyens sont toujours supérieurs dans les modèles à parois semi-rugueuses.

Ces derniers montrent également qu'au fur et à mesure que l'inclinaison de la trémie augmente, les déplacements maximaux augmentent ainsi que la vitesse moyenne, que ce soit au sein d'un modèle à parois rugueuses ou à parois semi-rugueuses.

Au terme de cette analyse, et compte tenu de tous les résultats obtenus jusqu'ici, on peut proposer deux modes de mécanisme d'écoulement au sein des modèles étudiés, ceci en décrivant le champs de vitesse au sein du silo dans plusieurs zones dont le nombre dépend de la rugosité des parois et de l'inclinaison de la trémie (fig. 17 et fig. 18).

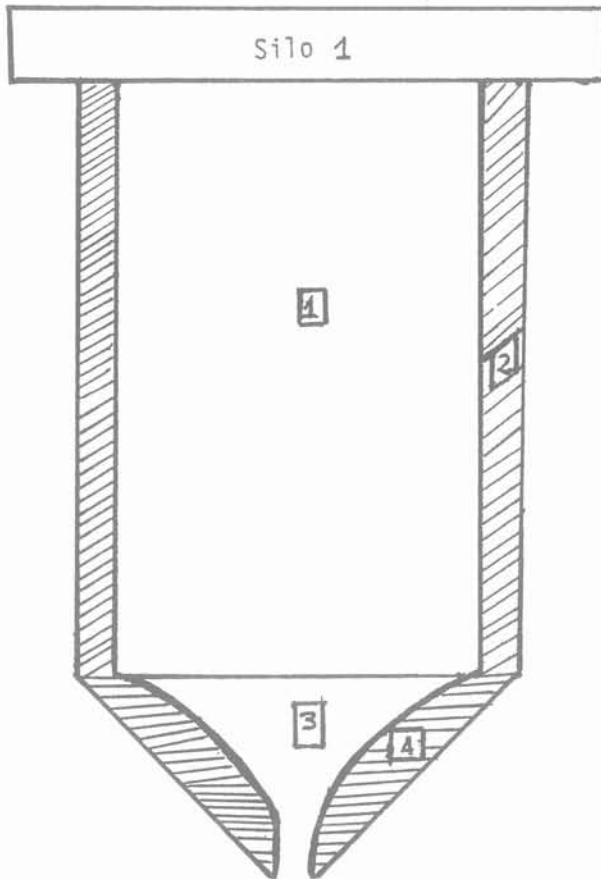


Fig. 17. — Différentes zones d'écoulement dans le modèle à trémie 45° (parois rugueuses).

Zone 1 : zone de vitesse quasiment constante.

Zone 2 : zone de vitesse minimale, l'influence des parois sur une bande d'environ 4,5 cm. Zone 3 : zone d'accélération.

Zone 4 : zone d'orientation des rouleaux vers la zone de chute libre.

Fig. 17. — Some flow regions for a model with an hopper inclined of 45°.

First region : velocity quasi constant. Second region : minimal velocities due to the wall influence in a band of 4,5 cm thickness. Third region : acceleration region. Fourth region : orientation of rolls towards the region of free motion.

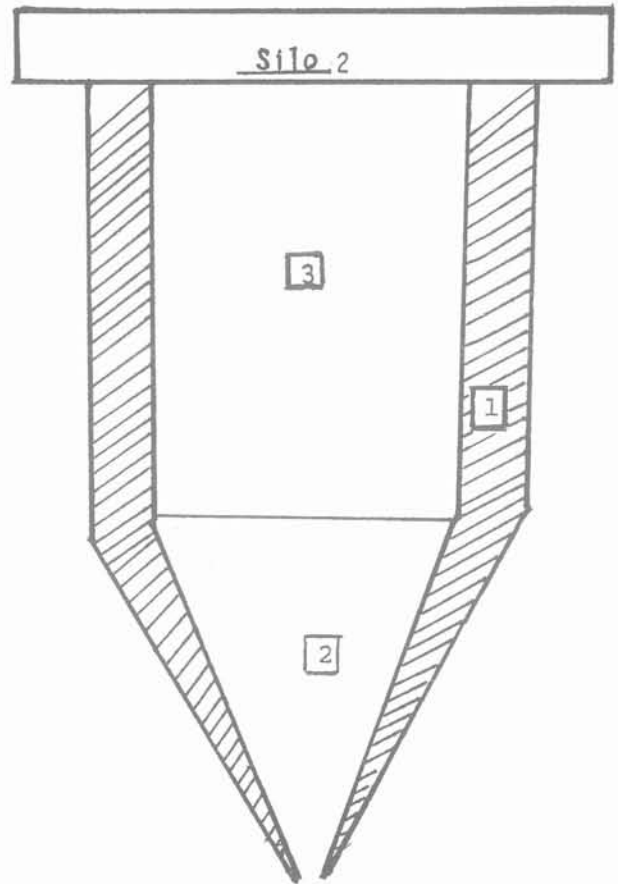


Fig. 18. — Différentes zones d'écoulement dans le modèle à trémie 60° (parois rugueuses).

Zone 1 : zone de vitesse minimale, influence maximale de la paroi. Zone 2 : zone d'accélération, les points atteignent une vitesse maximale. Zone 3 : zone où le massif se déplace avec une même vitesse en tout point.

Fig. 18. — Some flow regions for a model with a 60° inclined hopper (wrinkled walls).

First region : region of minimal velocity and maximal influence of the wall. Second region : region where acceleration takes place, the particles reaching a maximal velocity.

Third region : in which the granular material has a rigid motion (the same velocity for the particles).

5.3. Etude statique

Pour mettre en évidence l'influence de la rugosité au niveau statique, on a tout d'abord effectué un certain nombre de mesures de la contrainte moyenne au sein de deux modèles, l'un à parois rugueuses, l'autre à parois lisses, dans les trois zones suivantes :

- au voisinage des parois ;
- dans la zone intermédiaire ;
- sur l'axe de la colonne.

Ensuite, on a tracé diverses courbes se rapportant aux résultats qui ont semblé les plus importants. Ainsi, la figure 19 présente une comparaison, dans le cas des parois semi-rugueuses, entre trois courbes expérimentales relatives aux mesures des efforts obtenus dans les différentes zones. Les mesures obtenues dans le cas du modèle à parois rugueuses et leur comparaison sont présentées dans la figure 20.

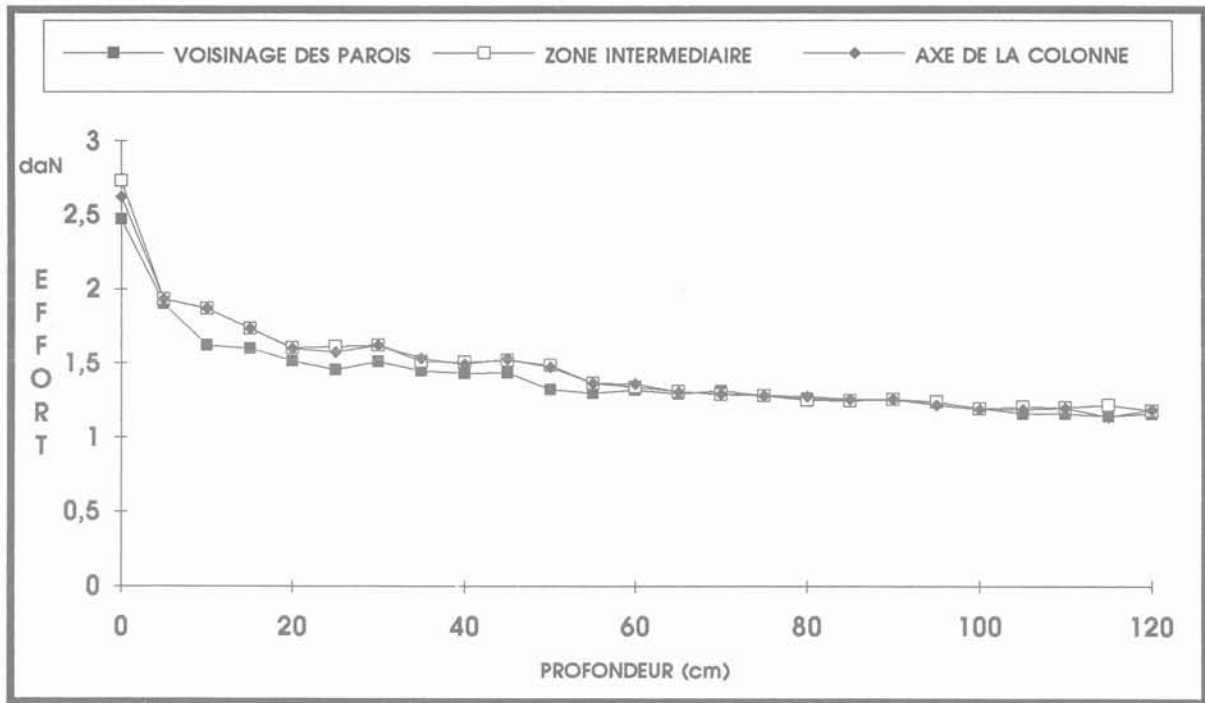


Fig. 19. — Influence de l'état de surface (parois semi-rugueuses).
 Fig. 19. — Influence of the surface state (in the case of semi-wrinkled walls).

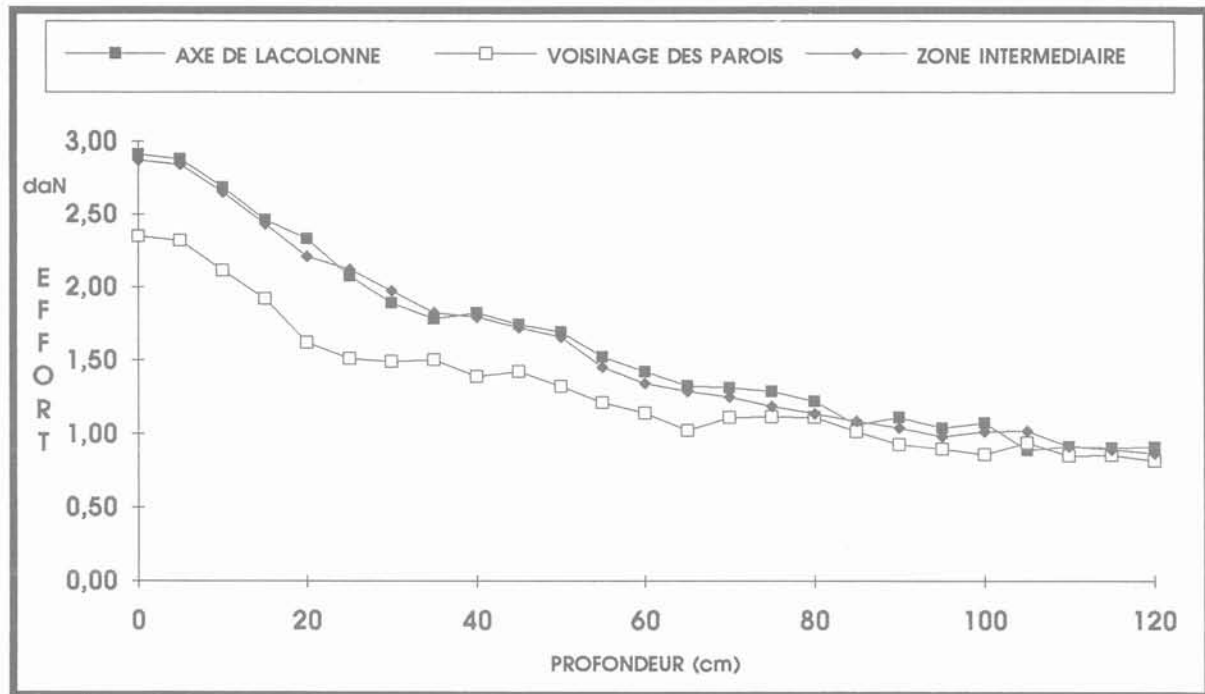


Fig. 20. — Influence de l'état de surface (parois rugueuses).
 Fig. 20. — Influence of the surface state (in the case of wrinkled walls).

Analyse :

Tout d'abord, il est intéressant de constater que, sur ces figures, la contrainte isotrope au voisinage des parois est, dans 80 % des cas, plus faible que celle au centre du massif. On peut constater aussi que les

valeurs finales (les valeurs qui correspondent au fond du modèle) sont sensiblement identiques, que ce soit dans le cas des parois rugueuses ou dans le cas des parois semi-rugueuses, puisque dans cette partie, les courbes sont confondues jusqu'à une certaine cote Z d'environ 80 cm. Au-delà de cette hauteur, on cons-

tate que les valeurs mesurées sont différentes, sauf dans le cas des parois semi-rugueuses où cette différence n'est pas trop élevée.

D'un point de vue expérimental, cela signifie que les effets de paroi sont négligeables dans le cas où celles-ci sont lisses. En fait, la localisation du domaine influencé par la rugosité présente un grand intérêt du point de vue expérimental. Il serait donc nécessaire d'apporter certaines précisions supplémentaires dans ce domaine et d'expliquer en particulier les raisons pour lesquelles cette rugosité influe sur la répartition des contraintes au sein d'un massif granulaire.

On peut donc dire que l'influence de la rugosité sur la répartition des contraintes augmente très vite lorsqu'on se rapproche de la paroi et surtout quand celle-ci est rugueuse. En fait, l'influence minimale n'est pas obtenue dans la zone intermédiaire mais dans l'axe de la colonne. Cependant toutes les courbes montrent que cette influence est atténuée à partir d'une profondeur Z de l'ordre d'environ 60 cm, et au fur et à mesure que la profondeur augmente, cette influence diminue et tend à disparaître à la base. Le calcul des coefficients de variation confirme cette analyse dans la mesure où ceux-ci sont presque constants dans les trois zones du modèle à parois semi-rugueuses. En revanche, au fur et à mesure que la rugosité des parois augmente, on constate une différence notable entre les coefficients de variation dans les différentes zones, mais ceux-ci sont plus importants au voisinage des parois que dans les deux autres zones. En conséquence, on peut confirmer que la rugosité a une très grande influence au voisinage des parois sur la répartition des contraintes et, de ce fait, peut modifier l'équilibre de la masse ensilée.

6. CONCLUSION

On vient de voir qu'à l'aide de la technique expérimentale de mesure des efforts nécessaires pour déplacer un ensemble de rouleau, il était possible de décrire la répartition des contraintes au sein du matériau. Ainsi, il a été confirmé que dans un silo contenant de la matière, soumis à une charge ou non, les efforts n'augmentent pas indéfiniment lorsque la hauteur de matériau croît ; ils tendent vers des limites, comme diverses lois de détermination des efforts statiques dans les silos le montrent. Les résultats obtenus coïncident notamment avec ceux de JANSSEN. Les théories plus récentes n'ont pas fourni de meilleurs résultats compte tenu, notamment de la forte variabilité des caractéristiques mécaniques des milieux granulaires.

Durant la vidange, le matériau situé directement au-dessus de l'orifice forme une cheminée d'écoulement, la paroi sert de limite à celle-ci. L'examen détaillé des déplacements et des vitesses a permis de proposer différents modes de comportement du matériau au sein du modèle au cours de l'écoulement et ceci suivant la rugosité des parois et l'inclinaison de la trémie.

On a ainsi pu signaler l'existence d'une zone de cisaillement au niveau des parois. A ce propos, il est intéressant de souligner que le modèle utilisé permet des observations irréalisables sur des silos prototypes et que les prises de vue vidéo peuvent être utilisées pour établir les trajectoires des particules au sein du matériau ensilé.

En ce qui concerne le frottement entre le milieu et les parois, on a constaté, dans le cas des parois semi-rugueuses, que les effets de celles-ci sont négligeables. En revanche, dans le cas des parois rugueuses, le frottement entre elles et le matériau a une influence non négligeable au voisinage des parois : cela peut modifier l'équilibre de la masse ensilée. Naturellement, il faut rappeler que le matériau analogique de SCHNEEBELI est un modèle dans lequel les particules sont rondes et sans cohésion ; ce qui limite nécessairement l'existence des voûtes de charges.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) ABRIAK N. (1991), *Écoulement d'un matériau granulaire à travers un orifice : effet de paroi*. Thèse de Doctorat de l'Université des sciences et techniques de Lille, Flandres, Artois.
- (2) CALIL C.J. (1988), *Experimental study of compact loads in silos with funnel flow*. Silos-Forschung und Praxis Tagung'88, Universität Karlsruhe.
- (3) EIBL J., ROMBACH G. (1987), *Stress and velocity fields at discharging of silos*. Proc. of numeta. Swansea July.
- (4) FAUGERAS J.C., GOURVES G. (1980), *Mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de SCHNEEBELI*. Revue Française de Géotechnique n° 11.
- (5) GOURVES R., MEZGHANI F. (1988), *Micro-mécanique des milieux granulaires. Approche expérimentale utilisant le modèle de SCHNEEBELI*. Revue Française Géotechnique n° 42.
- (6) HATAHURA Y., TAKENCHI T., NAGAO T. (1988), *Similitude of stress in silo (from small model to large on Scale Modelling*. Tokyo, Japan, p. 277-278.
- (7) JANSSEN M.A. (1895), *Versuche über getreidedruck in silozellen*. Zeitschrift verein deutscher Ingenieure, Vol. 39, p. 1045-1049.
- (8) KHELIL A., ROTH J.C. (1989), *Theoretical and experimental studies of stresses in full scale silos at the chartres experimental base*. Powder and grains, BIAREZ et GOURVES.
- (9) KHELIL A., ROTH J.C. (1990), *Spécification des charges et des écoulements dans les silos métalliques*. Revue Française de Géotechnique n° 52.
- (10) TEJCHMAN J. (1988), *A novel approach to the emptying mechanism of silos*. Silos-Forschung und Paradix Tagung'88. Universität Karlsruhe.

Utilisation d'un mini-pressiomètre pour la mesure directe du frottement à l'interface sol pulvérulent-inclusion

The use of a minipressuremeter for a direct measure of friction between an inclusion and a cohesionless soil

A. ABDERRAHIM, J.P. TISOT

Laboratoire de Géomécanique, ENSG Nancy
CRNS-GRECO Géomatériaux*

Rev. Franç. Géotech. n° 61, pp. 63-74 (décembre 1992)

Résumé

Le comportement d'une inclusion dans un sol et plus particulièrement la connaissance du frottement mobilisé à l'interface joue un rôle fondamental dans les problèmes de renforcement des sols. La détermination du coefficient de frottement a été réalisée suivant différentes approches, tant au laboratoire qu'in situ. Une nouvelle approche basée sur l'utilisation d'un mini-pressiomètre durant un essai d'arrachement est proposée. L'avantage de ce dispositif réside dans le fait suivant : la contrainte normale à l'interface peut être contrôlée durant l'essai ce qui permet le choix de deux procédures d'essais :

- arrachement à volume constant avec mesure de la variation de la contrainte normale ;
- arrachement à contrainte normale constante avec mesure de la variation de volume.

Ces arrachements sont réalisés soit d'une manière continue, soit par paliers.

Cet article décrit les techniques mises en œuvre pour la réalisation de l'essai et donne les premiers résultats obtenus suivant différentes procédures expérimentales.

Abstract

The behaviour of an inclusion in a soil and particularly the knowledge of the friction value is of paramount importance for the soil reinforcement problems. The determination of the friction coefficient has been realised with different approaches : in laboratory and in situ. In this paper, a new approach based on the use of a minipressuremeter during the wrenching is proposed. The advantage of this apparatus lies in the following fact : the normal stress at the interface can be controlled during the test, which allows the choice of two test procedures : the normal stress is kept constant during shearing and the variation of volume is measured ; the volume is kept constant and the variation of the normal stress is measured. A progressive or static wrenching are realised. The procedure and the first results obtained along different experimental conditions are presented in this paper.

* Rue du Doyen Marcel-Roubault, BP 40, 54501 Vandœuvre-lès-Nancy.

1. INTRODUCTION

L'amélioration du sol est une préoccupation importante des mécaniciens du sol. Cette amélioration se fait entre autre par des procédés mécaniques comme le compactage, le drainage ou encore l'inclusion d'éléments résistants. Le renforcement par des éléments résistants (pieux, ancrages, etc.) peut être apprécié par la connaissance du comportement local du matériau composite sol-inclusion. Le phénomène principal qui régit ce « comportement local » est le frottement.

L'approche expérimentale de ce comportement, au laboratoire ou in situ, paraît indispensable pour une compréhension plus objective tenant compte des problèmes réels rencontrés sur le terrain.

Dans cette perspective, ce travail est orienté principalement vers l'étude du comportement à l'interface sol pulvérulent-inclusion à travers une nouvelle approche permettant de mesurer directement le frottement mobilisé à l'interface à l'aide d'un mini-pressiomètre, mis en place dans le sol, puis arraché suivant une méthodologie proche de celle définie par PHILIPPONNAT G. pour le phicomètre (1986).

La connaissance de la contrainte normale à l'interface et de son évolution lors d'un cisaillement sont des paramètres importants dans la compréhension des phénomènes de mobilisation du frottement. Ils sont fonction essentiellement de l'état initial, de la compressibilité des sols, du volume de la zone intéressée par le cisaillement mais ces facteurs sont difficiles à apprécier d'une manière objective. L'utilisation du dispositif proposé a pour but de permettre une meilleure définition de la contrainte normale à l'interface et de son évolution au cours du cisaillement.

Après la description de l'appareillage, le principe de l'essai et les premiers résultats obtenus seront présentés. Deux procédures d'essai sont définies : soit des essais à contrainte normale constante avec mesure des variations de volume au cours du cisaillement, soit des essais à volume constant avec mesure de l'évolution de la contrainte normale. Par ailleurs l'arrachement est réalisé soit d'une manière continue, soit par paliers de charge.

Avant de présenter ce travail, certains paramètres susceptibles d'affecter le frottement mobilisé à l'interface seront passés en revue. L'influence de ces paramètres a été déduite soit d'essais réels in situ, soit au laboratoire à l'aide des appareils classiques et sur des modèles réduits. Il est à noter qu'il y a une dépendance entre ces paramètres et que leur importance relative ne fait pas l'unanimité. Malgré cette dépendance les paramètres seront classés comme suit.

1.1. Paramètres liés à la mise en place de l'inclusion

Le battage de l'inclusion conduit, soit à une diminution du frottement mobilisé à l'interface surtout dans les sols carbonatés (LE TIRANT et al., 1989), soit à une densification locale qui augmente la valeur de la contrainte normale.

Dans le cas de mise en place par forage et scellement par injection de coulis de ciment, l'adhérence de l'inclusion au sol augmente d'une façon remarquable.

1.2. Paramètres liés à l'inclusion

L'état de surface de l'inclusion (lisse ou rugueuse) joue un rôle important sur le frottement mobilisé à l'interface. Il est communément admis que les inclusions rugueuses peuvent mobiliser un frottement plus élevé ; en effet pour les inclusions lisses durant le mouvement de la structure au contact du sol, le nombre de grains mis en déplacement est bien plus faible que lorsque la surface est rugueuse ; la contribution de la dilatance et du réarrangement, fonction de ce volume, se trouve sensiblement diminuée. Cependant, les résultats trouvés par différents auteurs concernant ce paramètre ne convergent pas vers une même conclusion ; certains (SCHLOSSER et al., 1979) pensent que le coefficient de frottement (rapport de la contrainte maximale de cisaillement à la contrainte normale appliquée) pour une inclusion lisse peut être pris égal à la moitié de l'angle de frottement interne du sable. YOSHIMI et al. (1981) ont trouvé des coefficients plus faibles en fonction du type de la boîte de cisaillement utilisée.

1.3. Paramètres liés au sol

Les remarques essentielles concernant ces paramètres sont récapitulées comme suit :

- le rôle de la densité relative initiale dans le frottement mobilisé à l'interface ne fait pas l'unanimité. Effectivement, DAVIS et PHILIPPONNAT (1978) ont attribué l'augmentation du frottement latéral dans le cas des pieux à une compacité initiale plus élevée, la même constatation a été faite par SCHLOSSER et al. (1981), à partir d'essais d'arrachement de bandes métalliques lisses en modèles réduits. Alors que YOSHIMI et al. (1981) considèrent que la densité initiale n'a pas d'effet sur le frottement mobilisé à l'interface et que seules la rugosité et la minéralogie influent sur la résistance au cisaillement à l'interface.

SCHLOSSER et al. (fig. 1) ont constaté que pour les faibles densités, les valeurs maximales du frottement apparent μ^* restent assez voisines du frottement réel μ , alors que pour les fortes densités, les valeurs de μ^* sont nettement supérieures à 1 ;

- en ce qui concerne l'influence de la nature du sol, la forme et les dimensions des grains sont les facteurs prédominants. En effet, une forme plate et anguleuse des grains donne une valeur du frottement latéral maximal plus élevée que celle donnée par des grains fins et arrondis, puisque une forme plate conduit à des surfaces de contact très importantes. SCHLOSSER et al. (1979) ont montré que le coefficient de frottement mobilisé à l'interface sol-inclusion augmente de façon sensible avec l'étalement de la courbe granulométrique. Ce phénomène s'explique par la part élevée de la dilatance que fournit un désenchevêtrement des grains lorsque le frottement maximal est mobilisé.

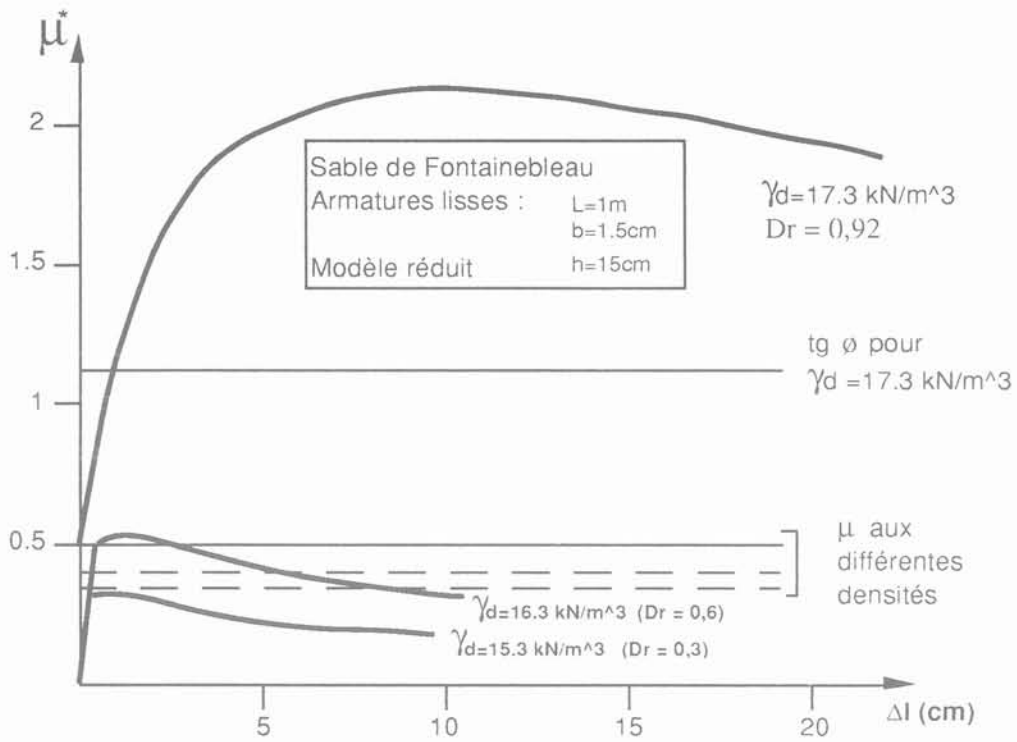


Fig. 1. — Evolution du coefficient de frottement apparent μ^* avec la densité durant un essai d'extraction [SCHLOSSER et al. (1981)], (ϕ étant l'angle de frottement interne du milieu granulaire).
 Fig. 1. — Evolution of the apparent friction coefficient with the density during an extraction test [SCHLOSSER and al. (1981)], (ϕ is the internal friction angle of the cohesionless soil).

2. PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES

Dans ce paragraphe, le dispositif expérimental et le principe de l'essai sont présentés.

2.1. Dispositif expérimental

Il est présenté sur la figure 2 et comprend :

— une cuve d'essai constituée d'une buse en béton renforcée par des armatures métalliques extérieures, d'une hauteur de 1 m et de diamètre intérieur de 0,50 m ; cette cuve est remplie de sable sur une hauteur de 0,85 m ;

— deux « coussins » gonflants, situés au sommet et à la base de la cuve, permettent l'application d'une contrainte verticale sur le sable ;

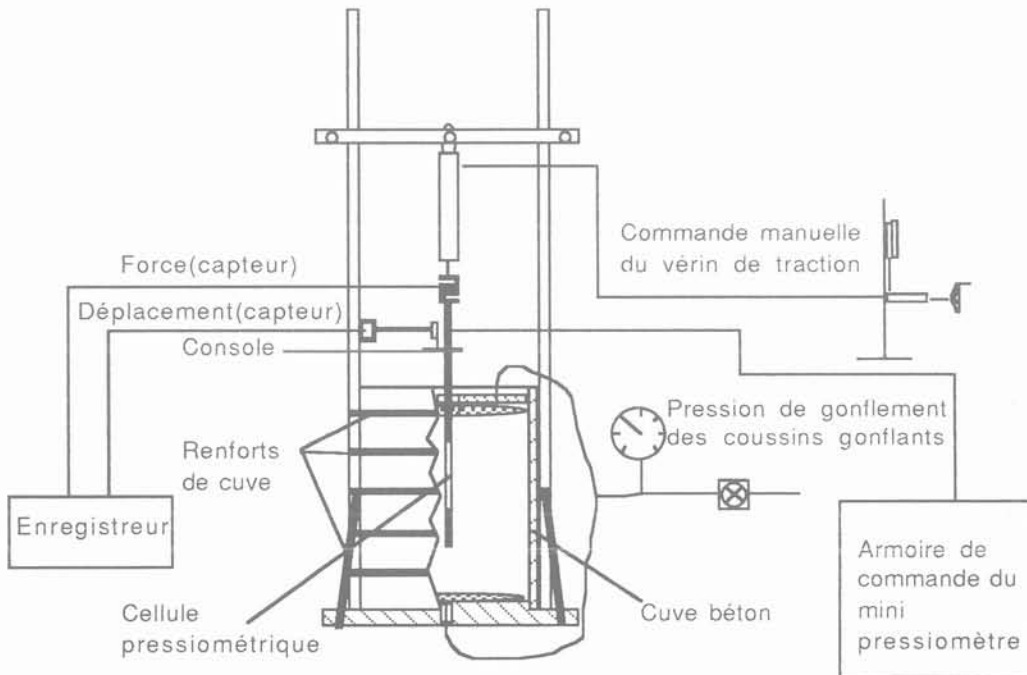


Fig. 2. — Dispositif expérimental des essais d'arrachement progressifs et statiques à l'aide du mini-pressiomètre.
 Fig. 2. — The apparatus for a progressive and static friction tests.

— un mini-pressiomètre, type APAGEO, composé d'une pointe à la base, permettant la mise en place d'une sonde lanterne mono-cellulaire, équipée d'un contrôleur pression-volume et de tiges de guidage ; la sonde a un diamètre de 2,5 cm et une longueur utile de 28,5 cm (l'état de surface de la sonde peut être lisse ou rugueux) ;

— un dispositif d'arrachement constitué d'une potence sur laquelle est fixé un vérin permettant l'extraction de la sonde, équipé d'un capteur de force et complété par un dispositif de mesures des déplacements.

Les dimensions de la cuve ont été choisies en fonction de celles de la sonde mini-pressiométrique de telle manière que les effets de bord soient évités ou minimisés. Pour cela, on a fait l'inventaire des essais réalisés sur des modèles réduits au laboratoire en vue de déterminer le rapport convenable entre le diamètre de la cuve et celui de la sonde. Les résultats des principales études sont récapitulés dans le tableau 1.

2.2. Principe de l'essai

On distingue deux phases durant un essai :

- phase préparatoire ;
- essai proprement dit.

La phase préparatoire comprend :

- la mise en place du sable à la densité choisie ; les essais préliminaires ont montré la nécessité de reconstituer l'échantillon entre chaque essai pour assurer une bonne reproductibilité comme le montre la figure 3 qui représente les courbes pressiométriques classiques obtenues sur un sable calcaire lors de 5 essais successifs ;
- la mise en place de la sonde soit en moulant le sable autour, soit postérieurement en réalisant un battage ;
- l'application de la contrainte verticale choisie au moyen des coussins dans une gamme de valeurs comprise entre 0 et 100 kPa.

Tableau 1. — Dimensions respectives des chambres de calibration et des pressiomètres utilisés lors de deux études.

Table 1. — Relative dimensions of the calibration rooms and of the used pressuremeters.

Auteurs	Dimensions (cm)	
	Chambre triaxiale	Pressiomètre
Jewell, Fahey et Wroth (1980)	dc = 100 et hc = 100	dp = 8,04 et hp = 50
	dc/dp = 12 et hc/hp = 2	
Fahey (1986)	dc = 40 et hc = 20	dp = 4 et hp = 20
	dc/dp = 10 et hc/hp = 1	

Avec : — dc : diamètre de la chambre de calibration ;
 — hc : hauteur de la chambre de calibration ;
 — dp : diamètre du pressiomètre ;
 — hp : hauteur du pressiomètre.

Pour l'essai proprement dit, on commence par l'application de la pression interne dans le mini-pressiomètre et on attend la stabilisation des déformations ; les essais d'étalonnage de la sonde sont réalisés avant et après chaque mesure. La contrainte normale à l'interface est calculée en fonction de la pression interne appliquée et de la raideur propre de la sonde.

L'arrachement par traction est réalisé suivant deux procédures distinctes :

- arrachement progressif à vitesse constante (vitesse de déplacement de 0,65 mm/s) avec enregistrement de la courbe effort-déplacement. Nous rappelons que PHILIPPONNAT (1986) durant les essais au phico-mètre a réalisé lui aussi des arrachements progressifs à l'aide d'une sonde monocellulaire pour déterminer la résistance au cisaillement des sols en place ;

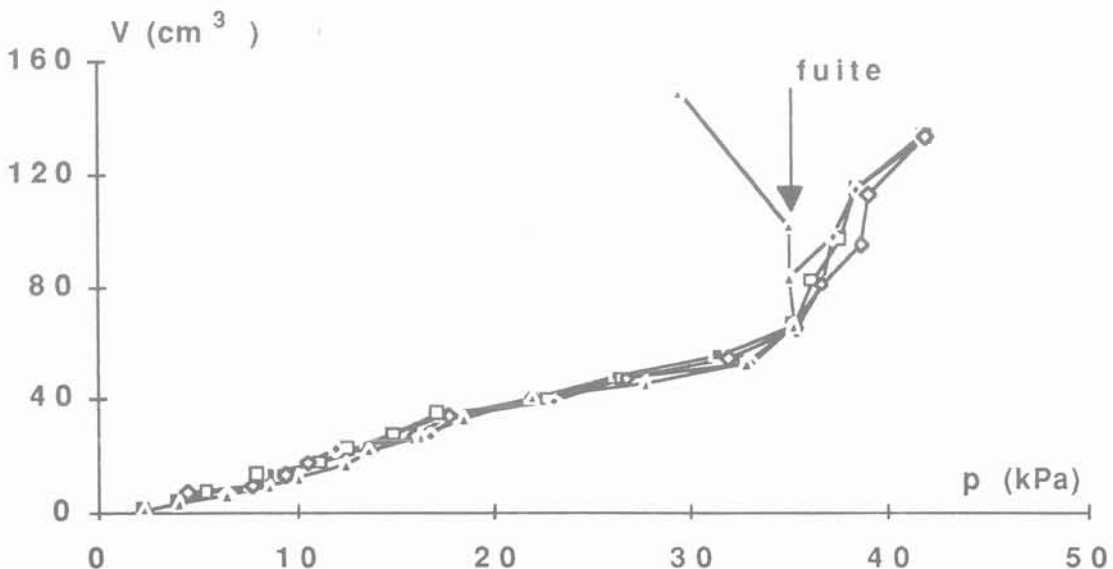


Fig. 3. — Courbes pressiométriques classiques sur le sable calcaire à l'état lâche. (Essais de reproductibilité).
 Fig. 3. — Classical pressuremeter's curves (loose calcareous sand). (Reproducible tests).

— arrachement par paliers de chargement croissant avec mesure des déformations en fonction du temps pour chaque palier. Pour ces essais, on a suivi le projet du mode opératoire du LCPC (1970) et le Projet National CLOUTERRE (1986-1990).

Enfin et seulement dans le cas de l'arrachement progressif, nous avons utilisé les deux procédures décrites plus haut ;

— cisaillement à contrainte normale constante et mesure des variations de volume ;

— cisaillement à volume constant et mesure des variations de la contrainte normale.

Il faut noter que lors de la mise en pression de la sonde, celle-ci ne conserve pas une forme exactement cylindrique mais devient légèrement ovoïde, cependant le rapport entre la longueur utile de la sonde et son diamètre est très élevé et par conséquent ce défaut reste a priori peu important. De plus, lors de la majeure partie des essais (comme cela sera indiqué plus loin) l'effort maximum d'arrachement est obtenu pour un déplacement très faible (en général inférieur à 2 mm) et reste constant pour un déplacement atteignant 10 mm. C'est pourquoi on peut penser que l'existence d'une butée et son effet sur la mesure ont un poids faible.

3. DESCRIPTION DES SOLS UTILISÉS

Nous avons utilisé deux types de sable, un sable siliceux et un sable calcaire. Le sable siliceux provient des alluvions de la Moselle et le sable calcaire correspond à une formation de pente du type grouine*. Dans les deux cas, nous avons réalisé un tamisage préalable de manière à obtenir des compositions granulométriques constantes et reproductibles.

Le tableau 2 résume les caractéristiques granulométriques des deux sables utilisés et donne les valeurs des densités limites obtenues dans chaque cas. Il s'agit de deux sables propres mal gradués.

4. EFFET DU CHEMIN DE CONTRAINTES

Une étude de l'interface a été préalablement conduite en utilisant les appareils classiques du laboratoire (boîte de cisaillement direct et appareil de cisaillement annulaire par torsion) (ABDERRAHIM, 1991). Durant cette étude, on a réalisé des essais à contrainte normale

constante et des essais à volume constant. De la même manière, le nouveau dispositif a permis la réalisation des essais selon les mêmes chemins de contraintes. Les essais à contrainte normale constante donnent la résistance au cisaillement à l'interface et les essais à volume constant permettent d'étudier le comportement à l'interface sol-inclusion et tiennent compte de ce qui se passe réellement in situ.

Les deux types de sables décrits ci-dessus ont été utilisés ainsi que différentes conditions expérimentales relatives à la rugosité de l'inclusion et son mode de mise en place ainsi qu'à la densité relative. La rugosité des feuilles d'acier qui enveloppent la sonde a été prise de la façon suivante : tout d'abord elles ont été prises parfaitement lisses, ensuite, on y a collé le même sable que celui utilisé pendant l'essai.

Dans ce paragraphe, des résultats correspondants aux deux procédures définies, utilisées lors de l'arrachement progressif sont présentés.

4.1. Arrachement à contrainte normale constante

Durant la première série d'essais, la même contrainte normale initiale à l'interface a été imposée pour différentes contraintes verticales appliquées. Les courbes correspondantes à ces essais sont représentées dans la figure 4.

Pour les trois essais réalisés dans un échantillon lâche, des contraintes normales initiales très voisines (83,36 ; 84,4 ; 84,47 kPa) ont été imposées. Les trois courbes en pointillé correspondantes à ces contraintes montrent que le frottement ultime mobilisé est le même. On constate par contre que la variation de volume diminue lorsque la contrainte verticale appliquée augmente. Bien que la pression interne appliquée reste constante, la variation du volume de la sonde, durant le cisaillement, entraîne du fait de la raideur propre de la sonde une légère variation de la contrainte normale réelle (3 à 5 kPa), mais ce phénomène est impossible à maîtriser. Dans la même figure est portée la courbe d'un essai réalisé dans un échantillon à l'état dense ; on remarque que le sable se contracte très peu durant l'arrachement et par conséquent la contrainte normale effectivement appliquée reste alors pratiquement constante.

* Grouine (appellation locale) : formation en éboulis au pied d'une falaise calcaire, accumulée dans des conditions périglaciaires. Les débris de roches sont généralement anguleux, disposés en lits obliques alternant avec des passées de matériel fin plus argileux.

Tableau 2. — Caractéristiques physiques de nos deux sables (D en mm).

Table 2. — Physical characteristics of our two sands.

Sable	Composition	Caractéristiques						
		D10	D30	D60	Cu	Cc	γ_{\min} (kN/m ³)	γ_{\max} (kN/m ³)
Toul	96 (%) CaCO ₃	0,4	0,8	1,36	3,4	1,17	12,0	14,1
Moselle	Siliceux	0,35	0,5	0,8	2,29	0,89	14,5	17,2

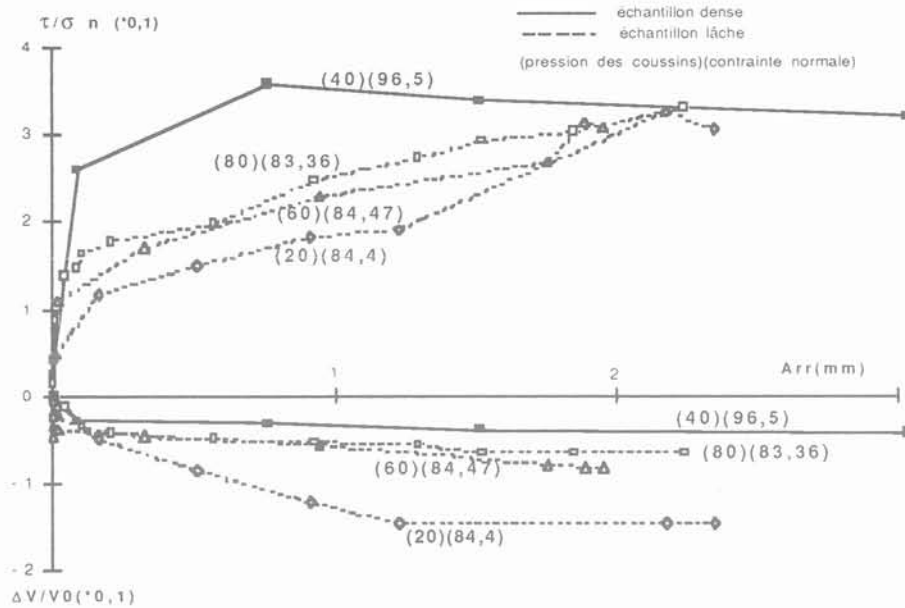


Fig. 4. — Evolution de τ/σ_n à l'interface sable siliceux-sonde lisse et variation du volume de la sonde avec l'arrachement ; (trois essais à l'état lâche et un essai à l'état dense).

On a indiqué sur chaque courbe la valeur de la contrainte verticale appliquée et la valeur de la contrainte normale en kPa).

Fig. 4. — Evolution of τ/σ_n at the interface siliceous sand-smooth probe and volumic variation during shearing.

Durant la deuxième série d'essais, des arrachements progressifs à différentes contraintes normales dans un sable lâche ont été réalisés. La sonde lisse a été mise en place soit par moulage, soit par battage. D'après les courbes des figures 5a et 5b, on constate que la courbe de l'évolution du coefficient de frottement (rapport de la contrainte tangentielle sur la contrainte normale : τ/σ_n) en fonction du déplacement est assez raide ; le maximum est obtenu pour un déplacement de 2 mm environ et au-delà le rapport τ/σ_n présente un palier jusqu'à des valeurs de déplacement supérieures à 8 mm.

On constate que le mode de mise en place n'a pas d'influence sur les résultats obtenus.

BOULON et al. (1986), durant leurs essais à l'aide de l'appareil de cisaillement direct à rigidité imposée, ont trouvé des courbes de même allure.

4.2. Arrachement à volume constant

Lors d'un arrachement à volume constant, la contrainte normale appliquée chute d'une manière très importante et pour un déplacement faible (de l'ordre de 0,5 mm comme le montre la figure 6) atteint un

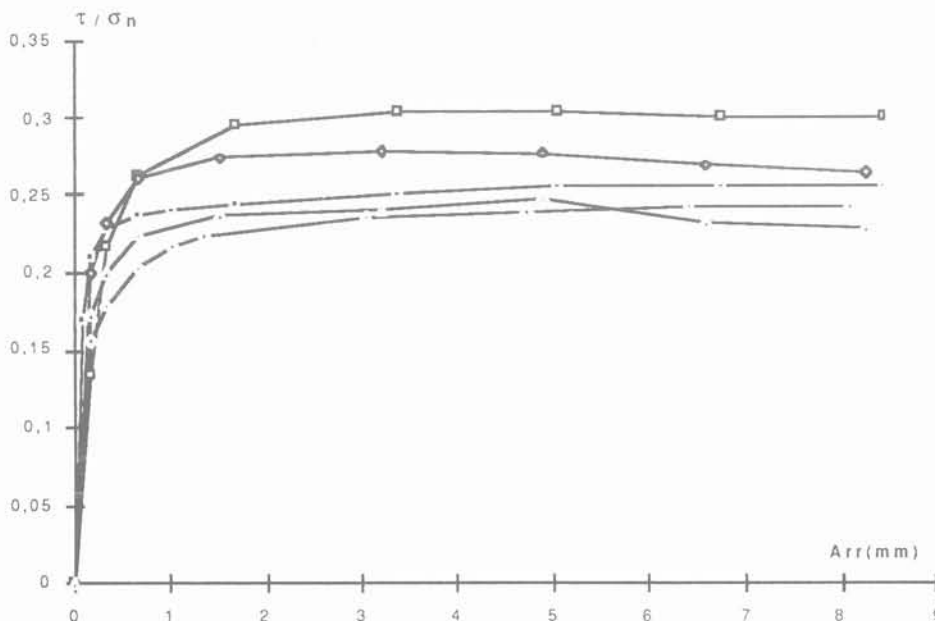


Fig. 5a. — Courbes d'arrachement de la sonde mini-pressiométrique (lisse) introduite par moulage dans le sable siliceux à l'état lâche.

Fig. 5a. — Friction curves of the smooth pressuremetric probe introduced by moulding in the loose siliceous sand.

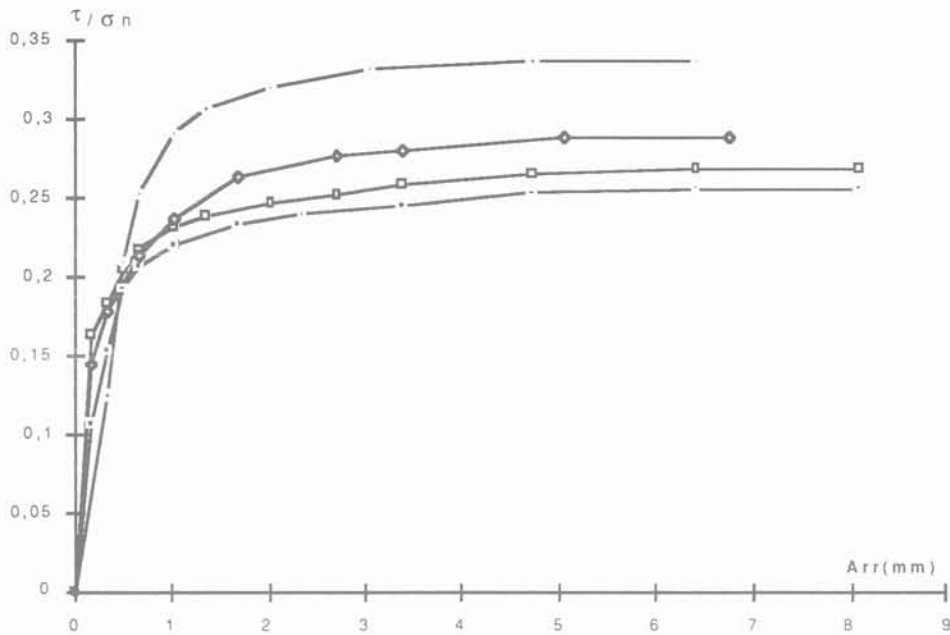


Fig. 5b. — Courbes d'arrachement de la sonde mini-pressiométrique (lisse) introduite par battage dans le sable siliceux à l'état lâche.

Fig. 5b. — Friction curves of the smooth pressuremetric probe introduced by driving in the loose siliceous sand.

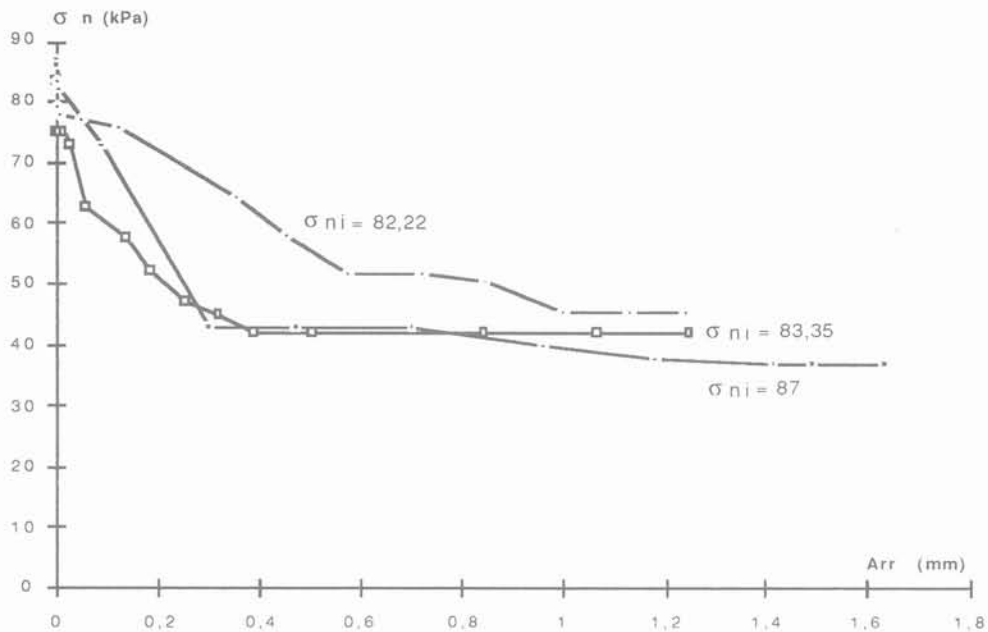


Fig. 6. — Variation de la contrainte normale (en kPa) avec l'arrachement d'une sonde lisse introduite par moulage dans un sable siliceux à l'état lâche (essais à volume constant).

Fig. 6. — A normal stress variation during the friction of a smooth probe introduced by moulding in a loose siliceous sand (constant volume tests).

palier dont la valeur est de l'ordre de la moitié de la contrainte initiale appliquée, pour une sonde lisse et lorsque le sol est dans un état lâche. Par contre SCHLOSSER et GUILLOUX (1981) lors d'arrachement d'une inclusion lisse ont obtenu des résultats différents indiquant au contraire une augmentation de la contrainte normale.

La diminution de la contrainte normale durant le cisaillement à volume constant apparaît sur les chemins de contraintes représentés sur la figure 7.

Le coefficient de frottement à l'interface à volume constant atteint sa valeur la plus élevée pour un déplacement de l'ordre de 1 mm (fig. 8). Ce dépla-

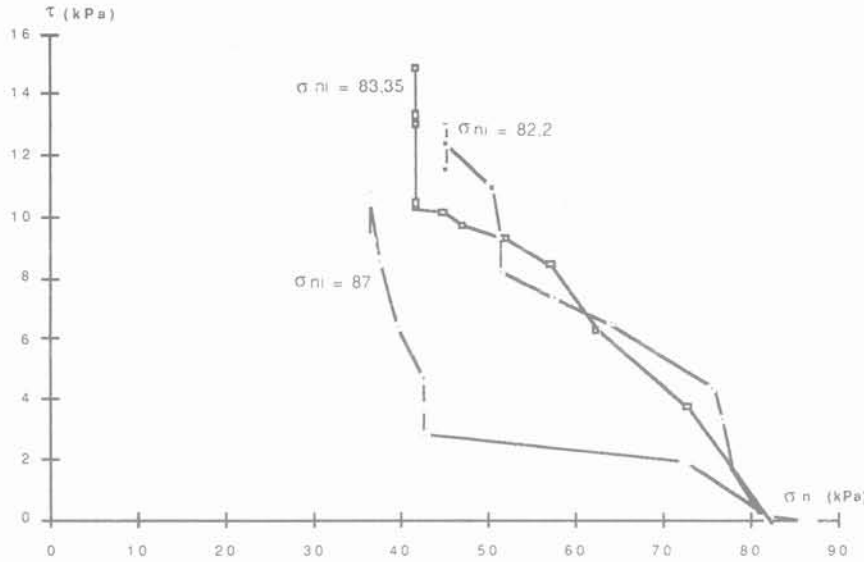


Fig. 7. — Chemins de contrainte durant un essai à volume constant.
 Fig. 7. — Stress paths during a constant volume test.

cement est légèrement plus faible que celui qui correspond à la mobilisation de la valeur stabilisée lors des essais à contrainte normale constante (fig. 5a et 5b).

Si on compare maintenant (fig. 9) les valeurs du coefficient de frottement réel mobilisé à l'interface lors des deux types d'essais, on constate que pour des conditions identiques de mise en place, de rugosité de la sonde et d'état du sol, les résultats obtenus sont proches.

Généralement pour la terre armée ou les clous, les concepteurs utilisent un coefficient de frottement apparent noté μ^* qui est égal à τ/σ_n avec :

— l'inclusion σ_n : contrainte horizontale entourant l'inclusion dont la valeur exacte est ignorée et prise

traditionnellement égale à $k_0\sigma_v$ (k_0 : coefficient de pression au repos des terres, σ_v : contrainte verticale) ;

— τ : contrainte de cisaillement correspondante.

Si l'on admet que la contrainte horizontale chute, comme nous l'avons noté pendant nos essais, cela signifie que le coefficient de frottement réel est environ deux fois plus élevé que le coefficient de frottement apparent. L'intérêt de la mesure proposée dans ce cas serait de bien appréhender la contrainte horizontale réelle ; ce qui permettrait alors, en admettant que le coefficient de frottement réel soit déterminé exactement, d'apporter une amélioration au dimensionnement.

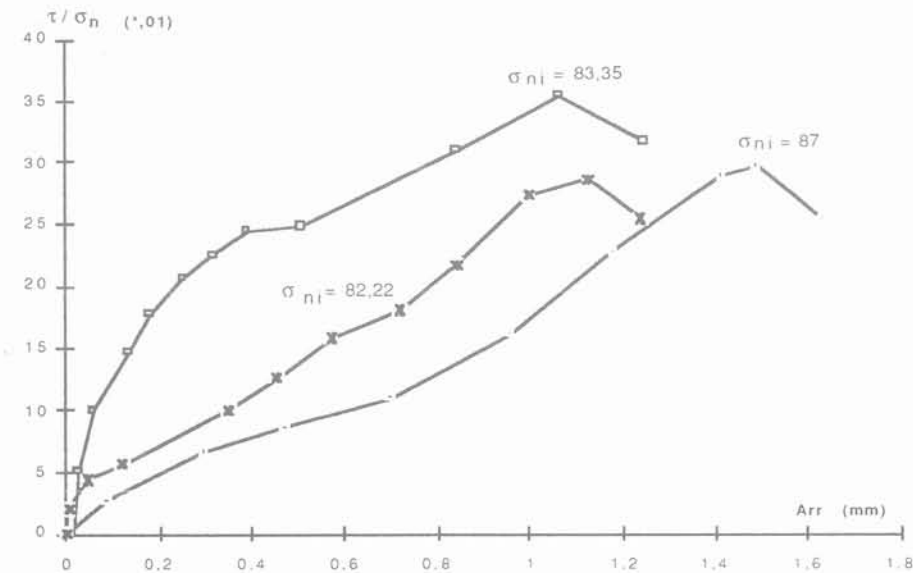


Fig. 8. — Evolution du rapport τ/σ_n avec l'arrachement d'une sonde lisse introduite par moulage dans un sable siliceux à l'état lâche à volume constant (contrainte en kPa).

Fig. 8. — Evolution of τ/σ_n during shearing at the interface loose siliceous sand-smooth probe during a constant volume test (stress in kPa).

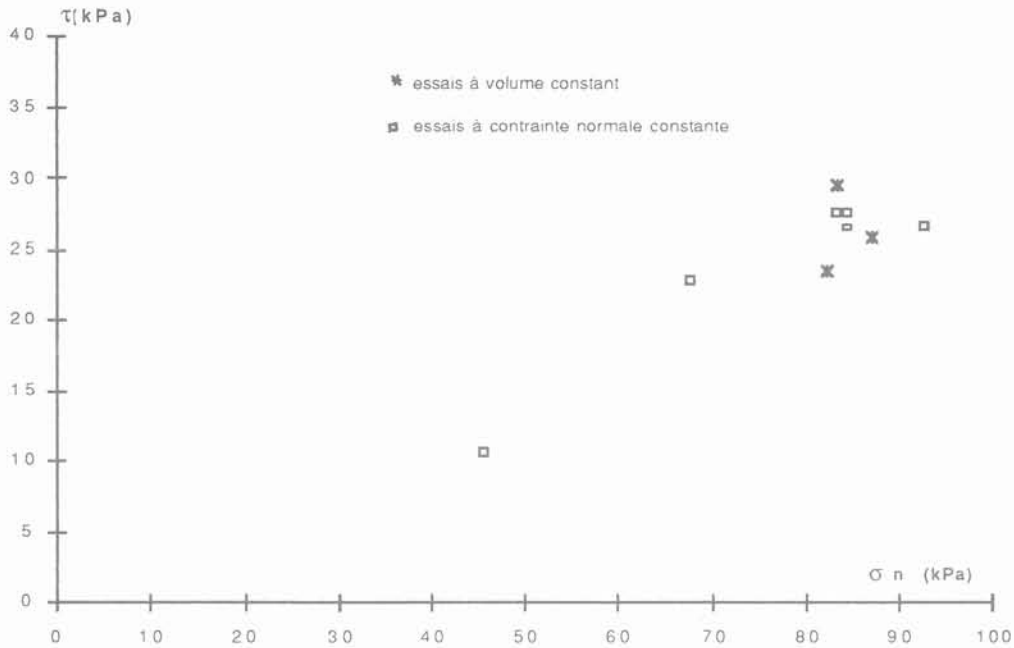


Fig. 9. — Courbe du frottement à l'interface sable siliceux à l'état lâche-sonde lisse introduite par moulage pour des essais à σ_n constante et des essais à volume constant.

Fig. 9. — Friction curve at the interface loose siliceous sand-smooth probe introduced by moulding from constant stress tests and constant volume tests.

5. ESSAIS D'ARRACHEMENT PAR PALIERS

il s'agit d'arrachement à contrainte normale constante. Si les deux types d'essais d'arrachement (progressif ou par paliers) permettent de déterminer l'effort d'arrachement maximal que peut supporter une inclusion, l'arrachement par paliers permet de déterminer aussi un effort de fluage correspondant à une augmentation importante des déformations différées.

La description de l'essai d'arrachement par paliers est faite au moyen de trois types de graphiques.

Le premier (fig. 10) donne l'évolution de l'effort d'arrachement en fonction des déplacements cumulés.

Le second (fig. 11) représente pour chacun des paliers de chargements, l'évolution de la déformation en fonction du logarithme décimal du temps : les courbes obtenues sont des droites dites droites de stabilisation caractérisées par leurs pentes. On a indiqué pour chaque palier le rapport de l'effort d'arrachement (au palier) sur l'effort maximum.

Le troisième (fig. 12) montre les valeurs des pentes des droites de stabilisation en fonction du pourcentage de l'effort d'arrachement maximum, il permet la détermination d'une charge de fluage qui correspond à une augmentation importante des pentes de ces droites.

Enfin on a représenté (fig. 13) les valeurs du rapport charge de fluage (Q_f) sur charge limite ($Q^{st,max}$) pour l'ensemble des essais d'arrachement par paliers qui ont été réalisés (soit sur le sable calcaire, soit sur le sable siliceux) en utilisant les deux types de son-

des et différentes contraintes normales à l'interface. La valeur moyenne obtenue est de 60 %, mais il existe une dispersion importante ; cette dispersion n'étant pas liée apparemment aux conditions d'essais. Il est vraisemblable qu'une augmentation du nombre de paliers permettrait d'affiner la détermination de la charge de fluage.

6. COMPARAISON DES DEUX MODES D'ARRACHEMENT

En ce qui concerne le déplacement nécessaire pour obtenir le maximum de l'effort d'arrachement, on constate que l'arrachement par paliers conduit à une valeur plus élevée que l'arrachement progressif ($Q^{prog,max}$) ; ce qui est logique puisque dans le premier cas on permet le développement des déformations différées. Par contre (fig. 14) les valeurs d'effort limite mesurées par les deux méthodes conduisent, toutes choses égales par ailleurs, à des résultats quasiment identiques. L'avantage de la méthode par paliers réside dans la mise en évidence de la charge de fluage.

7. CONCLUSION

Les premiers résultats obtenus ici montrent la fiabilité de l'expérimentation et répondent d'une façon satisfaisante à nos objectifs initiaux à savoir une meilleure connaissance des phénomènes à l'interface, et une mesure directe du coefficient de frottement.

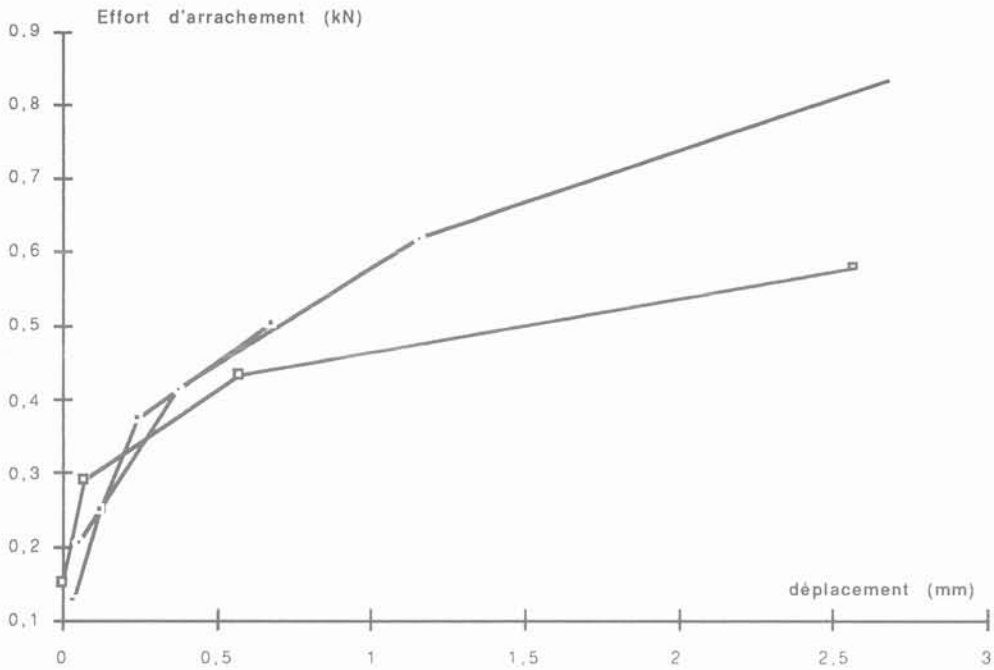


Fig. 10. — Courbes effort de traction-arrachement pour différentes contraintes normales. La sonde rugueuse est introduite dans un sable siliceux à l'état lâche par moulage, (la pression appliquée à l'aide des coussins est de 50 kPa).

Fig. 10. — Traction effort as a function of friction for different pressure into the probe (loose siliceous sand-rough probe, vertical stress is equal to 50 kPa).

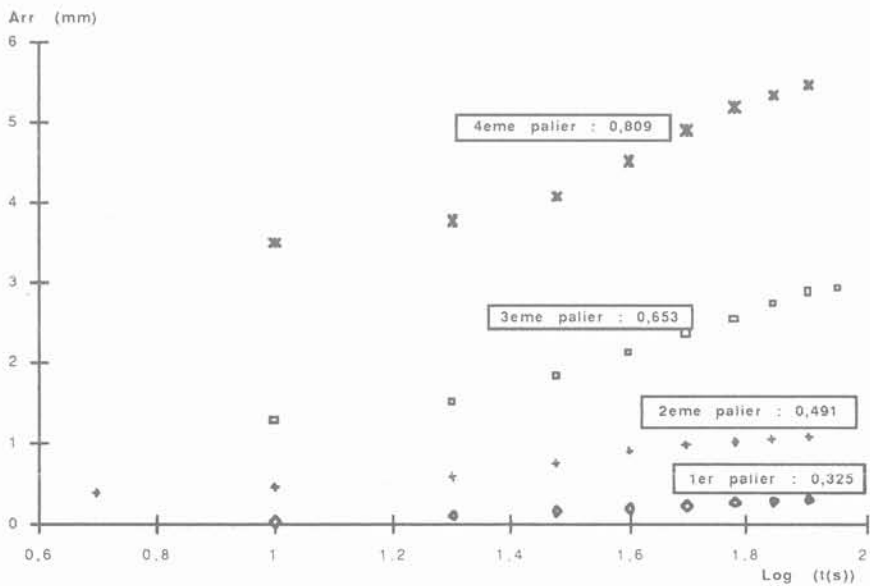


Fig. 11. — Courbes de stabilisation à l'interface sable siliceux à l'état lâche-sonde mini-pressiométrique rugueuse.

Fig. 11. — Stabilization curves at the interface loose siliceous sand-rough probe.

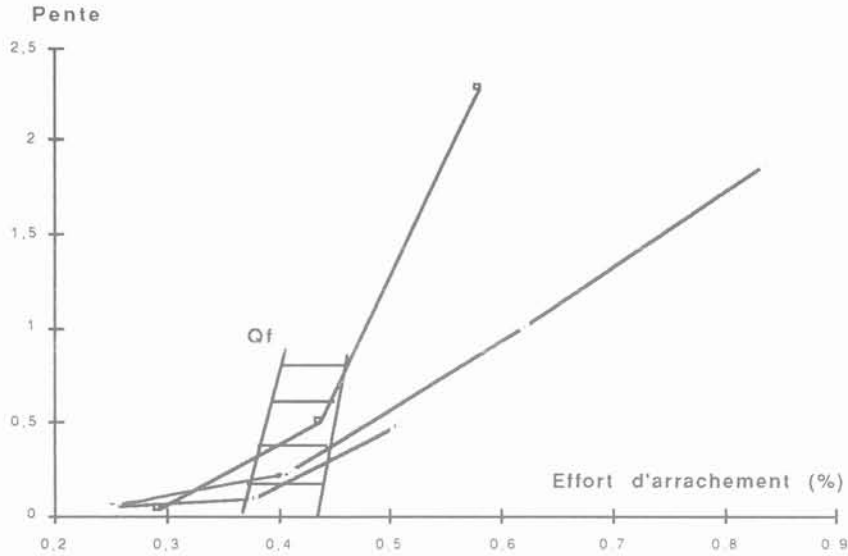


Fig. 12. — Courbes effort de traction-pentes des droites de stabilisation pour différentes contraintes normales ; la sonde rugueuse est introduite dans un sable siliceux à l'état lâche par moulage, (la pression appliquée à l'aide des coussins est de 50 kPa).

Fig. 12. — Curves effort of traction-slope of the straights of stabilization for different pressures into the probe (loose siliceous sand-rough probe, vertical stress is equal to 50 kPa).

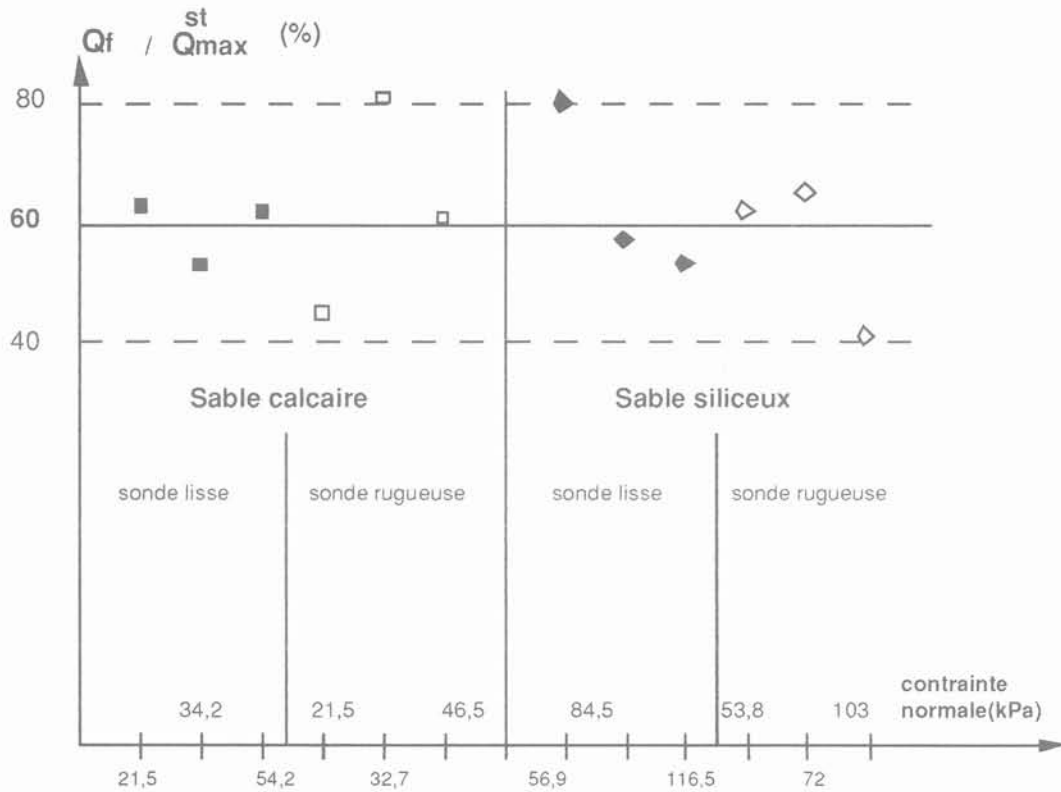


Fig. 13. — Rapport de l'effort de fluage sur l'effort limite durant un essai d'arrachement par paliers selon le type de sable et la rugosité de la sonde mini-pressiométrique ($\sigma_v = 50$ kPa).

Fig. 13. — Ratio of the creep effort on the limit effort during a static friction test for different roughness of the probe and different kind of sands ($\sigma_v = 50$ kPa).

Les valeurs limites des efforts d'arrachement, à contrainte normale constante, sont indépendantes du mode d'arrachement (progressif ou par paliers).

Les essais à volume constant ont permis de mettre en évidence la chute importante de la contrainte normale à l'interface durant le cisaillement.

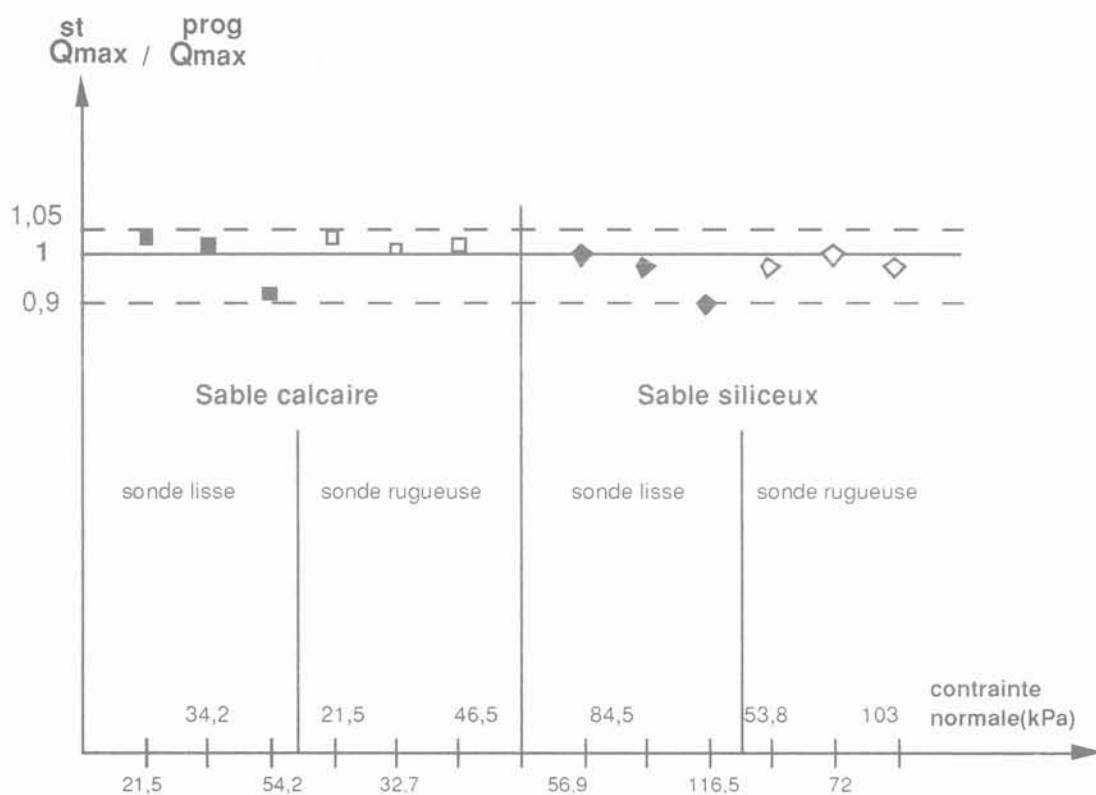


Fig. 14. — Rapport de l'effort limite déterminé durant un arrachement par paliers sur l'effort maximal atteint pendant l'arrachement progressif selon le type de sable et la rugosité de la sonde mini-pressiométrique ($\sigma_v = 50$ kPa).

Fig. 14. — Ratio of the limit static effort on the limit progressive effort for different roughness of the probe and different kind of sands ($\sigma_v = 50$ kPa).

Enfin l'utilisation d'essais d'arrachement par paliers permet la définition d'une charge de fluage correspondant à l'apparition de déplacements importants.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) ABDERRAHIM A. (1991), *Utilisation d'un mini-pressiomètre pour la mesure directe du frottement à l'interface sol pulvérulent-inclusion*. Doctorat de l'INPL, np. 197.
- (2) BERTHIER J. (1970), *Essai statique de fondations profondes*. Projet du mode opératoire de LCPC, avril 1970.
- (3) BOULON M., FORAY P., PLAYTAS C. (1986), *Comportement d'interface et prévision du frottement latéral long des pieux et tirants d'ancrage*. Revue Française de Géotechnique, n° 35, (1986), pp. 31-48.
- (4) DAVIS A.G., PHILIPPONNAT G. (1978), *Essais des pieux en vraie grandeur dans les milieux pulvérulents*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 363, 1978, pp. 74-83.
- (5) FAHEY M. (1986), *Expansion of a thick cylinder of sand : a laboratory simulation of the pressuremeter test*. Geotechnique vol. 36, n° 3, 1986, pp. 397-424.
- (6) JEWELL R.J., FAHEY M., WROTH C.P. (1980), *Laboratory studies of the pressuremeter test in sand*. Geotechnique vol. 30, n° 4, 1980, pp. 507-531.
- (7) LE TIRANT P. et al. (1989), *Frottement des pieux dans les sables carbonatés*. Revue Française de Géotechnique, n° 49, pp. 51-65.
- (8) Ouvrage collectif (1991), *Recommandations CLOUTERRE (1991)*, Presses ENPC Paris, pp. 159-183.
- (9) PHILIPPONNAT G. (1986), *Le phicomètre : essai de cisaillement direct dans le sol*. Revue Française de Géotechnique, n° 35, pp. 49-65.
- (10) SCHLOSSER F., GUILLOUX (1981), *Le frottement dans le renforcement des sols*. Revue Française de Géotechnique, n° 16, pp. 65-77.
- (11) SCHLOSSER F. et al. (1979), *Le renforcement sol-armature dans les ouvrages en terre armée*. C. R. Coll. Int. Renforcement des sols. ENPC, Paris, pp. 151-156.
- (12) YOSHIMI Y., KISHIDA T. (1981), *A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces*. Geotechnical Testing Journal GTDODJ, n° 4, pp. 145-152.
- (13) WERNICK (1978), *Stresses and strains of the surface of anchors*. Revue Française de Géotechnique, n° 3, pp. 65-79.

Le discage des carottes : estimation des contraintes in situ et optimisation du carottage

Core discing : in situ stresses evaluation and coring optimization

V. VENET, J.-P. HENRY

Laboratoire de Mécanique de Lille - URA CNRS 1441
Département de Mécanique des Matériaux Fragiles EUDIL*

D. FOURMAINTRAUX

Expertise Mécanique des roches Elf Aquitaine**

Rev. Franç. Géotech. n° 61, pp. 75-84 (décembre 1992)

Résumé

Le discage des carottes est un phénomène qui peut être utilisé pour :

- l'estimation des contraintes in situ à partir d'observation de carottes disquées ;
- l'optimisation des paramètres de carottage afin d'obtenir des carottes intactes pour les essais mécaniques en laboratoire.

Dans un premier temps, nous décrivons le logiciel utilisant la méthode des éléments finis (DISCAGELF) développé pour notre étude. Nous présenterons ensuite les résultats des essais effectués sur le triaxial vrai de l'Université de Lille (sans pression de boue), et sur la machine à disquer de l'Institut National de l'Environnement et des Risques Industriels (INERIS) (avec pression de boue simulée dans la saignée) pour valider notre logiciel. Puis, nous résumerons les principaux résultats numériques relatifs à l'influence des paramètres (propriétés géomécaniques du matériau, densité de boue, poids sur l'outil, rapport des rayons du carottier, type et géométrie de l'outil) sur les contraintes d'initialisation de la rupture. Nous avons principalement mis en évidence l'existence :

- d'un domaine de sécurité vis-à-vis de l'amorce de la rupture ;
- de relations linéaires entre les contraintes radiales d'initialisation de la rupture d'une part, et les propriétés géomécaniques de la roche et la pression de boue d'autre part ;
- de trois positions préférentielles de l'amorce de la rupture (le mécanisme engendrant la fracture étant différent) ;
- de l'influence du type et de la géométrie du carottier sur l'initialisation de la fracture.

Abstract

This paper presents the core discing phenomena, which could allow to :

- predict the in situ stresses from core discing observations ;
- optimize the coring parameters in order to obtain intact cores for mechanical laboratory tests.

In the first part of the paper, the finite element computer software (DISCAGELF) developed for this study is described. The validation of numerical results will be made with :

- truly-triaxial testing device from Lille University (without mud pressure) ;
- core discing cell testing device from Institut National pour l'Environnement et les Risques Industriels (INERIS) (with simulated mud pressure).

In the second part, numerical simulations are presented, regarding the influence of coring parameters (mechanical properties of rocks, mud density, weight on coring tool, ratio of core bit radii, type and shape of coring tool) on rupture initiation stresses. This study has shown the existence of :

- a safety area regarding rupture initiation ;
- linear relationships between the value of radial stresses corresponding to rupture initiation on one hand and mechanical properties of rock and mud pressure, on the other hand ;
- three preferential positions of the fracture initiation point (the type of fracture being different) ;
- the influence of the type and geometrical shape of coring tool on rupture initiation.

* 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex.

** Centre Micauleau, av. Président-Argot, 64001 Pau.

1. INTRODUCTION

Un problème fréquent en mécanique des roches appliquée aux forages pétroliers est l'estimation des contraintes in situ à de grandes profondeurs. Certaines techniques, relativement élaborées, permettent d'obtenir de bonnes indications, sur l'orientation des contraintes horizontales minimum et maximum (ovalisation), sur la valeur de la contrainte horizontale minimum (mini-fracturation hydraulique), sur l'orientation des contraintes principales (analyse de la courbe des déformations différentielles : Differential Strains Curve Analysis (DSCA)). Les inconvénients de ces méthodes proviennent de problèmes de faisabilité, de représentativité des résultats obtenus, et principalement des coûts élevés de mise en œuvre.

Dans certains forages pétroliers, on a pu observer le découpage des carottes extraites en tronçons appelés « disques ». Ces disques sont « de formes variées, d'épaisseur uniforme avec des surfaces de rupture pratiquement normales à l'axe du forage » (9). Ce phénomène intervient principalement dans des zones fortement contraintes et/ou à grande profondeur. Il apparaît donc lié aux contraintes en place d'où l'idée de l'utiliser comme un indicateur de l'état de contraintes in situ.

La méthodologie retenue pour l'étude du discage comporte deux étapes :

- la première phase consiste à modéliser numériquement l'amorce de la rupture en utilisant une approche par critère. En tenant compte de l'ensemble des paramètres du forage, les contraintes d'initialisation de la rupture et les positions des points correspondants seront définies. Une étude expérimentale doit alors être mise en œuvre pour valider les résultats numériques ;

- dans une deuxième phase, à partir des résultats obtenus sur l'armorce de la rupture, il est possible :

- en partant d'une première estimation des contraintes in situ, d'optimiser le carottage de façon à obtenir des carottes intactes pour des mesures pétrophysiques et des essais mécaniques en laboratoire ;
- de modéliser la propagation de la fissure en utilisant une approche par la mécanique linéaire de la rupture. On pourrait ainsi obtenir des indications sur la forme des disques et sur les contraintes de discage. A l'inverse, l'observation des carottes disquées interprétée en fonction des paramètres du forage, permettrait d'estimer l'état de contrainte in situ.

Nous n'aborderons, dans cet article, que la première phase de l'étude du discage. Nous définirons ainsi les paramètres ayant une influence sur l'amorce de la rupture, ce qui nous donnera des indications sur la façon d'obtenir des carottes intactes. Après un rappel succinct de l'analyse bibliographique qui explicitera les principaux paramètres de l'étude, nous présenterons le modèle numérique et le logiciel de calcul mis au point : DISCAGELF. La validation du modèle proposé est établie par différents essais en laboratoire. Les résultats essentiels, obtenus lors de l'étude paramétrique de l'initialisation du discage réalisée à l'aide du modèle numérique, permettront de

conclure sur les interprétations possibles et les développements futurs.

2. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE PRÉSENTATION DES PARAMÈTRES ÉTUDIÉS

Les principales relations numériques et empiriques relevées dans différentes études antérieures montrent que ;

- la contrainte radiale de discage (σ_R) varie linéairement en fonction de la contrainte axiale (σ_A) : $\sigma_R = k_1 + k_2 \sigma_A$. Cette équation est celle de la droite dite d'OBERT et STEPHENSON (9) ;

- la pente k_2 de cette droite varie linéairement en fonction de la résistance à la traction du matériau (R_t) : $k_2 = 0,25 + 0,65 \cdot 10^{-2} R_t$ (R_t étant exprimé en MPa) (11) ;

- l'ordonnée à l'origine k_1 de cette droite varie linéairement en fonction de la résistance à la compression (R_c) ou au cisaillement (τ_0) de la roche (3) (8) (9) (14).

L'influence du diamètre du carottier sur l'épaisseur des disques a été soulignée par ISAEV (6), ZHU LI et WANG (16). La relation entre le rapport épaisseur des disques sur diamètre du carottier et la concentration de contrainte en fond de saignée a été mise en évidence par STACEY (12), SUGAWARA et al. (13).

Toutes ces données sont issues d'observations d'essais en laboratoire, de simulations numériques et ne tiennent pas compte de la pression de boue dans le forage. On remarque que les paramètres influençant le discage et évoqués par les différents auteurs, se regroupent en deux classes. Les uns sont « passifs » tels que caractéristiques géomécaniques de la roche, longueur de la carotte, et les autres « actifs » tels que densité de boue, poids sur l'outil, rapport des rayons du carottier, forme et géométrie de l'outil. Ces différents paramètres sont récapitulés sur la figure 1.

En ce qui concerne l'observation des carottes disquées, signalons les travaux de MIGUEZ (7) qui a élaboré une méthodologie de description des disques (cinq familles de disques ont pu être ainsi répertoriées selon leur forme : assiette, gouttière, selle de cheval, assiette inversée, gouttière inversée).

3. PRÉSENTATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE ET DU LOGICIEL DISCAGELF (15)

3.1. Description générale de DISCAGELF

L'idée de base est de développer un logiciel, facile d'accès, aisé à manipuler et qui puisse être implanté sur des micro-ordinateurs afin d'être utilisé sur « sites » par des ingénieurs pétroliers. Le principal objectif étant d'effectuer une étude paramétrique complète de l'incidence de certains facteurs sur l'initialisation de la rup-

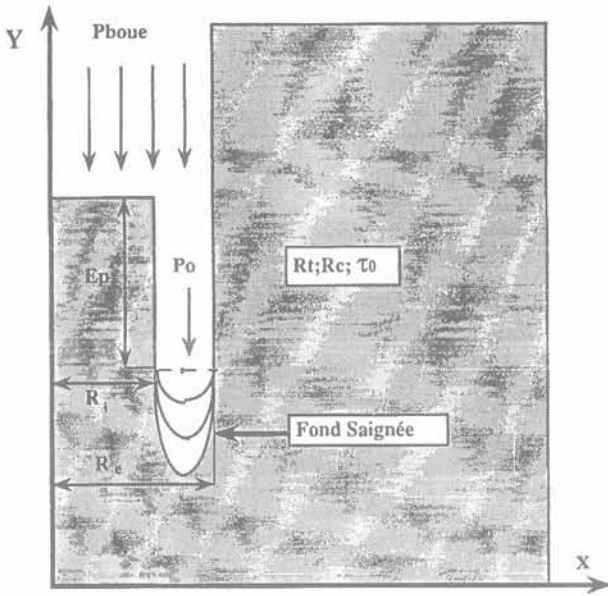


Fig. 1. — Présentation des paramètres testés.
Fig. 1. — Presentation of the testing parameters.

ture, la loi de comportement du matériau sera la plus simple possible : la roche est supposée élastique linéaire homogène et isotrope. La méthode de calcul est celle des éléments finis en symétrie de révolution, ce qui impose deux autres hypothèses simplificatrices : la contrainte dans l'axe du forage est supposée principale, et dans le plan perpendiculaire, les contraintes radiales sont supposées identiques, ce qui est très simplifié par rapport à l'état de contraintes naturelles plus courant où les trois contraintes principales sont différentes. Les éléments de la discrétisation sont des quadrilatères à huit nœuds et quatre points de Gauss. Notre logiciel se compose :

- d'un mailleur automatique qui permet de discrétiser totalement le domaine sans intervention extérieure. Le nombre d'entrées est limité à un numéro (MAIL) correspondant à un type et à une géométrie du carottier ;
- d'un dispositif de loupe permettant de focaliser le domaine d'étude sur la zone à haute probabilité de rupture ;
- d'une possibilité de sortie graphique des résultats sous formes de courbes d'isovaleurs (courbes isocontraintes-isocritères...) par l'intermédiaire d'un post-processeur ISOVAL. La figure 2 représente de façon succincte l'organigramme général de DISCAGELF.

Lors de la phase de calcul, quatre modes de chargement sont testés séparément : contrainte axiale seule, contrainte radiale seule, pression de boue seule et poids sur l'outil seul. Les contraintes ainsi obtenues sont stockées dans des fichiers qui seront utilisés lors du calcul de la rupture. Cette méthode présente l'avantage, pour une géométrie du domaine fixée, de faire varier un nombre important de données en superposant différents états de contrainte, sans repasser par l'ensemble du programme de calcul.

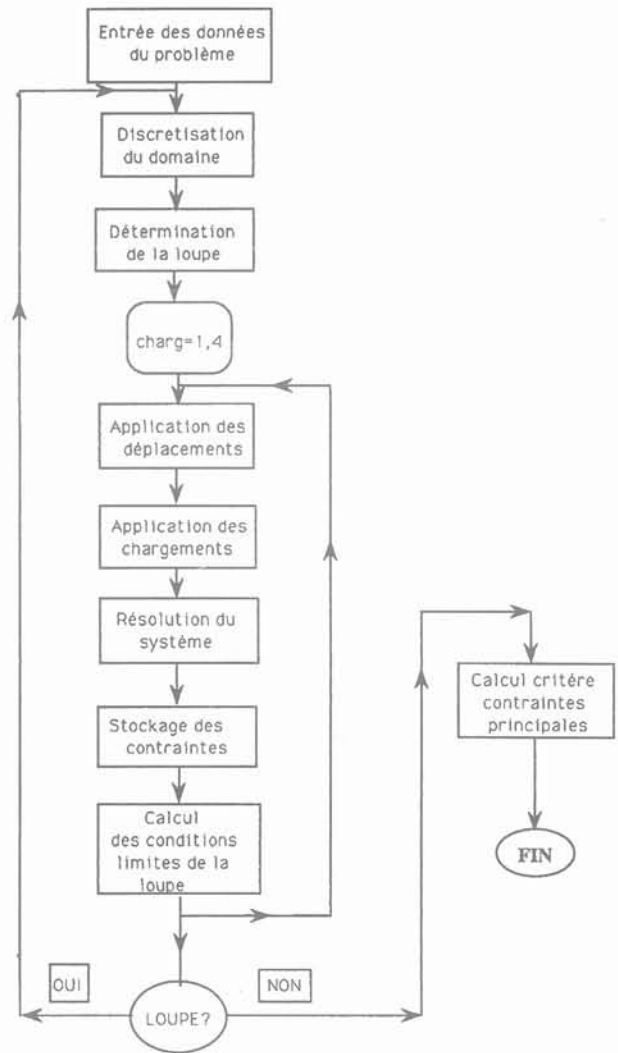


Fig. 2. — Organigramme du logiciel DISCAGELF.
Fig. 2. — DISCAGELF software organigram.

3.2. Description du critère de rupture

Le critère parabolique de TORRE-LEON, d'écriture simple, a été retenu pour notre étude. Il présente également l'avantage sur un critère de Mohr-Coulomb de ne pas trop surestimer les contraintes principales de rupture dans les zones de forte compression, mais conserve le désavantage de ne pas faire intervenir la contrainte intermédiaire. Il s'écrit :

$$6 \tau^2 - 8 (R_t + R_c) \sigma - (R_t - R_c)^2 = 0 \quad (1)$$

Soient $\sigma_1^0, \sigma_2^0, \sigma_3^0$ les contraintes principales calculées en chaque point de Gauss pour un état de chargement donné ; on définira, en tout point du domaine, la variable λ , appelée paramètre de retour sur la parabole, telle que le système $\sigma_1 = \lambda \sigma_1^0, \sigma_2 = \lambda \sigma_2^0, \sigma_3 = \lambda \sigma_3^0$ implique que l'état $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ est un état de rupture (fig. 3).

Dans ce cas, l'équation de la parabole de TORRE-LEON (1) devient :

$$\lambda^2 (\sigma_2^0 - \sigma_1^0)^2 - \lambda (R_t + R_c) (\sigma_1^0 + \sigma_3^0) + R_t R_c = 0$$

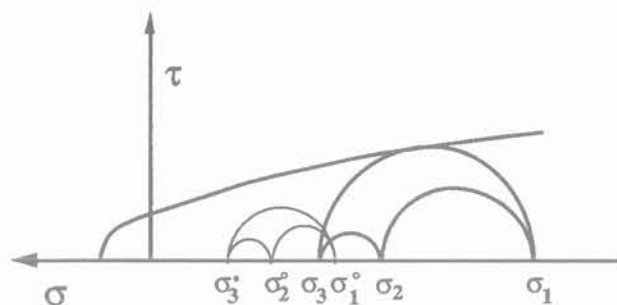


Fig. 3. — Représentation des contraintes principales calculées et de rupture.

Fig. 3. — Representation of principal calculated and rupture stresses.

Au point de calcul considéré, on peut conclure que :

- si $\lambda < 1$, les contraintes calculées sont trop importantes : la rupture s'est déjà produite ;
- si $\lambda > 1$, les contraintes calculées sont trop faibles : il n'y a pas de rupture ;
- si $\lambda = 1$, les contraintes calculées vérifient le critère.

L'inconnue du problème est la contrainte radiale σ_R (ou le coefficient K : rapport de la contrainte radiale (horizontale) sur la contrainte axiale (verticale) $K = \sigma_R/\sigma_A$) pour un site (profondeur, nature et densité de la roche, densité de boue) et un carottier (poids sur l'outil, forme du carottier) donnés. En partant de l'hypothèse $\sigma_A =$ poids des terrains et d'une valeur de K élevée, on effectue des itérations en diminuant ce coefficient jusqu'à ce que l'on obtienne une distribution de contraintes telle que la valeur de λ minimale dans tout le domaine soit égale à 1 (à 10^{-4} près). La position du point d'initialisation du discage correspond au point où λ est égal à 1.

3.3. Représentation générale des droites de « discage »

Lors de chacune de nos simulations, nous avons constaté que (14) (15) :

- la contrainte radiale d'initialisation du discage varie linéairement par intervalles, en fonction de la contrainte axiale ;
- pour une profondeur donnée (donc à contrainte axiale fixée), deux valeurs de contraintes radiales σ_{R1} et σ_{R2} correspondant à deux valeurs K_1 et K_2 du coefficient K ($K_1 > K_2$), peuvent provoquer l'initialisation du discage.

En reliant entre eux les segments de droite obtenus, on peut définir un domaine à l'intérieur duquel l'amorce de la rupture est impossible et que l'on appellera domaine de non discage (fig. 4).

Les changements de pente et le brusque décrochement sont dus respectivement à des déplacements des points potentiels d'initialisation du discage et à un changement dans le mécanisme qui occasionne la rupture.

Pour σ_{R2} , l'amorce de rupture apparaît sous la saignée du côté interne, la rupture survenant principalement en extension.

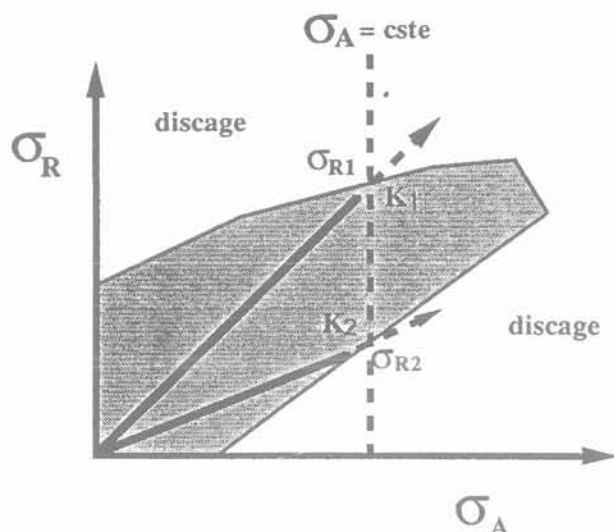


Fig. 4. — Définition du domaine de non-discage dans le plan des contraintes axiale, σ_A , et radiale, σ_R , à la paroi du trou. Pour chaque valeur de la contrainte axiale σ_A , on trouve deux valeurs critiques, σ_{R1} et σ_{R2} , de la contrainte radiale σ_R (correspondant à deux valeurs, K_1 et K_2 , du rapport K entre les contraintes radiale et axiale). Une instabilité (initialisation du discage) apparaît quand la contrainte radiale à la paroi est supérieure à σ_{R1} ou inférieure à σ_{R2} ; entre les deux, la stabilité correspond au non-discage.

Fig. 4. — Definition of no-discing area in the plane of axial, σ_A , and radial, σ_R , stresses at the borehole wall. At each value of axial stress, σ_A , correspond two threshold values of radial stress σ_{R1} and σ_{R2} (with two values of the ratio K between radial and axial stresses). If the radial stress at the borehole wall σ_R is higher than σ_{R1} or lower than σ_{R2} instability occurs at the wall (discing initiation) ; for values of radial stress between σ_{R1} and σ_{R2} , the stability is the no-discing area.

Pour σ_{R1} , l'amorce de rupture apparaît sous la saignée du côté externe (rupture en cisaillement), ou sous l'axe du carottier (rupture en extension).

Il est donc possible de définir un domaine de sécurité vis-à-vis de l'amorce du discage pour un type de carottier, une pression de boue et un poids sur l'outil donnés. Il semble évident que ce domaine dépende des paramètres précédents (voir paragraphe 5). On peut alors chercher à optimiser la forme du carottier pour que le domaine de non discage soit le plus grand possible, c'est-à-dire pour réduire la probabilité d'endommagement de la carotte.

4. VALIDATION EXPÉRIMENTALE DU MODÈLE EN ÉLASTICITÉ (15)

Deux séries d'essais ont été menés en utilisant une chaîne d'émission acoustique, afin de détecter l'initialisation du discage. Les expérimentations ont eu lieu sur un grès des Vosges (Grès de Wissembourg) avec un carottier de laboratoire de diamètre intérieur 30 mm.

4.1. Essais sous contraintes triaxiales vraies

Les premières expérimentations (BOUMADHI, 1) ont été réalisées sur l'appareil triaxial vrai (simulateur

d'ouvrages souterrains du Laboratoire de Mécanique de Lille) sans présence de boue dans la saignée. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques ($50 \times 50 \times 50 \text{ cm}^3$) de calcaire d'Anstrude. L'échantillon étant placé dans le triaxial vrai, on carotte une longueur de carotte (E_p) désirée. Les deux contraintes radiales appliquées sont identiques, le coefficient de poussée des terrains K (rapport de la contrainte radiale σ_R sur la contrainte axiale σ_A) est fixé pour chaque essai. Une chaîne d'émission acoustique est employée afin de détecter le début de l'amorce de rupture (correspondant à σ_{R1}) grâce à un capteur piézoélectrique situé sur la carotte. On désirait observer les valeurs de σ_{R1} correspondant à différentes longueurs de carottes pour différents coefficients K . Le jeu de données d'entrées pour les simulations numériques correspondantes incluait les caractéristiques géomécaniques de la roche testée, ainsi que la géométrie et la forme du carottier utilisé.

Les contraintes σ_{R1} obtenues numériquement et expérimentalement sont identiques (écart $< 5\%$). Nous avons représenté sur la figure 5 le cas où $K = 3$.

Après l'obtention de la contrainte radiale « d'initialisation du discage » σ_{R1} BOUMADHI (1) a continué ses essais jusqu'à ce que le disque soit totalement décollé ; la contrainte radiale « de discage » (σ_{Rd}) est alors relevée. On a pu constater que σ_{Rd} était très supérieure à σ_{R1} , l'écart entre ces valeurs correspond à la formation du disque. Il est donc important de distinguer l'état d'initialisation du discage et l'état où le disque est totalement formé.

4.2. Validation expérimentale avec pression de boue

La deuxième série d'essais a été effectuée sur la cellule à disquer de MOUDAFI (8) à l'Institut National

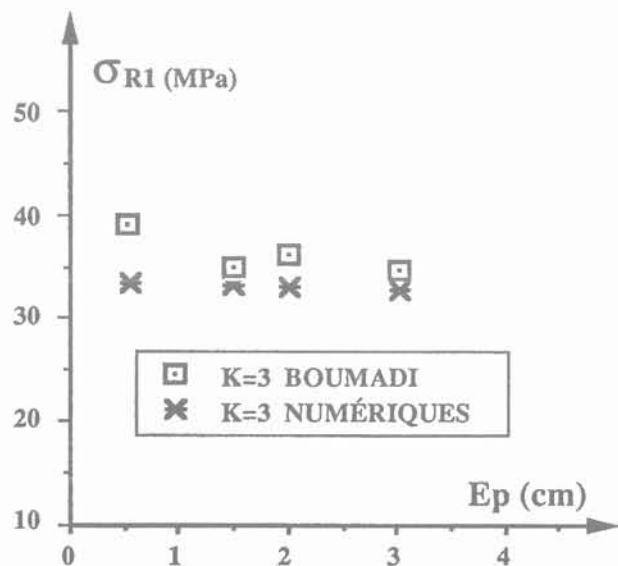


Fig. 5. — Comparaison de résultats expérimentaux d'après BOUMADHI (1) et calculés à l'aide de DISCAGELF.

Fig. 5. — Comparison between experimental and calculated values.

pour l'Environnement et les Risques Industriels (INERIS). Pour simuler la présence de boue dans la saignée, nous avons employé de la poudre (talc) plutôt qu'un fluide (huile), ce qui nous permet d'éviter la pénétration du liquide dans la roche et de continuer à travailler en contraintes totales.

Le comportement du talc a été étudié au moyen d'essais de compression. Nous avons ainsi pu déterminer le coefficient de transmission de pression (C_{TP}) en fond de saignée selon le chargement imposé en tête du talc et sa mise en place (préchargement et précompaction). Selon la valeur du C_{TP} , nous avons pu estimer une « densité de boue équivalente » à introduire dans la simulation numérique. Le mode opératoire suivi pour chaque expérimentation se décompose en trois grandes phases.

Dans un premier temps, l'échantillon est préparé. Pour cela, après avoir surfacé des éprouvettes de 120 mm de diamètre et de 240 mm de longueur de grès des Vosges, on effectue un premier carottage pour extraire une carotte de 5 cm. Puis on recarotte l'échantillon sur 1 cm ; cette valeur correspond à la longueur de la carotte prise constante pour tous les essais (afin de garder une même configuration géométrique).

Dans un second temps, on effectue la précompaction du talc qui s'effectue hors de la cellule à disquer selon le processus élaboré en laboratoire (15). Puis le talc est préchargé dans la cellule à disquer en fonction des contraintes axiales (σ_A) et sur le talc (σ_{talc}) qui seront développées lors des essais de discage. Le rapport K_T ($K_T = \sigma_A / \sigma_{talc}$) est fixé avant chaque expérimentation et reste constant pendant chaque essai de discage (ce qui nous permet de travailler avec différents C_{TP} donc de simuler différentes densités de boue). Les contraintes axiales et radiales sont augmentées isotropiquement. Pour chaque palier, on fait croître σ_{talc} de façon à garder K_T constant et ce jusqu'à obtenir la valeur de σ_{talc} qui sera développée pendant les essais.

La troisième phase est l'essai de discage où pour des contraintes axiales et de talc constantes, on augmente la contrainte radiale jusqu'à l'obtention de l'amorce de la rupture (σ_{R1}) et de discage (σ_{Rd}).

Un contrôle constant de l'état de l'échantillon durant ces deux dernières étapes est effectué grâce à une chaîne d'émission acoustiques reliée à un capteur piézoélectrique placé sur la cellule. On peut ainsi détecter non seulement l'amorce de la rupture et le discage, mais également tout « accident » (jaquette défectueuse au montage, amorce de rupture non désirée,...) durant la phase de précompaction et préchargement du talc.

Le jeu de données entré dans DISCAGELF est complété par les valeurs des résistances à la traction et à la compression de la roche (grès des Vosges), et les caractéristiques géométriques du carottier utilisé. Nous présentons dans le tableau 1 les résultats obtenus à partir de quatre « densité de boue » différentes pour une contrainte axiale de l'ordre de 17 MPa. Rappelons que l'initialisation du discage a toujours été détectée par émission acoustique.

Tableau 1. — Variation des valeurs de la contrainte radiale en fonction de la densité de la boue.

Valeurs pour différentes densités de boue de la contrainte radiale correspondant à : l'initialisation du disque (ligne 1 = valeur mesurée expérimentalement - ligne 2 = valeur déterminée par le calcul) et à la formation complète du disque (ligne 3 : valeur expérimentale mesurée).
Roche = Grès des Vosges (Grès rouge du Trias).

Table 1. — Variation with mud density of the radial stress values corresponding with discing initiation (measured experimental values = line 1 - calculated values = line 2) and fully achieved discing (measured experimental values = line 3).
Rock = Vosges Sandstone (triasic red sandstone).

Contrainte radiale	Densité de boue	0	0,3	0,5	0,7
	Initialisation de discage (expérimental)		67 MPa	71 MPa	79 MPa
Initialisation de la rupture (numérique)		60 MPa	65 MPa	70 MPa	75 MPa
Initialisation du disque formé expérimentale		78 MPa		93 MPa	

En raison de problèmes mécaniques, l'essai simulant une densité de boue de 0,7 a dû être interrompu à une contrainte radiale de 73 MPa. Aucune amorce de rupture n'ayant été décelée comparativement aux essais précédents, l'initialisation du discage aurait dû se produire pour des contraintes radiales supérieures à cette valeur. On note qu'elle est prévue, numériquement, vers 75 MPa.

Au travers de ces résultats, on constate que ;

- les contraintes radiales d'initialisation de discage expérimentales sont légèrement supérieures à celles prévues par notre logiciel (de l'ordre de 10 %) ;
- les contraintes radiales d'initialisation ou de formation du disque augmentent lorsque la « densité de boue » augmente ;
- les contraintes radiales correspondant au disque formé sont très supérieures à celles obtenues lors de l'amorce de la rupture.

Nous pouvons conclure qu'il existe une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et numériques, et donc que le modèle utilisé, malgré sa simplicité ou sa rusticité, semble être valable et autorise une étude paramétrique du phénomène.

5. ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Nous ne présenterons ici que les résultats les plus significatifs des 200 simulations numériques effectuées avec présence de boue dans la saignée (15).

5.1. Les paramètres passifs

5.1.1. Caractéristiques géomécaniques du matériau

L'augmentation de la résistance de la roche fait croître le domaine de non discage (fig. 6) et tend à stabiliser la position du point d'initialisation du discage.

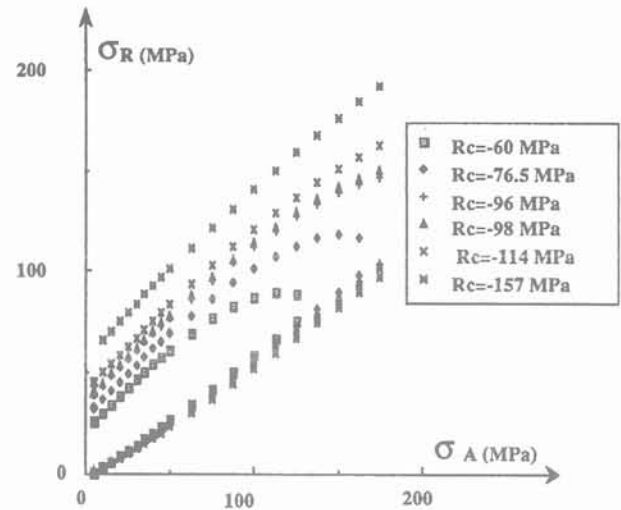


Fig. 6. — Variation du domaine de non discage en fonction de la résistance de la roche R_c .

Fig. 6. — Variation of no discing domain with rock strength R_c .

Pour chaque simulation, nous avons constaté que les contraintes radiales d'initialisation de la rupture σ_{R1} et σ_{R2} (qui sera noté indistinctement σ_{Ri}) varient linéairement en fonction des résistances à la compression (R_c) et au cisaillement (τ_0) du matériau.

On a :

$$\begin{cases} \sigma_{Ri} = A_1 + B_1 R_c & \text{(du type MOUDAFI (8))} \\ \sigma_{Ri} = A_2 + B_2 \tau_0 & \text{(du type OBERT et STEPHENSON (9), DURELLI (3))} \end{cases}$$

Les couples A_1 , B_1 et A_2 , B_2 sont des fonctions linéaires de la contrainte axiale (σ_A). Pour une géométrie du carottier, une densité de boue et une épaisseur de carotte fixées, on peut écrire ces relations sous la forme :

$$\sigma_{Ri} = A(\sigma_A) + B(\sigma_A) R_c$$

En conclusion, en règle générale et comme on pouvait intuitivement l'estimer, plus la roche est résistante, plus le phénomène de discage sera retardé et plus l'extraction de carotte intacte sera favorisée.

5.1.2. Longueur de la carotte

(correspondant à l'épaisseur probable des disques)

Deux types de résultats ont été obtenus selon la valeur du rapport des rayons du carottier (R_e/R_i) utilisée pour les simulations.

Pour des rapports de rayon du carottier (R_e/R_i fixés) inférieurs à 1,7 aucune influence de la longueur de la carotte sur les contraintes radiales d'initialisation du discage n'a été décelée.

Pour des carottiers ayant des rapports de rayon (R_e/R_i fixés) supérieurs à 1,7 ;

- σ_{R2} reste constante, sans aucune variation quel que soit la longueur de la carotte ;
- σ_{R1} diminue brutalement à partir d'une longueur de carotte supérieure à 2,5 cm.

Les variations de σ_{R1} en fonction de la longueur (E_p) sont représentées sur la figure 7 et permettent de distinguer trois « longueurs » de carottes, c'est-à-dire trois familles de disques potentiels :

- d'épaisseur inférieure à 3 cm : σ_{R1} reste constant ;
- d'épaisseur comprise entre 3 cm et 8 cm : σ_{R1} augmente légèrement ;
- d'épaisseur supérieure à 8 cm : σ_{R1} reste constant.

Ce résultat recoupe les observations faites par ZANON sur de nombreux carottages d'Elf Aquitaine (communication personnelle) faisant apparaître une relation, déjà perçue par ISAEV, entre l'épaisseur des disques et le rapport des rayons du carottier (6).

5.2. Influence des paramètres actifs

5.2.1. Rapport des rayons du carottier (R_e/R_i)

Lors de chacune des simulations numériques, l'augmentation de ce rapport entraîne, au-delà d'une valeur seuil située vers 1,7, la diminution très forte de la contrainte radiale d'initialisation du discage σ_{R1} (fig. 8) accompagnée d'un brusque changement de la position du point potentiel d'amorce de discage.

Les positions des points d'amorce de la rupture se situent :

- sous la saignée du côté interne, pour la contrainte σ_{R2} ;
- sous la saignée du côté externe lorsque $R_e/R_i < 1,7$ ou sous l'axe du carottier lorsque $R_e/R_i > 1,7$, pour la contrainte σ_{R1} .

Le rapport des rayons du carottier est donc un paramètre très important car il agit fortement sur les con-

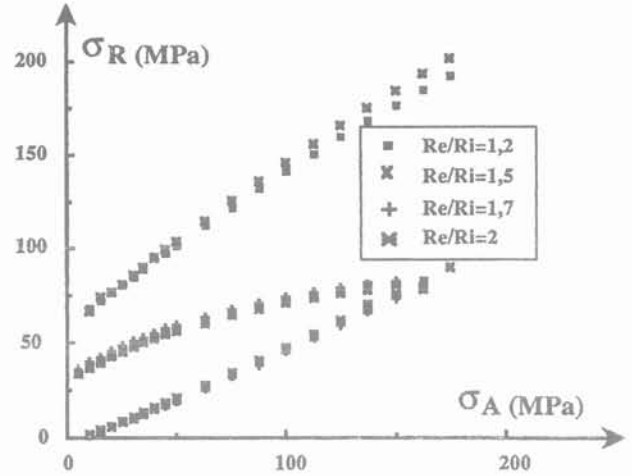


Fig. 8. — Variation du domaine de non discage en fonction du rapport des rayons extérieur R_e et intérieur R_i du carottier.
Fig. 8. — Variation of no-discing domain with the ratio of external R_c to internal R_i core bit radii.

traintes radiales d'initialisation du discage et sur l'épaisseur des disques potentiels en déplaçant les points d'amorce du discage potentiel.

En résumé, l'augmentation du rapport rayon extérieur sur rayon intérieur du carottier favorise l'amorce du discage (cette constatation est à rapprocher à celle de DYKE (4) et indiquerait que l'usage de carottiers à surface d'entrée élevée augmente le risque d'endommagement des carottes.

5.2.2. Densité de la boue

En règle générale, l'augmentation de la densité de la boue entraîne un accroissement des valeurs des contraintes σ_{R1} et σ_{R2} , déplaçant ainsi le domaine de non-discage vers des zones de fortes contraintes radiales (fig. 9). Les contraintes σ_{R1} varient généralement linéairement en fonction de la densité de la boue. Les ordonnées à l'origine et les pentes de ces droites varient en fonction de la contrainte axiale. Remarquons que dans certains cas (dépendant du type de carottier, de la nature de la roche), une trop forte densité de boue pourrait provoquer la rupture (ceci rejoint les observations de CHEATHAM (2) et GUÉNOT (5).

On retrouve ici le rôle de la densité de boue vis-à-vis des instabilités de la paroi du forage ; ici, c'est l'apparition de fissure dans la carotte.

5.2.3. Poids sur l'outil

A grande profondeur, et en présence de boue dans la saignée, le poids sur l'outil n'influe pas de manière significative sur les valeurs des contraintes d'amorçage du discage. Pour des profondeurs inférieures à 2 000 m, l'augmentation du poids sur l'outil agit sur les contraintes σ_{R1} et σ_{R2} de la même façon que l'accroissement de la densité de la boue, c'est-à-dire que le domaine de non discage se déplace dans les zones de fortes contraintes radiales ; l'amorce de la rupture est alors retardée.

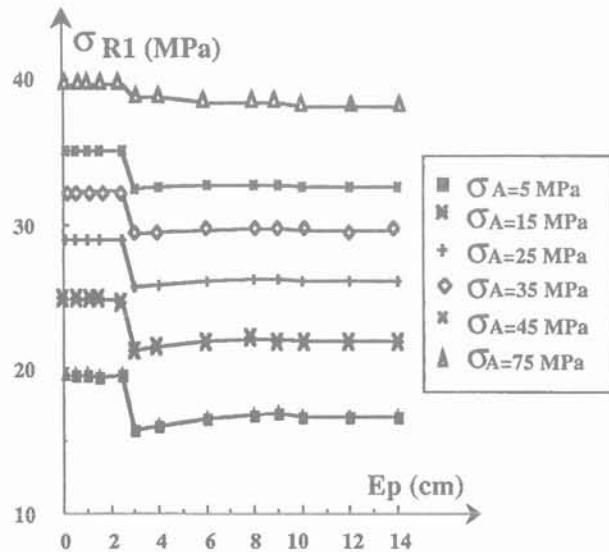


Fig. 7. — Variation de la contrainte radiale critique σ_{R1} et de la longueur de la carotte (c'est-à-dire l'épaisseur du disque) pour différentes valeurs de la contrainte axiale σ_A .
Fig. 7. — Relation between critical radial stress σ_{R1} and core length (i.e. disc thickness) for different values of axial stress σ_A .

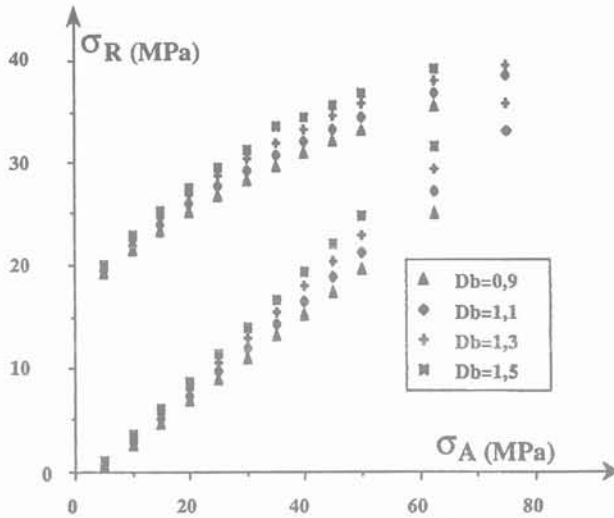


Fig. 9. — Variation du domaine de non discage en fonction de la densité de boue D_b .

Fig. 9. — Variation of no discing domain with the mud density D_b .

5.2.4. Type et géométrie du carottier

L'influence de tous les facteurs permettant de décrire le fond de la saignée sur les contraintes d'initialisation du discage a été étudiée. Nous nous bornerons, dans cet article, à ne donner que le sens général de variation des valeurs des contraintes σ_{R1} et σ_{R2} selon l'excentricité gauche AX1, l'élanement BY et le type de carottier définis sur la figure 10.

Aucune possibilité d'écrire simplement les équations liant σ_{R1} et σ_{R2} à ces différents paramètres n'apparaît. Nous avons regroupé dans le tableau 2 les résultats essentiels et tendances générales (quelques exceptions existent).

Nous avons observé qu'un deuxième groupe de paramètres (profondeur du forage, caractéristiques géomécaniques de la roche, densité de la boue) pouvait influencer sur le sens de variation des contraintes σ_{R1} et σ_{R2} . Pour exemple, nous avons représenté sur les figures 11a et 11b le type de graphe obtenu pouvant être utilisé pour des applications au domaine pétrolier.

En superposant ces deux figures (pour une profondeur du puits, une densité de boue et des caractéristiques géomécaniques fixées), on constate que, dans ce cas, le maximum de sécurité vis-à-vis de l'amorce de la rupture est obtenue pour un carottier de type 6, d'élanement égal à la moitié de l'excentricité gauche (σ_{R1} maximum, σ_{R2} minimum).

6. CONCLUSIONS

Nous avons présenté, dans cet article, une technique d'estimation de l'optimisation du carottage en vue de l'obtention de carottes intactes. Cette technique est tirée de l'étude du phénomène de discage utilisé comme un indicateur des contraintes in situ. Le logiciel DISCAGELF, validé expérimentalement et incluant le maximum de paramètres de forage, est parfaitement adaptable aux besoins des ingénieurs

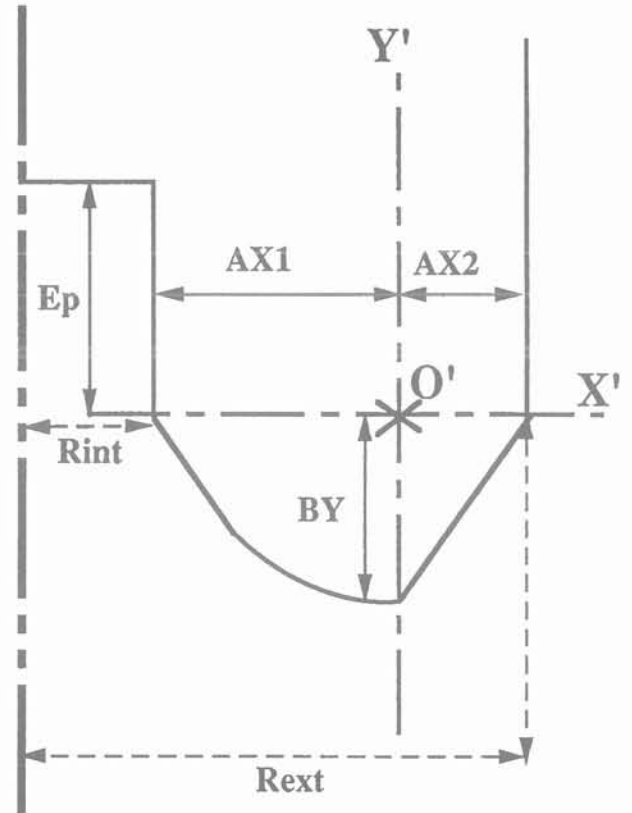


Fig. 10. — Paramètres définissant la forme du fond de la saignée.

Fig. 10. — Parameters of the type and shape of the core bit.

Tableau 2. — Récapitulation des principaux résultats sur l'influence de la forme de la saignée sur l'amorce de la rupture.

Table 2. — Summing up of the principal results about the influence of core bit shape on rupture initiation.

		BY ↗	AX1 ↗
σ_{R1}	$R_e/R_i < 1,7$	fluctue	fluctue
	$R_e/R_i > 1,7$	constant	constant
σ_{R2}	$R_e/R_i < 1,7$	↗	↘
	$r_e/R_i > 1,7$	fluctue	↘

pétroliers en permettant de sélectionner les données de forage afin d'obtenir des carottes saines. L'étude de la variation du domaine de non discage ou plus exactement du domaine de sécurité vis-à-vis de l'amorce de la rupture va dans ce sens.

Nous avons souligné :

- qu'il existe des relations linéaires liant σ_{R1} et σ_{R2} à la résistance à la compression et au cisaillement du matériau et à la densité de boue ;
- que le paramètre rapport des rayons du carottier est important et qu'il est associé à une épaisseur de

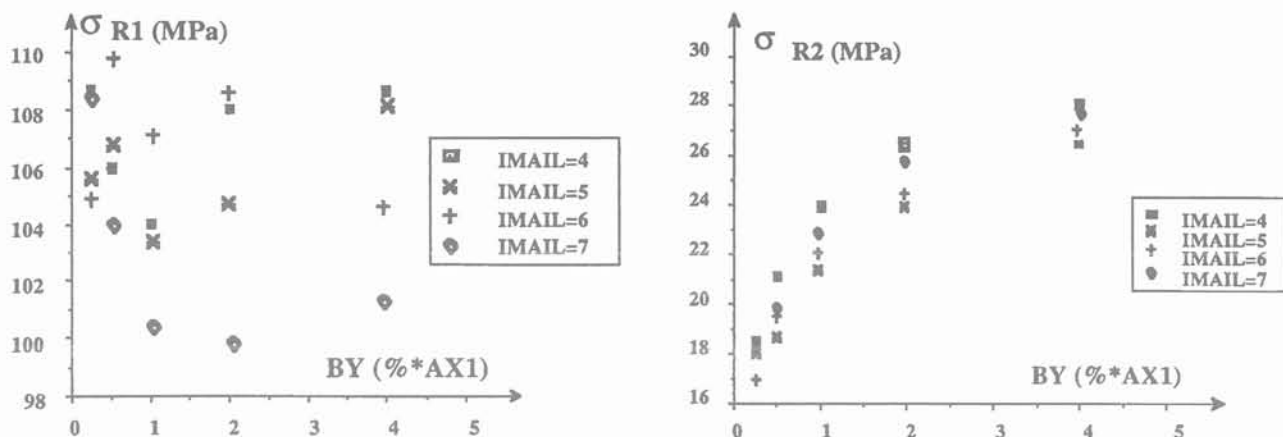


Fig. 11. — Variations des contraintes radiales σ_{R1} (fig. 11a) et σ_{R2} (fig. 11b) avec les valeurs des paramètres de forme du carottier.

a. Variation de σ_{R1} en fonction de BY pour différents types de saignées (IMAIL).

b. Variation de σ_{R2} en fonction de BY pour différents types de saignées (IMAIL).

Fig. 11. — a. Variation of σ_{R1} with BY for different core bit type (IMAIL code).

b. Variation of σ_{R2} with BY for different core bit type (IMAIL code).

disque potentiel ainsi qu'à un mode de rupture (trois classes de disques ont été répertoriées selon leurs épaisseurs) ;

— que la forme et la géométrie du carottier influent sur les contraintes d'initialisation de la rupture. Le sens de variation de σ_{R1} et σ_{R2} en fonction de ces paramètres est soumis aux valeurs de la contrainte axiale, des caractéristiques géomécaniques du matériau et la densité de boue.

Les perspectives envisagées à court terme sont, d'une part la transcription du logiciel en mode tridimensionnel, et d'autre part, l'introduction dans DISCAGELF d'une panoplie complète des différents carottiers existants (avec leurs exigences) ainsi que les problèmes d'écoulement de fluide.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la Société Nationale Elf Aquitaine Production, et particulièrement MM. MAURY et SANTARELLI pour leur soutien, leur disponibilité et leurs précieux conseils. L'étude conduisant au doctorat de V. VENET a été financée par Elf Aquitaine.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) BOUMADHI M. (1990), *Conception et réalisation d'un triaxial vrai de grande capacité simulateur d'ouvrages souterrains*. Thèse de Doctorat à l'Université de Lille I.
- (2) CHEATHAM J.M. (1984), *Wellbore stability*. J. of Petr. Tech., June pp. 889-896.
- (3) DURELLI A.J., OBERT L., PARKS V.J. (1968), *Stress required to initiate core discing*. Society of Mining Engineers Trans., Vol. 241, pp. 269-276.
- (4) DYKE C.G. (1989), *Core discing. Its potential as an indicator of principal in situ stress directions*. Symposium rock at great depth Pau, Vol. 3, pp., 1057-1065, Maury, Fourmaintraux rédacteurs.
- (5) GUÉNOT A. (1989), *Borehole breakouts and stress fields*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstract, Vol. 26, n° 314, pp. 185-195.
- (6) ISAEV V. (1977), *Influence du facteur d'échelle sur le discage des carottes provenant de sondages de différents diamètres (en russe)*. Trudy VNIMI (Leningrad). Recueil 103, pp. 112-116.
- (7) MIGUEZ R. (1990), *Etude du discage. Application à la détermination des contraintes in situ lorsque le forage n'est pas chargé*. Thèse Doctorat en mécanique des solides, Université de Lille 1.
- (8) MOUDAFI M. (1986), *Etude expérimentale de la réactivité des roches par foration sous contraintes*. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine (Nancy).
- (9) OBERT L., STEPHENSON D.E. (1965), *Stress conditions under which core discing occurs*. Society of Mining Engineers Trans., Vol. 232, pp. 227-235.
- (10) PAILLET F.L., KIM K. (1987), *Character and distribution of borehole breakouts and their relationship to in situ stresses in deep Columbia River Basalts*. J. of Geophysical Research, Vol. 92, n° 137, pp. 6223-6224.
- (11) PANET M. (1969), *Quelques problèmes de mécanique des roches posés par le tunnel du Mont-Blanc*. Bulletin de Liaison Labo. Routiers Ponts et Chaussées, n° 42, pp. 115-145.
- (12) STACEY T.R. (1982), *Contribution to the mechanism of core discing*. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, pp. 269-274.
- (13) SUGAWARA K., KAMEOKA Y., SAITO T., GKA Y., HIRAMATSU Y. (1978), *Etudes sur*

- le phénomène de discage des carottes. *Journal Min. Inst. Japan*, Vol. 94, pp. 797-803.
- (14) VENET V., HENRY J.P., SANTARELLI F., MAURY V. (1989), *Modélisation du discage pour l'estimation des contraintes à grande profondeur*. Symposium Rock at great depth Pau, Vol. 3, pp. 1551-1557, Maury, Fourmaintraux rédacteurs (août 1989).
- (15) VENET V. (1991), *Modélisation de l'initialisation du discage par éléments finis : élaboration d'une méthode d'optimisation de carottage*. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques de Lille, 163 pp.
- (16) ZHU W., LI G., WANG K. (1985), *Analysis of dishing phenomenon and stress field in the region of an underground powerhouse*. *Rocks Mechanic and Rock Engineering*, n° 18, pp. 1-15.

Simulation numérique et spécification des charges dans les trémies de silos

Numerical simulation and specification of loads in hoppers

A. KHELIL

GRRS IUT Département Génie Civil*

J.-C. ROTH

LPMM, Université de Metz**

Rev. Franç. Géotech. n° 61, pp. 85-100 (décembre 1992)

Résumé

Cet article concerne l'étude des pressions dans les trémies de silos et constitue un complément de la simulation numérique du champ de contraintes au sein de matières granulaires stockées dans des silos cylindriques à fonds plats (1). Les actions sur les parois sont déterminées à l'aide du programme d'éléments finis « SILO » (2) (Université de Karlsruhe). L'influence du processus de remplissage ainsi que les différents paramètres géométriques des trémies et des caractéristiques mécaniques de la matière ensilée sur les variations de contraintes sont mis en évidence. La comparaison des résultats numériques et analytiques (modèles classiques et normes (3) (4) (5)), complète cette étude.

Abstract

This paper described the study of the pressures in hoppers and constituted a complement of the numerical simulation of stresses developed by granular material stored in cylindrical flat bottom silos (1). The wall forces are determined using the finite element method program "SILOS" of Karlsruhe University (2). The influence of the filling process as well as the different geometrical parameters of hoppers and mechanical characteristics of ensiled materials on the stresses variation are characterized. The comparison of the numerical and analytical (draftcodes models (3) (4) (5)) results completes this work.

* 54601 Villers-les-Nancy Cedex.

** Ile de Saulcy, 57000 Metz.

1. INTRODUCTION

La trémie constitue la partie inférieure d'un silo dont le corps de cellule verticale est de section circulaire ou polygonale. La trémie munie de l'orifice de vidange du silo, de forme conique, pyramidale ou constituée de deux plans inclinés permet une vidange ordonnée du silo. Au cours du remplissage d'un silo, les efforts exercés par la matière sur les parois verticales sont établies à partir de l'équilibre d'une tranche horizontale de matière ensilée (théories de JANSSEN, AIRY...). Dans la trémie, l'équilibre de la matière pose un problème particulier dans la mesure où la section d'étude est variable en fonction de la profondeur, imposant ainsi à l'équation différentielle de JANSSEN des hypothèses supplémentaires. Plusieurs théories (3) (4) (5) respectant globalement l'équilibre de la matière dans la trémie ont été développées en exploitant les hypothèses simplificatrices de distribution uniforme ou non de la pression verticale sur la couche de matière étudiée (fig. 1). Les études expérimentales ont montré toutefois les limites de ces théories.

Nous nous intéressons à la détermination des efforts exercés par la matière sur les parois de trémies en phase statique sans tenir compte de la surcharge de la partie supérieure à la trémie (fût du silo). Les paramètres fondamentaux intervenant dans la simulation sont l'inclinaison de la paroi et sa rugosité.

Ce travail a pour but d'établir le rôle des différents paramètres dans l'évolution des pressions en paroi et à l'intérieur de la matière à partir de la simulation numérique utilisant les lois de comportement de LADE et de KOLYMBAS (1) (2).

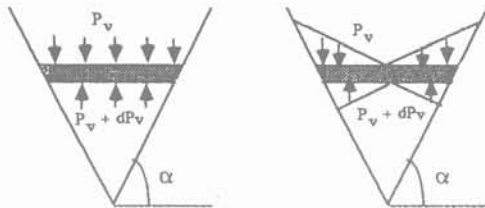


Fig. 1. - Distribution de la contrainte verticale sur une couche de matière ensilée.

Fig. 1. - Vertical stresses distribution on an elemental slice of material in a hopper.

2. MODÈLE ANALYTIQUE DE CALCUL DES PRESSIONS

Les formulations analytiques utilisées dans l'étude comparative sont celles de MOTZKUS, DABROWSKI, LENCZNER et WALKER. Toutes ces méthodes utilisent la théorie de JANSSEN en tenant compte de la variabilité du rayon hydraulique en fonction de la hauteur. Une couche de matière d'épaisseur dz en équilibre peut être décomposée en deux éléments en équilibre de section rectangulaire et triangulaire.

La projection des forces traduisant l'équilibre d'une tranche horizontale de matière suivant l'axe vertical s'écrit :

$$P_v A(z) - (P_v + dP_v) A(z) - \tau U(z) dz + \gamma A(z) dz = 0 \tag{1}$$

$$(\gamma dz - dP_v) A(z) - \tau U(z) dz = 0 \tag{2}$$

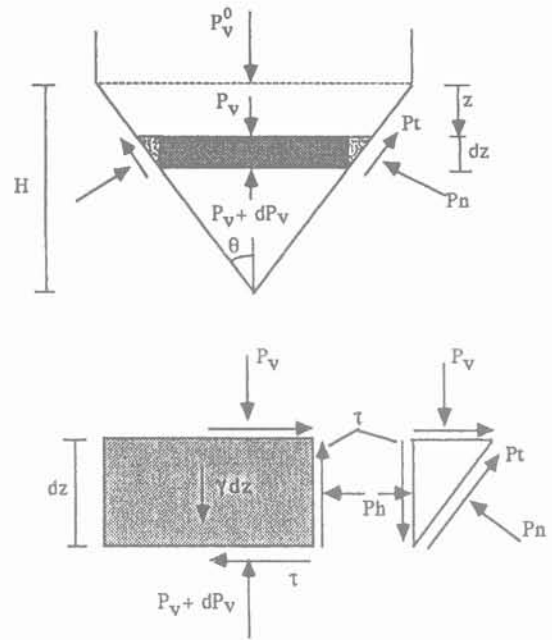


Fig. 2. - Equilibre d'une tranche de matière à l'intérieur de la trémie.

Fig. 2. - Force balance on an elemental slice of material in a hopper.

A(z) et U(z) sont respectivement l'aire et le périmètre de la couche de matière située à la profondeur z de la trémie. Pour une trémie conique on peut exprimer A(z) et U(z) en fonction de l'aire A_0 et le périmètre U_0 de la couche située à z = 0.

$$A(z) = A_0 \left(\frac{H - z}{H} \right)^2$$

et :

$$U(z) = U_0 \left(\frac{H - z}{H} \right) \tag{3}$$

En divisant l'équation (2) par A(z) dz, on obtient :

$$\frac{dP_v}{dz} + \frac{U_0}{A_0} \left(\frac{H}{H - z} \right) \tau - \gamma = 0 \tag{4}$$

Avec l'introduction du paramètre adimensionnel B = U_0 H \tau / (A_0 P_v), l'équation différentielle prend la forme définitive suivante :

$$\frac{dP_v}{dz} + \frac{B}{H - z} P_v - \gamma = 0 \tag{5}$$

La solution de cette équation est :

$$P_v = \frac{\gamma H}{1 - B} (\zeta^B - \zeta) + P_v^0 \zeta^B$$

avec :

$$\zeta = \frac{H - z}{H} \tag{6}$$

avec P_v^0 égal à zéro si on ne tient pas compte de la surcharge de la partie supérieure à la trémie.

On en déduit les valeurs de P_h et τ , sachant que :

$$P_h = kP_v \text{ et } \tau = k\mu P_v \quad (7)$$

$\mu = \tan(\phi)$ avec ϕ : angle de frottement interne de la matière ensilée.

Pour le coefficient de pression k , plusieurs formules sont proposées et ce sont souvent les expressions de k qui différencient les théories conduisant aux modèles analytiques.

Les pressions normales (P_n) et tangentielles (P_t) à la paroi sont obtenues grâce aux relations d'équilibre sur l'élément triangulaire le long de la paroi :

$$P_n = P_v \left((\sin\theta)^2 + k(\cos\theta)^2 + \frac{\tau}{P_v} \sin 2\theta \right) \quad (8)$$

$$P_t = P_v \left(\frac{1-k}{2} \sin 2\theta + \frac{\tau}{P_v} \cos 2\theta \right)$$

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

La simulation développée à partir des lois de comportement élastoplastique de LADE et hypoélastique de KOLYMBAS (1), à l'aide du programme « SILO » par éléments finis permet l'analyse des contraintes à partir de la variation :

- du processus de remplissage ;
- de la géométrie de la trémie (inclinaison de la paroi et taille de l'orifice de vidange) ;
- des propriétés mécaniques du matériau (frottement en paroi, poids propre...).

Si le modèle élastoplastique de LADE est bien connu, il est intéressant par contre de préciser les caractéristiques de la loi de KOLYMBAS.

Loi de comportement de KOLYMBAS

Cette loi propose une nouvelle approche du comportement des milieux granulaires. Elle repose sur une seule relation tensorielle liant le taux de contrainte aux contraintes et au taux de déformation. Cette équation tient compte des déformations non élastiques des sols (plastiques ou non réversibles) mais contrairement à la théorie de la plasticité elle ne fait pas de distinction entre les déformations élastiques et les déformations plastiques ; elle n'utilise pas non plus la notion de surface d'écoulement.

Pour des raisons d'objectivité matérielle, la loi de comportement de KOLYMBAS utilise la dérivée de JAUMANN objective τ du tenseur des contraintes de CAUCHY T définie par :

$$\tau = \frac{dT}{dt} - \Omega T + T \Omega$$

où le tenseur des rotations Ω constitue la partie antisymétrique de la décomposition du tenseur gradient de vitesse ($\text{grad } V$) en partie symétrique et antisymétrique $\text{grad } V = D + \Omega$. La loi de KOLYMBAS s'écrit :

$$\tau = C_1 \frac{TD + DT}{2} + C_2 \text{tr}(TD)I$$

$$+ C_3 T\sqrt{\text{tr}(D)^2} + C_4 T^2 \frac{\sqrt{\text{tr}(D)^2}}{\text{tr}(T)}$$

où C_1, C_2, C_3 et C_4 sont des paramètres liés au matériau et tr désigne la trace du tenseur correspondant.

Les deux premiers termes sont linéaires par rapport à D et décrivent un comportement hypoélastique. La dissipation interne et les déformations irréversibles sont traduites par le troisième et quatrième terme qui sont non linéaires.

Détermination des paramètres de la loi

La loi dépend de quatre paramètres, séparément sans signification particulière, mais permettant de décrire ensemble un phénomène donné. On peut les déterminer à partir d'un seul essai en compression triaxiale classique. La courbe contraintes-déformations permet de calculer la pente à l'origine E_0 et l'angle de frottement interne Φ ; la courbe variation de volume-déformation permet de calculer l'angle de dilatance à l'état limite β . Cependant pour un milieu granulaire KOLYMBAS fixe β_0 égal à -45° , permettant ainsi d'obtenir simplement les valeurs de certaines variables puis les paramètres du modèle à partir des courbes suivantes :

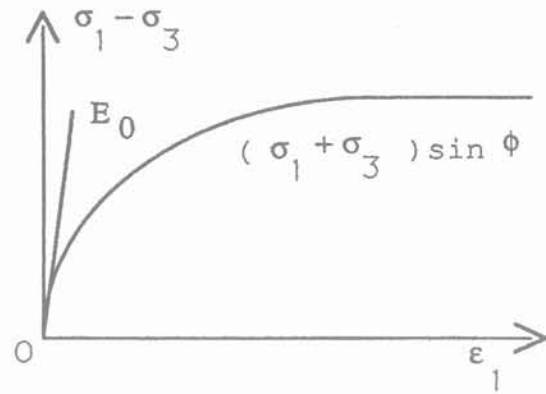


Fig. 3a. — Courbe contrainte-déformation.
Fig. 3a. — Stress-strain curve.

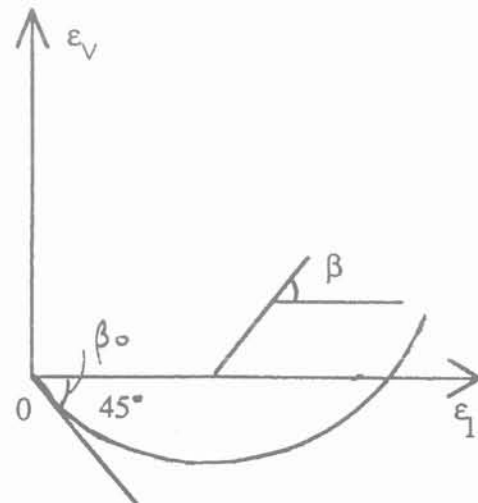


Fig. 3b. — Courbe variation de volume-déformation.
Fig. 3b. — Volumetric-strain curve.

$$\sin \Phi = \max \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}; a = \frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi};$$

$$b_0 = \frac{1}{2} (1 + \operatorname{tg} \beta_0) = 0; b = \frac{1}{2} (1 + \operatorname{tg} \beta);$$

$$c = \sqrt{1 + 2 b^2};$$

$$d = \frac{a - 1}{a + 1} [(2b - a) (2a + 1) + 3ac];$$

$$\beta_0 = \operatorname{arctang} \frac{\operatorname{tr} D}{|d_1|}$$

Dans le cas d'un essai de compression triaxiale classique, le tenseur des contraintes de CAUCHY T et le tenseur des vitesses de déformations D sont définis par :

$$T = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & 0 & 0 \\ 0 & d_3 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix}$$

— σ_3 est la pression de confinement, connue ;
— d_1 est donnée par la vitesse de déplacement du piston.

La loi de comportement se résume à deux équations :

$$\dot{\sigma}_1 = C_1 d_1 d \sigma_1 + C_2 (d_1 d \sigma_1 + 2 d_3 d \sigma_3)$$

$$+ C_3 \sqrt{d_1^2 + 2 d_3^2} \sigma_1$$

$$+ C_4 \sqrt{d_1^2 + 2 d_3^2} \frac{\sigma_1^2}{\sigma_1 + 2 \sigma_3}$$

$$\dot{\sigma}_3 = C_1 d_3 d \sigma_3 + C_2 (d_1 d \sigma_1 + 2 d_3 d \sigma_3)$$

$$+ C_3 \sqrt{d_1^2 + 2 d_3^2} \sigma_3$$

$$+ C_4 \sqrt{d_1^2 + 2 d_3^2} \frac{\sigma_3^2}{\sigma_1 + 2 \sigma_3}$$

L'application de ces deux relations à la courbe contrainte-déformation d'un essai triaxial permettra la détermination des quatre paramètres C_1 , C_2 , C_3 et C_4 :

$$C_1 = \frac{E_0}{\sigma_3}; C_2 = C_1 \frac{a}{b} \left(1 + b - 3 \frac{1 + ab}{a + 2}\right);$$

$$C_3 = - \frac{C_1}{cd} \left((2b - a) (a + b) + 3 ac \frac{ab + 1}{a + 2}\right);$$

$$C_4 = 3 (C_2 - C_3).$$

Paramètres de la loi de KOLYMBAS

Tableau 1. — Valeurs des paramètres.

Table 1. — Parameter values.

	C_1	C_2	C_3	C_4
Sable dense	- 200	- 47,9	36,4	- 252,65
Sable meuble	- 128,21	0	119,22	- 357,65
Blé	- 104,17	- 0,32	96,22	- 289,62
Colza	- 50	3,72	52,6	- 146,64
Sucre	- 125	2,64	108,02	- 316

3.1. Simulation du processus de remplissage

La simulation est réalisée avec deux trémies cylindriques d'inclinaisons 40° et 70° (fig. 3), successivement remplies en une seule fois, puis en dix étapes avec du sable dense en utilisant la loi de comportement de KOLYMBAS.

La simulation du remplissage est effectuée par deux procédés différents : le premier consiste à imposer le poids propre en plusieurs incréments de force, mais simultanément sur toute la hauteur de la trémie. Pour le second, plus exact mais aussi plus astreignant, le poids propre est imposé de façon incrémentale, couche après couche. Ce second procédé rend plus fidèlement compte du processus réel de remplissage.

Des différences sensibles entre les deux procédés apparaissent, en particulier pour la plus grande trémie, aussi bien pour l'intensité et la direction des contraintes principales que pour les contraintes à la paroi (fig. 6, 7 et 8).

Le tassement du matériau provoque des contraintes horizontales élevées. Si, comme cela se produit pour le remplissage en une étape, on impose la même rigidité (module d'élasticité) au matériau sur toute la hauteur de la trémie, les déformations verticales seront plus impor-

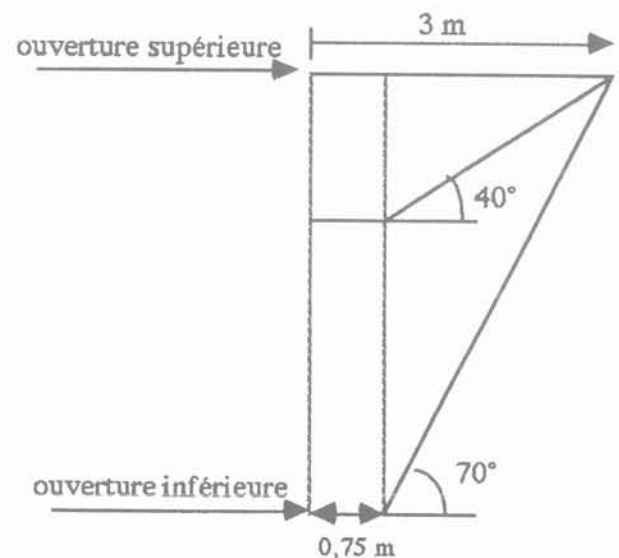


Fig. 4. — Modèles de trémies utilisés pour la simulation du remplissage. Matériau : sable dense - coefficient de frottement au paroi : 0,5.

Fig. 4. — Hoppers models used for the filling simulation material : dense sand : coefficient of wall friction : 0,5.

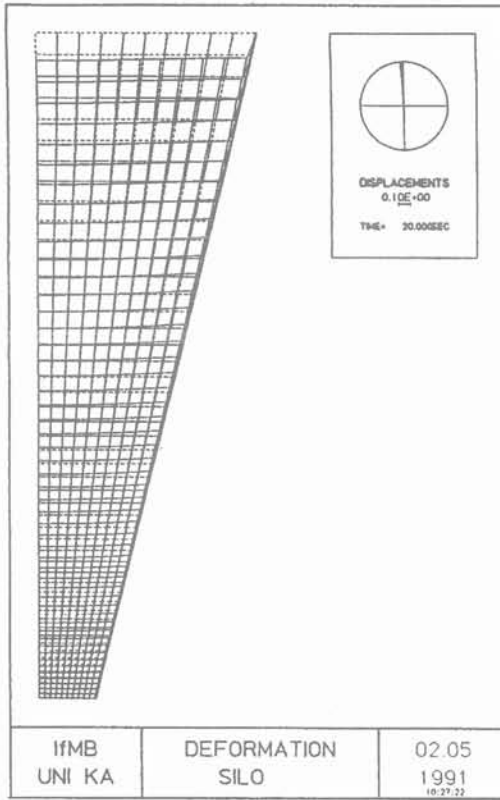


Fig. 5. — Exemple de maillage.
Fig. 5. — Meshwork example.

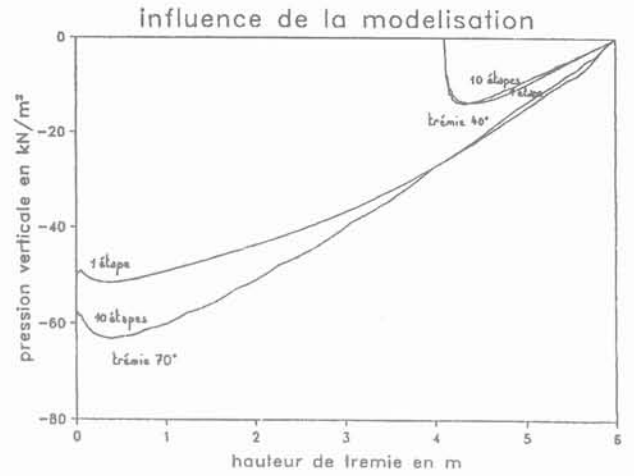


Fig. 7. — Contraintes verticales à la paroi.
Fig. 7. — Vertical stresses on the wall.

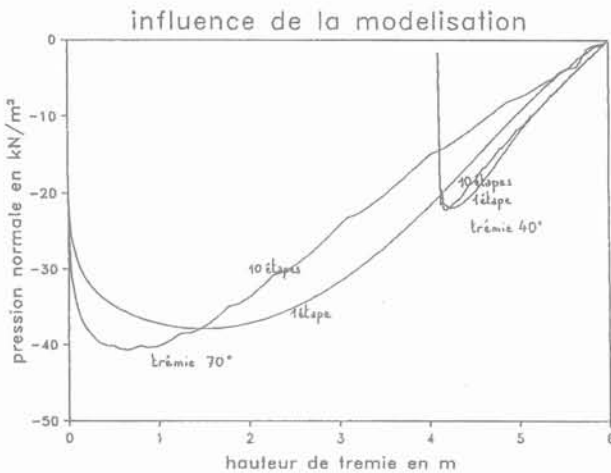


Fig. 6. — Contraintes normales à la paroi.
Fig. 6. — Normal wall stresses.

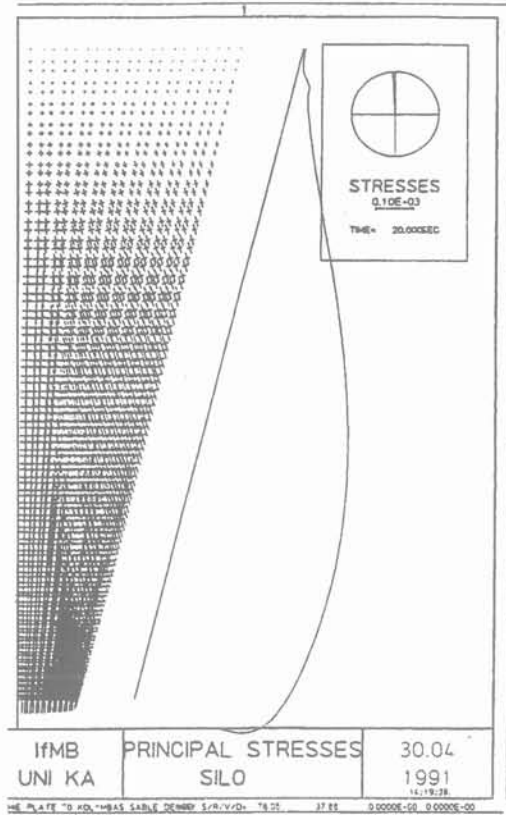


Fig. 8. — Contraintes principales dans la matière ensilée, trémie 70°, remplissage en une étape.
Fig. 8. — Internal principal stresses, hopper 70°, one filling stage.

tantes dans la partie supérieure que dans la partie inférieure de la trémie. En fait, la charge est déplacée de la partie basse de la trémie vers la partie supérieure.

3.2. Etude de l'influence de l'inclinaison de la trémie

3.2.1. Modèles de trémies utilisés

La simulation est réalisée avec des trémies d'inclinaisons : 40° ; 50° ; 60° ; 65° ; 70° (fig. 10), afin d'étu-

dier l'influence de l'inclinaison de la trémie sur la distribution des contraintes. Le rapport diamètre supérieur sur le diamètre inférieur est considéré constant pour se situer dans des conditions réelles de choix de trémies pour des dimensions données de la partie cylindrique (ou fût).

Matériau : sable dense, coefficient de frottement en paroi : 0,5, loi de comportement : KOLYMBAS.

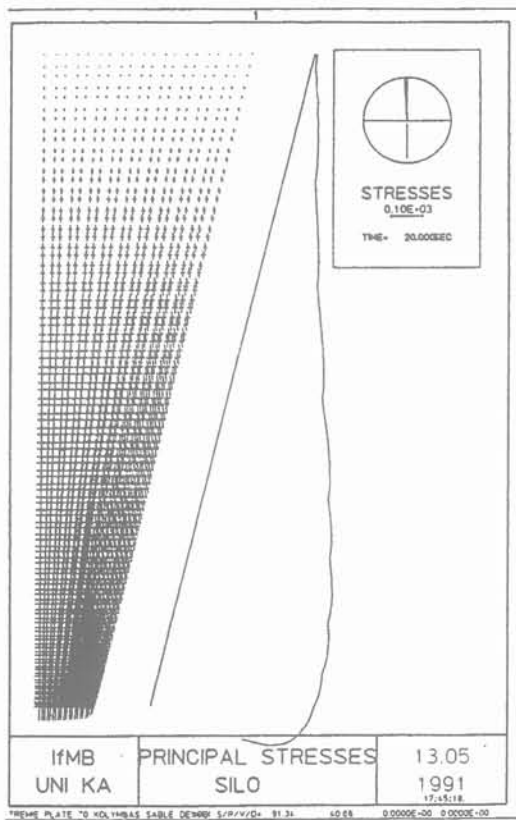


Fig. 9. — Contraintes principales dans la matière ensilée, trémie 70°, remplissage en 10 étapes.

Fig. 9. — International principal stresses, hopper 70°, 10 filling stages.

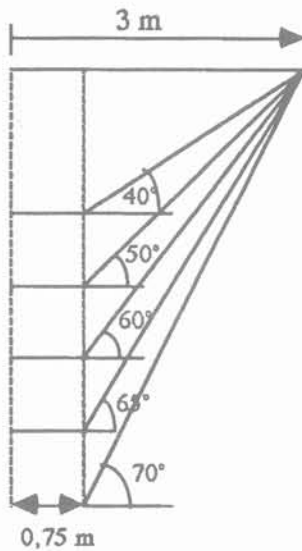


Fig. 10. — Modèles de trémies à différentes inclinaisons.

Fig. 10. — Hoppers with various inclination.

3.2.2. Distribution des contraintes à l'intérieur de la matière ensilée

Les contraintes principales varient plus ou moins linéairement en fonction de z pour les trémies d'inclinaison 40° et 50° (fig. 11). Dans ce cas les courbes présentent un maximum près de l'ouverture de vidan-

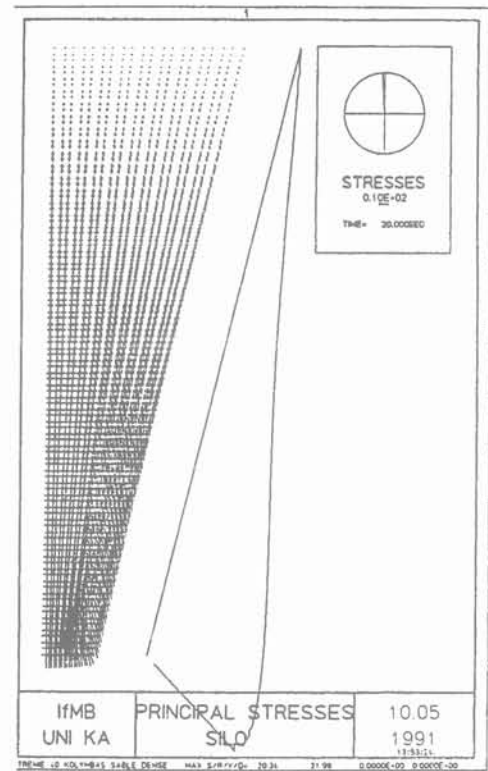


Fig. 11a.

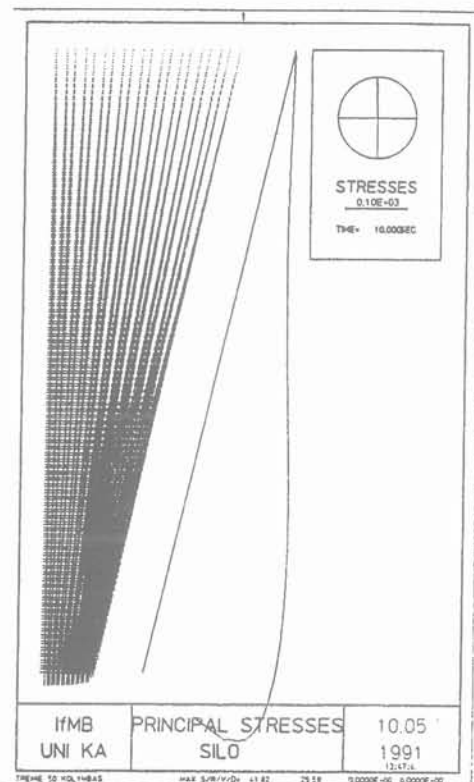


Fig. 11b.

Fig. 11. — Contraintes principales dans la matière ensilée. a. trémie 40° - b. trémie 50°.

Fig. 11. — Internal principal stresses. a. hopper 40° - b. hopper 50°.

ge. Ces courbes évoluent en fonction de l'inclinaison, passant d'une variation linéaire pour des inclinaisons faibles vers une variation non linéaire pour de fortes inclinaisons (fig. 11 et 12). La position du maximum de contrainte se déplace vers la partie supérieure de la trémie. A l'intérieur de la matière ensilée, l'inclinaison des directions principales par rapport à l'axe de symétrie vertical varie en fonction de l'angle de la trémie. Cependant l'inclinaison des directions principales par rapport à la paroi reste constante quel que soit l'angle d'inclinaison de la trémie : dans ce cas seul le frottement statique en paroi influe sur la distribution des contraintes.

3.2.3. Pressions normale et verticale à la paroi

Le maximum de la pression normale P_n augmente linéairement en fonction de la hauteur de la trémie. Lorsque la hauteur augmente, la pression dans la partie supérieure reste constante alors qu'elle augmente fortement dans la partie inférieure.

La position du maximum de P_n s'éloigne de l'ouverture inférieure de la trémie, ainsi pour les petites trémies, des forces importantes sont concentrées sur une petite surface. Les variations de la pression verticale P_v sont similaires. Il est donc souhaitable de construire des trémies suffisamment élancées pour ne pas surcharger la partie inférieure.

3.4. Etude de l'influence de la taille de l'orifice de vidange

3.4.1. Modèles de trémies utilisés

La simulation est réalisée avec des trémies dont le diamètre inférieur est variable, afin d'étudier l'influence

de la taille de l'ouverture inférieure sur la distribution des pressions. L'inclinaison des trémies est de 70° et le diamètre de l'ouverture supérieure est de 6 m.

Rapport diamètre supérieur/diamètre inférieur : $R_p = 0,66 ; 0,5 ; 0,33 ; 0,25$. Matériau : sable dense ; coefficient de frottement en paroi : 0,5 ; loi de comportement : KOLYMBAS.

3.4.2. Distribution des contraintes à l'intérieur de la matière ensilée

Lorsque l'élancement diminue, les contraintes principales diminuent et tendent à prendre les directions horizontales et verticales. Dans ce cas les parois se comportent comme un mur de soutènement et l'effet « silos » disparaît.

3.4.3. Pressions normale et verticale à la paroi

Lorsque l'ouverture diminue, la pression normale P_n dans la partie supérieure reste constante, alors qu'elle augmente fortement dans la partie inférieure.

Les remarques précédentes sont également valables pour la pression verticale P_v .

3.5. Etude de l'influence du frottement en paroi

3.5.1. Modèles de trémies utilisés

La simulation est réalisée avec deux types de trémies cylindriques, en faisant varier la valeur du coefficient de frottement en paroi.

Trémie 1 : diamètre supérieur : 6 m ; diamètre inférieur : 1,5 m ; inclinaison de la paroi : 70° .

Trémie 2 : diamètre supérieur : 1 m ; diamètre inférieur : 0,2 m ; inclinaison de la paroi : 75° .

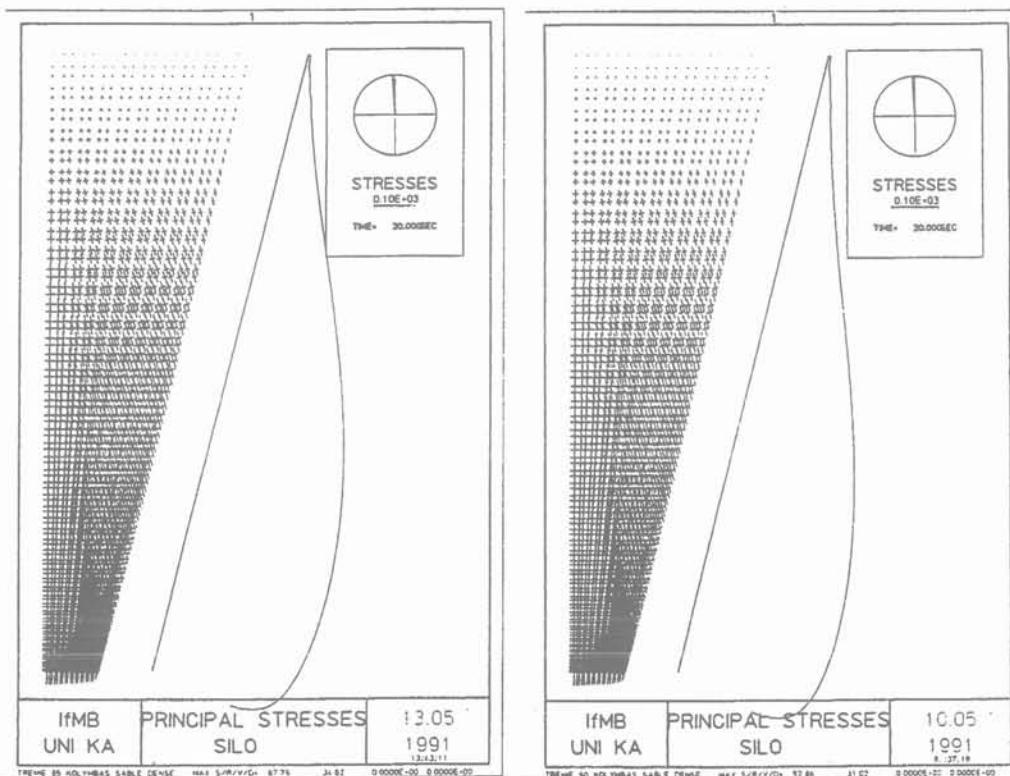


Fig. 12. — Contraintes principales dans la matière ensilée : a. trémie 60° - b. trémie 65° .

Fig. 12. — Internal principal stresses : a. hopper 60° - b. hopper 65° .

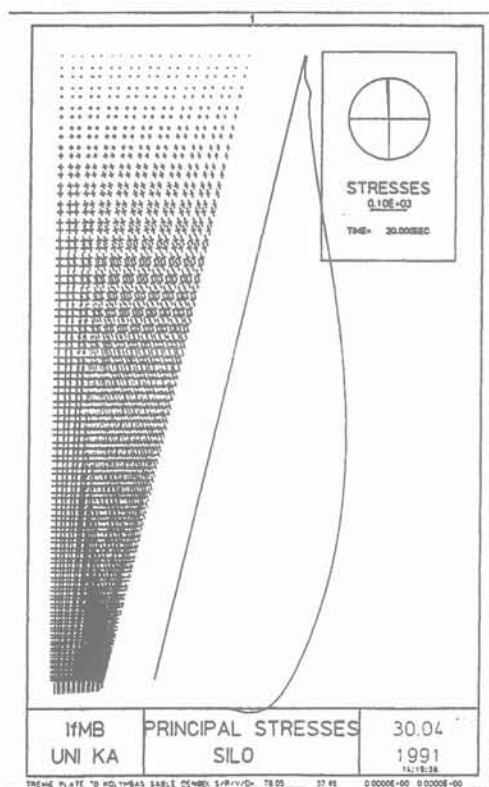


Fig. 13a. — Contraintes principales dans la matière ensilée : trémie 70°.

Fig. 13a. — Internal principal stresses : hopper 70°.

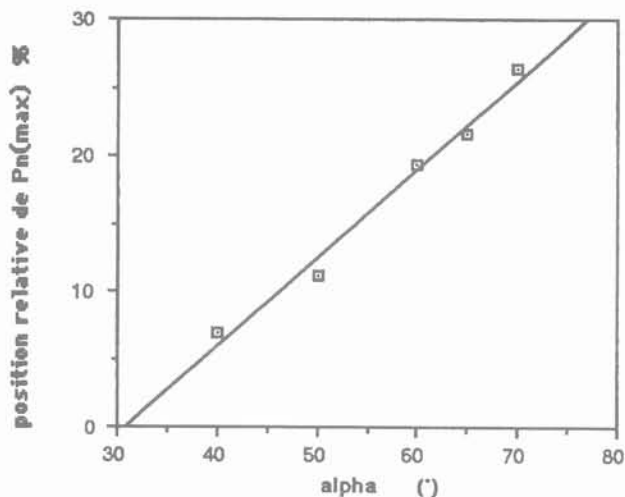


Fig. 13b. — Variation de la position relative du maximum de pression ($P_n(max)$) en fonction de α .

Fig. 13b. — Variation of $P_n(max)$ relative position versus α .

Matériau : sable dense ; coefficient de frottement en paroi : 0,1 - 0,2 - 0,3 - 0,4 - 0,5 - 0,6 - 0,7 - 0,8 ; loi de comportement : KOLYMBAS.

3.5.2. Distribution des contraintes à l'intérieur de la matière ensilée

Pour un coefficient de frottement en paroi très faible (parois lisses), les contraintes principales mineures et

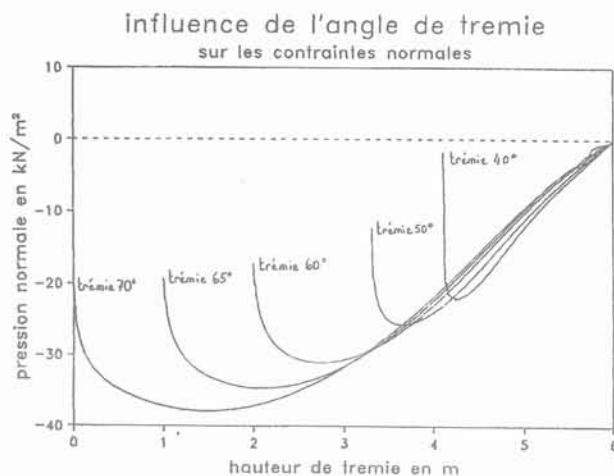


Fig. 14. — Contraintes normales à la paroi.

Fig. 14. — Normal wall stresses.

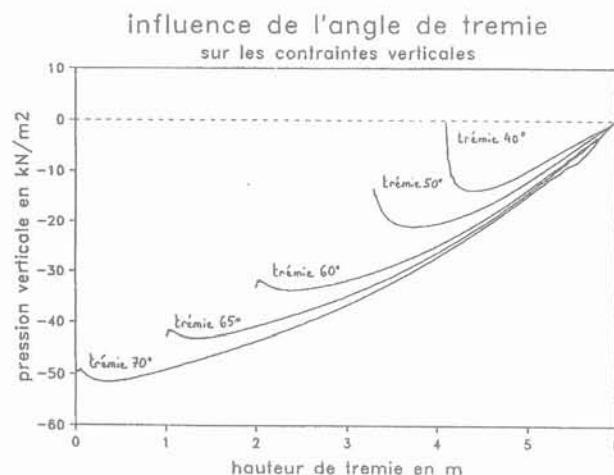


Fig. 15. — Contraintes verticales à la paroi.

Fig. 15. — Vertical stresses on the wall.

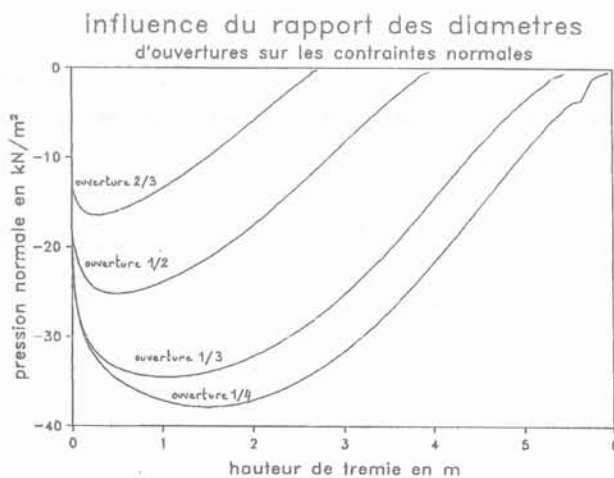


Fig. 16. — Contraintes normales.

Fig. 16. — Normal stresses distribution.

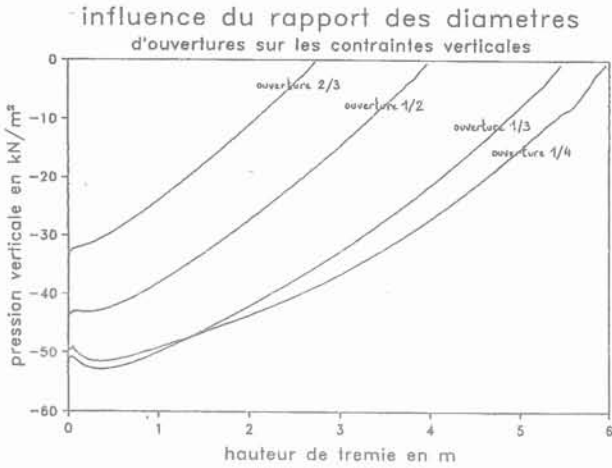


Fig. 17. — Contraintes verticales.
Fig. 17. — Vertical stresses distribution.

majeures, sont respectivement horizontales et verticales, dans la partie haute de la trémie. Les contraintes majeures à une profondeur donnée s'inclinent jusqu'à devenir parallèles à la paroi dans le fond de la trémie. Lorsque le coefficient de frottement en paroi μ augmente, les contraintes principales varient aussi bien en intensité qu'en direction, en fonction de la distance à l'axe vertical de la trémie.

3.5.3. Pressions normale et verticale à la paroi

Le coefficient de frottement joue un rôle prépondérant dans la transmission des efforts en paroi. Les

courbes des figures 24 et 25 montrent clairement le transfert d'une partie du poids propre vers la paroi en fonction de l'augmentation de sa rugosité.

3.6. Etude de l'influence du poids propre

3.6.1. Modèles de trémies utilisés

La simulation est réalisée pour les mêmes trémies qu'en 3.5.1., en faisant varier le matériau ensilé, donc le poids propre, en utilisant les deux lois de comportement de LADE et de KOLYMBAS.

Matériaux ;

sable dense	$\gamma = 16,31 \text{ kN/m}^3$
sable meuble	$\gamma = 14,78 \text{ kN/m}^3$
blé	$\gamma = 8,05 \text{ kN/m}^3$
colza	$\gamma = 6,64 \text{ kN/m}^3$
sucre	$\gamma = 8,81 \text{ kN/m}^3$

Coefficient de frottement en paroi ; 0,5, loi de comportement : KOLYMBAS et LADE.

3.6.2. Distribution des contraintes

La distribution des contraintes à l'intérieur du matériau a toujours la même forme. Pour une valeur de μ donnée, les contraintes normale et verticale à la paroi sont quasiment des fonctions linéaires de la densité. D'autres paramètres propres au matériau, tel que le frottement interne peuvent modifier la distribution des contraintes.

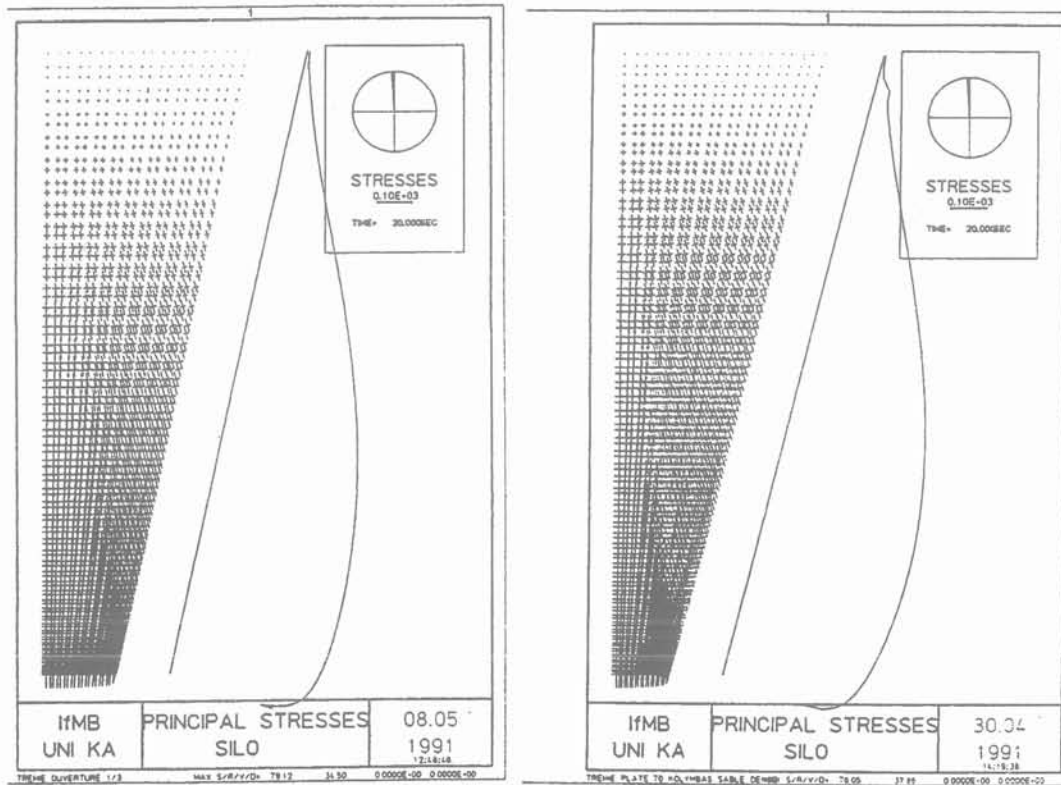


Fig. 18. — Contraintes principales : a. $R_p = 0,25$ - b. $R_p = 0,33$.
Fig. 18. — Principal stresses : a. $R_p = 0,25$ - b. $R_p = 0,33$.

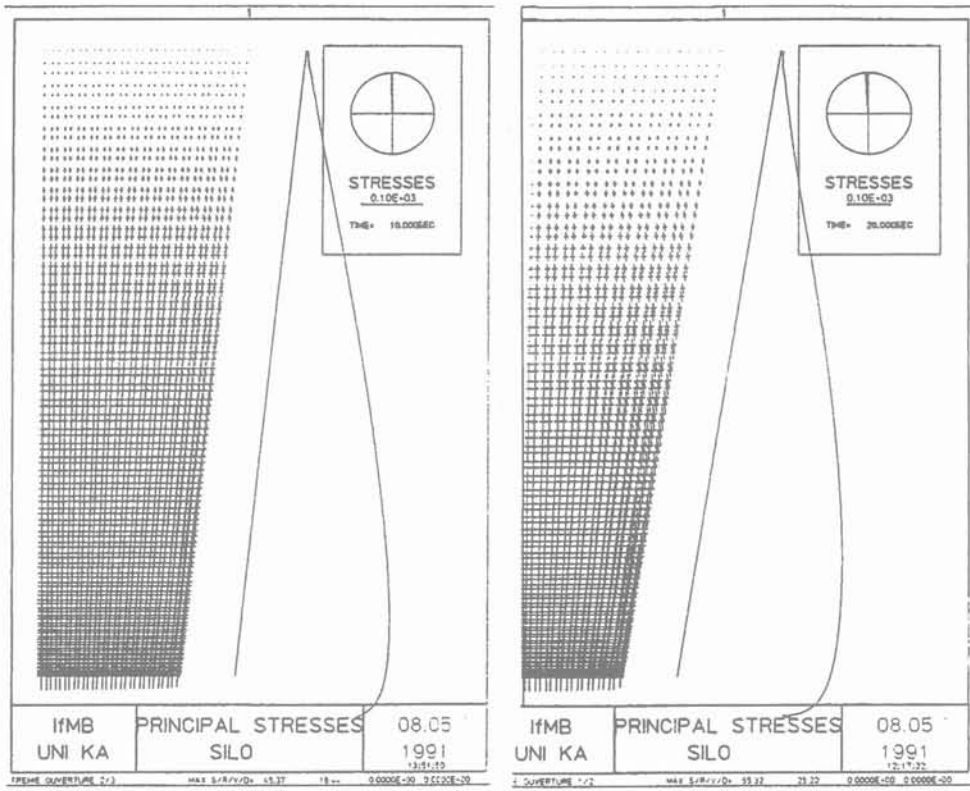


Fig. 19. — Contraintes principales : a. $R_p = 0,5$ - b. $R_p = 0,66$.
 Fig. 19. — Principal stresses : a. $R_p = 0,5$ - b. $R_p = 0,66$.

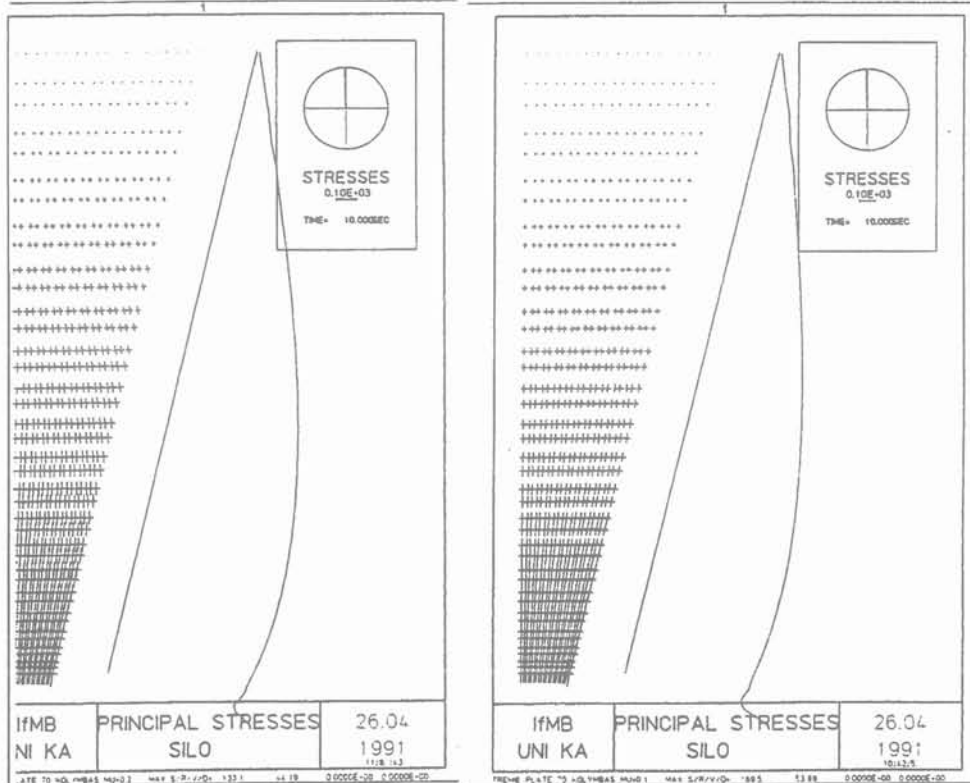


Fig. 20. — Contraintes principales : a. $\mu = 0,1$ - b. $\mu = 0,2$.
 Fig. 20. — Principal stresses : a. $\mu = 0,1$ - b. $\mu = 0,2$.

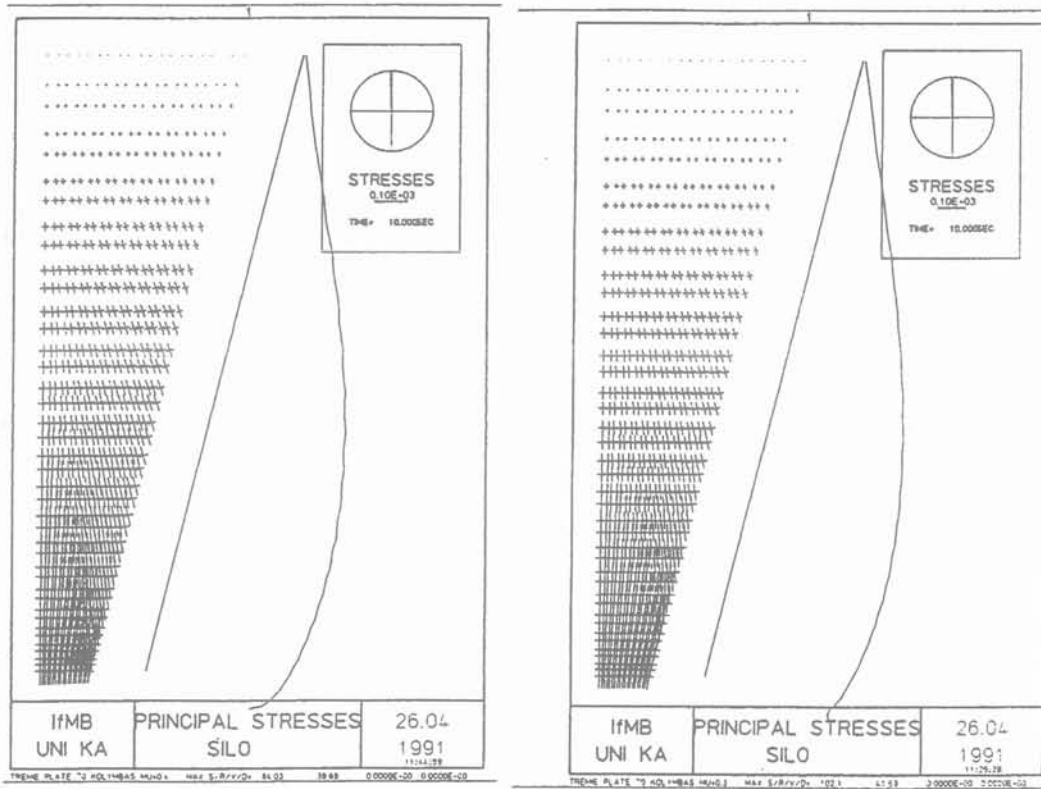


Fig. 21. — Contraintes principales : a. $\mu = 0,3$ - b. $\mu = 0,4$.
 Fig. 21. — Principal stresses : a. $\mu = 0,3$ - b. $\mu = 0,4$.

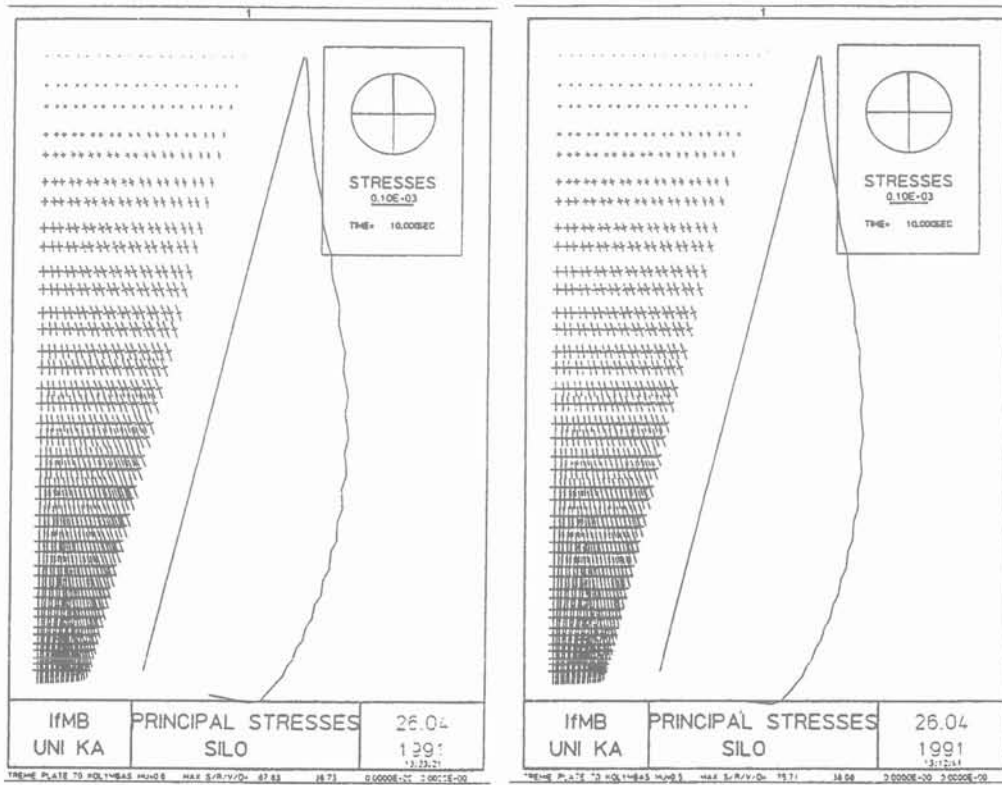


Fig. 22. — Contraintes principales : a. $\mu = 0,5$ - b. $\mu = 0,6$.
 Fig. 22. — Principal stresses : a. $\mu = 0,5$ - b. $\mu = 0,6$.

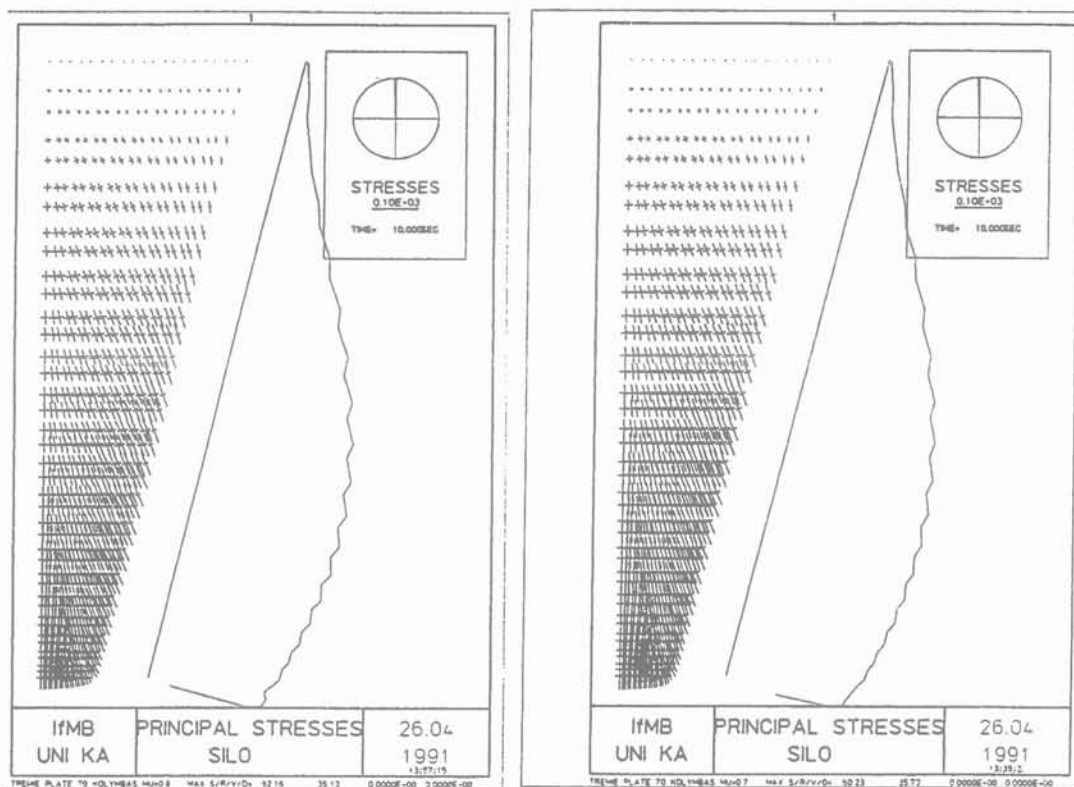


Fig. 23. — Contraintes principales : (a) $\mu = 0,7$ - (b) $\mu = 0,8$.
 Fig. 23. — Principal stresses : (a) $\mu = 0,7$ - (b) $\mu = 0,8$.

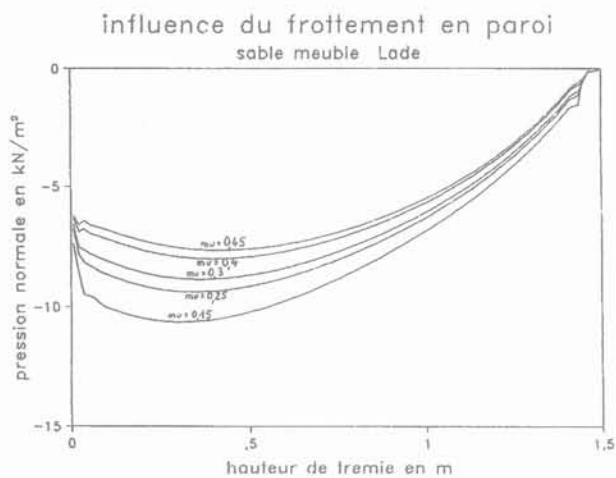


Fig. 24. — Contraintes normales : loi de comportement de LADE.

Fig. 24. — Normal wall stresses distribution : LADE constitutive law.

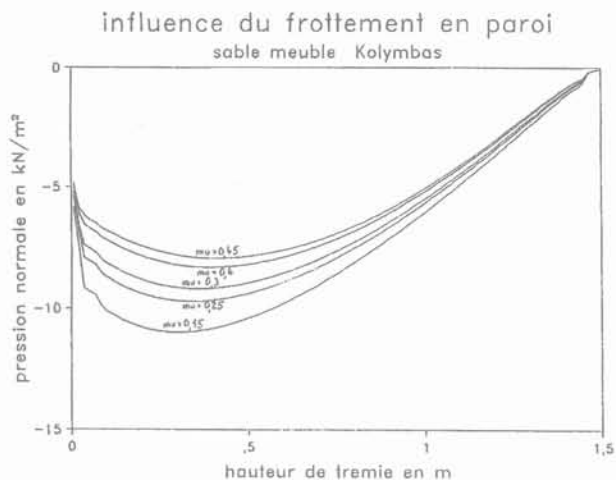


Fig. 25. — Contraintes normales : loi de comportement de KOLYMBAS.

Fig. 25. — Normal wall stresses distribution : KOLYMBAS constitutive law.

4. COMPARAISON ENTRE RÉSULTATS NUMÉRIQUES ET ANALYTIQUES

Dans cette étude comparative, le calcul numérique est mené avec la seule loi de KOLYMBAS en utilisant les mêmes types de trémies qu'en 3.5.1., remplies soit de sable dense soit de blé. Les modèles analytiques

comparés aux résultats numériques sont ceux de LENCZNER, DABROWSKI, WALKER, MOTZKUS et la norme DIN. Les figures 30 et 31 montrent les variations de contraintes normales et verticales en fonction de la profondeur. Ces courbes sont très dispersées, toutefois la courbe de la norme DIN est proche du maximum de pression de la courbe obtenue par calcul numérique.

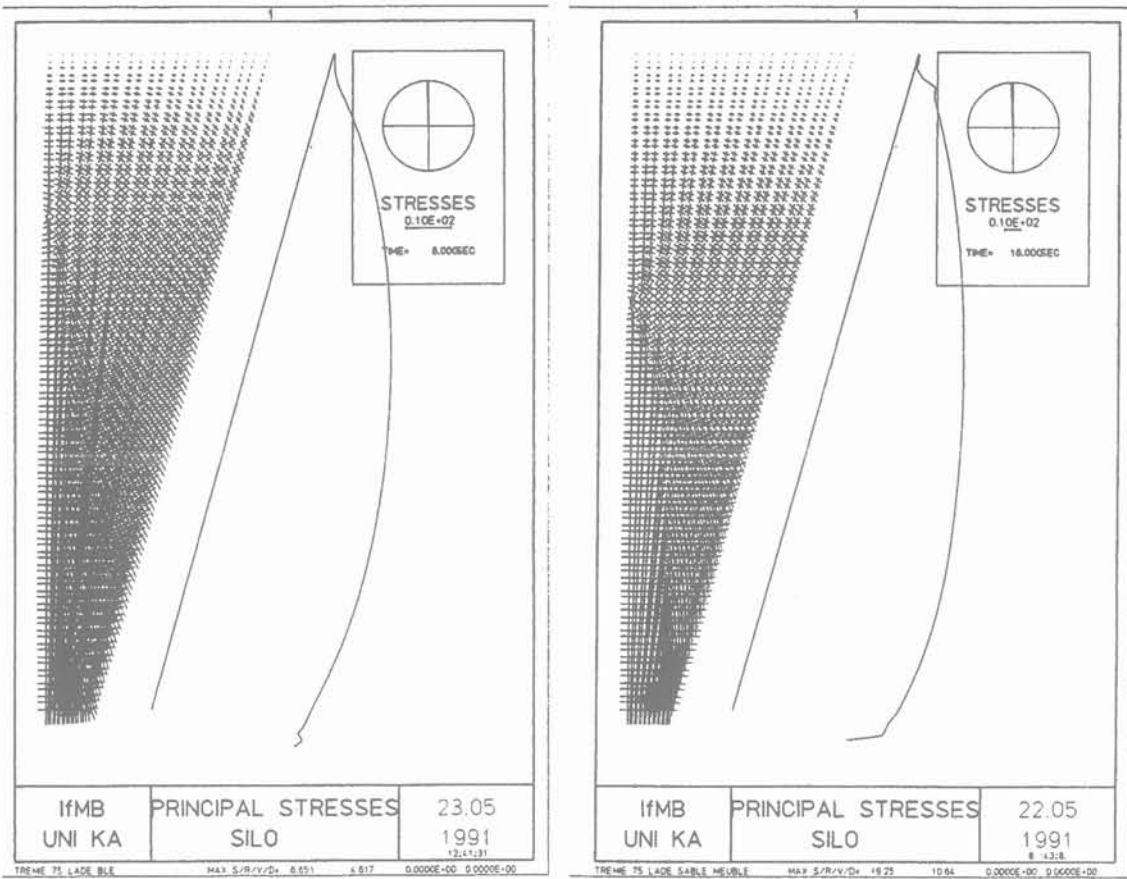


Fig. 26. — Contraintes principales : a. blé - b. sable meuble. (Loi de comportement de LADE).
Fig. 26. — Principal stresses : a. wheat - b. loose sand. (LADE constitutive law).

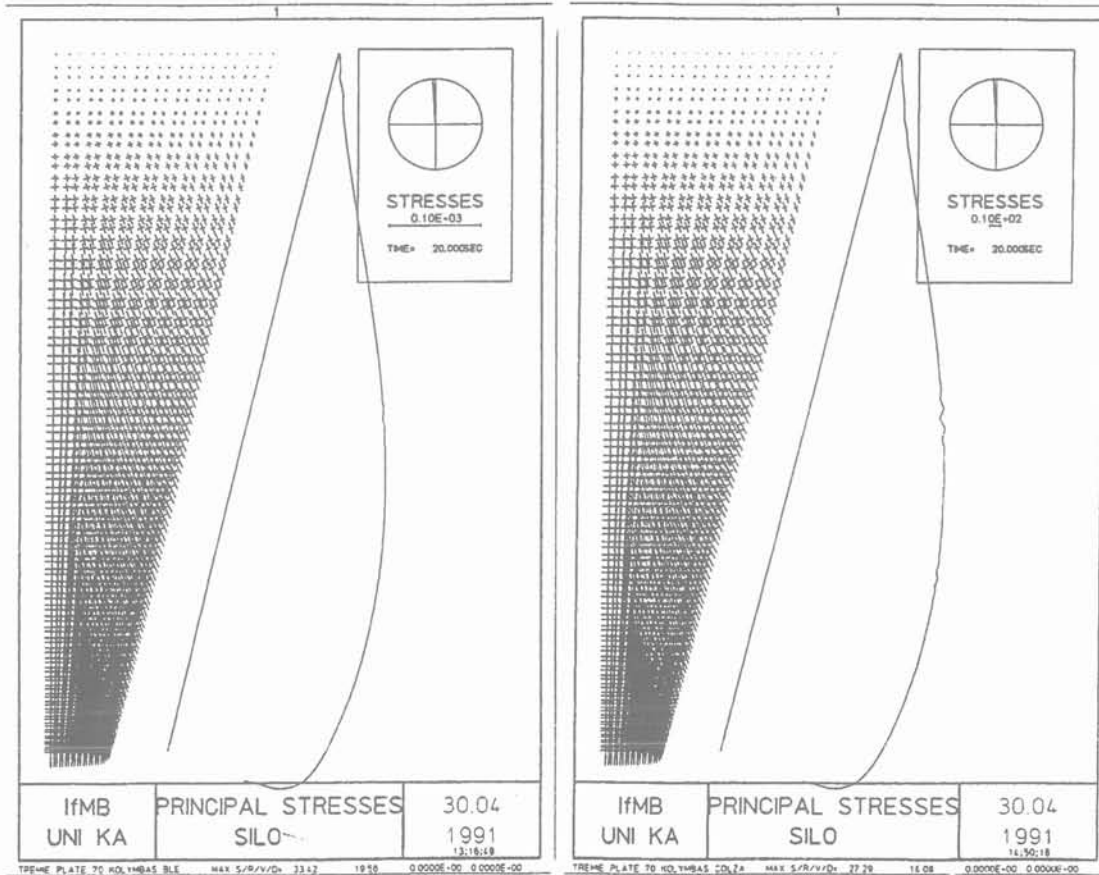


Fig. 27. — Contraintes principales : a. blé - b. colza (loi de comportement de KOLYMBAS).
Fig. 27. — Principal stresses : a. wheat - b. colza (KOLYMBAS constitutive law).

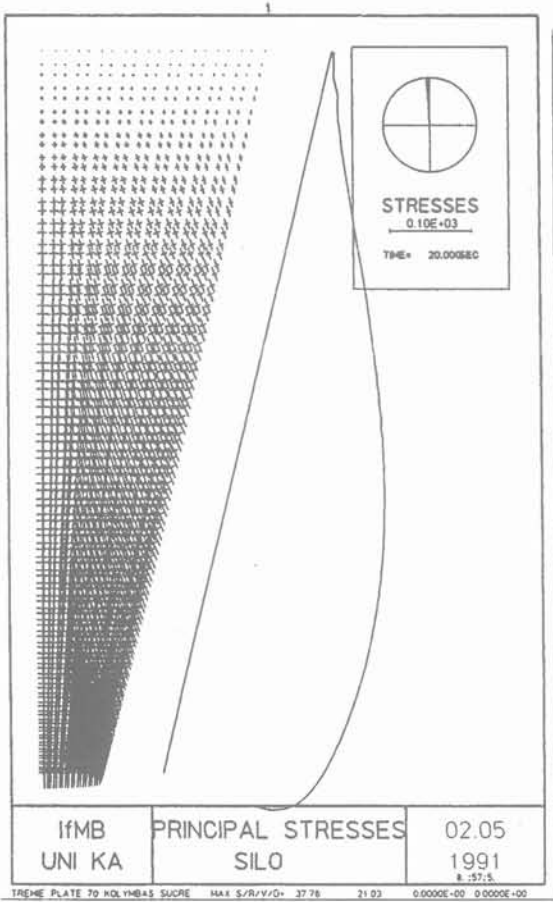


Fig. 28. — Contraintes principales : sucre (loi de comportement de KOLYMBAS).
Fig. 28. — Principal stresses : sugar (KOLYMBAS constitutive law).

comparaison des comportements de différents matériaux

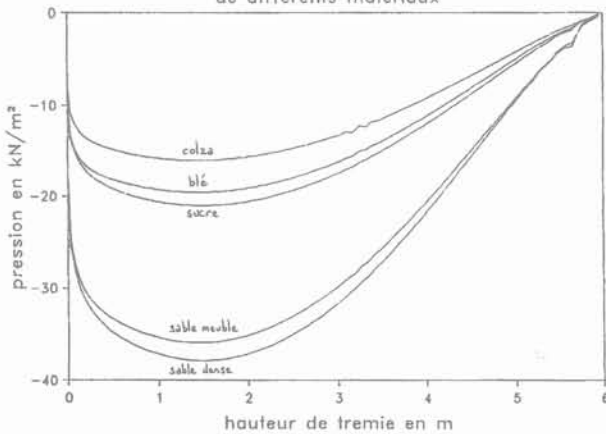


Fig. 29. — Contraintes normales à la paroi.
Fig. 29. — Normal wall stresses.

4.1. Valeur maximale de la contrainte normale à la paroi

Pour les différentes trémies, l'écart relatif entre la valeur théorique du maximum de contrainte normale

Comparaison avec les résultats théoriques
sable dense

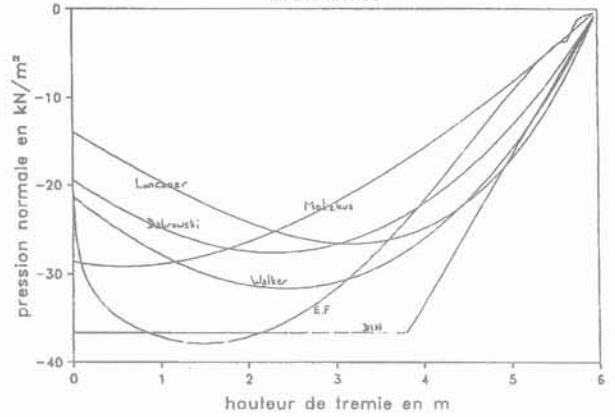


Fig. 30. — Contraintes normales à la paroi : sable dense.
Fig. 30. — Normal wall stresses : dense sand.

Comparaison avec les résultats théoriques
blé

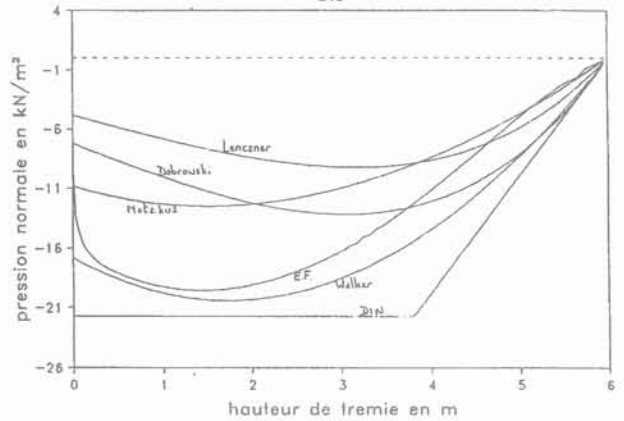


Fig. 31. — Contraintes normales à la paroi : blé.
Fig. 31. — Normal wall stresses : wheat.

$P_n(\max)$ et le résultat du calcul par éléments finis est donné dans le tableau 2.

4.2. Position du maximum de la contrainte normale à la paroi

Pour les différentes trémies, l'écart relatif entre la valeur théorique de l'ordonnée du maximum de la contrainte normale et le résultat du calcul par éléments finis est donné dans le tableau 3.

4.3. Valeur maximale de la contrainte verticale à la paroi

Pour les différentes trémies, l'écart relatif entre la valeur théorique du maximum de la contrainte verticale et le résultat du calcul par éléments finis est donné dans le tableau 4.

4.4. Comparaison avec les normes DIN 87 et P 22-630

La norme DIN donne une approximation imprécise des contraintes à la paroi de la trémie. Les valeurs de la norme sont souvent supérieures aux valeurs

Tableau 2. — Ecart relatif entre $P_n(max)$ théorique et numérique.
 Table 2. — Relatif deviation between theoretical and numerical value of $P_n(max)$.

Trémies	Matériaux	Modèles analytiques			
		MOTZKUS	DABROWSKI	LENCZNER	WALKER
Trémie 70°	sable dense $\mu = 0,5$	23 %	27 %	30 %	16 %
	blé $\mu = 0,5$	36 %	30 %	53 %	- 4 %
Trémie 75°	sable meuble $\mu = 0,25$	14 %	26 %	26 %	18 %
	sable meuble = 0,4	32 %	- 24 %	34 %	23 %
	blé $\mu = 0,25$	34 %	- 30 %	7 %	4 %
	blé $\mu = 0,4$	50 %	37 %	37 %	6 %

Tableau 3. — Ecart relatif entre la position de $P_n(max)$ théorique et numérique.
 Table 3. — Relatif deviation between theoretical and numerical value of $P_n(max)$.

Trémies	Matériaux	Modèles analytiques			
		MOTZKUS	DABROWSKI	LENCZNER	WALKER
Trémie 70°	sable dense $\mu = 0,5$	- 62 %	51 %	112 %	60 %
	blé $\mu = 0,5$	4 %	107 %	117 %	19 %
Trémie 75°	sable meuble $\mu = 0,25$	- 69 %	221 %	139 %	144 %
	sable meuble = 0,4	32 %	- 24 %	34 %	23 %
	blé $\mu = 0,25$	- 30 %	189 %	133 %	118 %
	blé $\mu = 0,4$	- 4 %	- 71 %	161 %	98 %

Tableau 4 — Ecart relatif entre $P_v(max)$ théorique et numérique.
 Table 4 — Relatif deviation between theoretical and numerical value of $P_v(max)$.

Trémies	Matériaux	Modèles analytiques			
		MOTZKUS	DABROWSKI	LENCZNER	WALKER
Trémie 70°	sable dense $\mu = 0,5$	- 3 %	28 %	27 %	60 %
	blé $\mu = 0,5$	13 %	46 %	40 %	19 %
Trémie 75°	sable meuble $\mu = 0,25$	7 %	15 %	49 %	144 %
	sable meuble = 0,4	- 4 %	- 55 %	35 %	23 %
	blé $\mu = 0,25$	33 %	9 %	33 %	118 %
	blé $\mu = 0,4$	35 %	- 4 %	36 %	98 %

obtenues par le programme de simulation, sauf pour le maximum de P_n ($P_n(max)$). Les résultats de la norme P 22-630 (norme française) sont proches des valeurs numériques obtenues.

5. CONCLUSION

La simulation des charges dans les trémies de silos montre l'influence très significative des paramètres géo-

métrique et mécanique de la trémie sur la distribution des pressions. La variation du coefficient de frottement en paroi engendre des courbes de pression d'allures identiques, par contre l'inclinaison de la paroi fait varier la position du maximum de pression. Cette position de P_{max} varie linéairement en fonction de l'inclinaison α . La technique de simulation du remplissage (en une seule étape et en dix étapes) caracté-

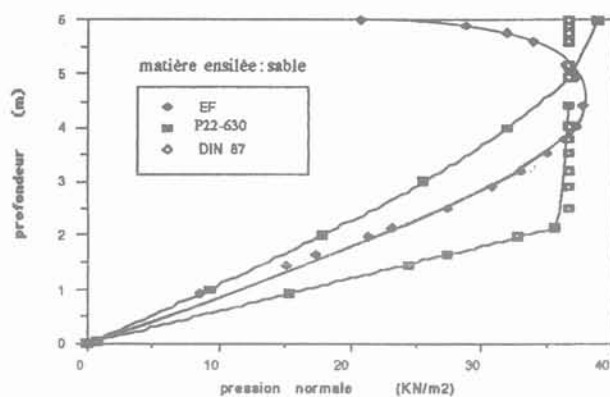


Fig. 32. — Contrainte normale à la paroi.

DIN 87 - P22-630 - calcul par EF.

Fig. 32. — Normal wall stresses.

DIN 87 - P22-630 - FE method.

térise l'influence de la mise en place de la matière sur l'évolution des pressions. La simulation montre également les limites du comportement type « silo » en faisant varier l'élançement. Il ressort de l'étude comparative une non concordance des résultats numériques et analytiques. En effet, les théories classiques, basées sur le calcul des contraintes dans la partie cylindrique du silo, ne sont pas adaptées aux trémies.

REMERCIEMENTS

Cette étude est réalisée au laboratoire de Structures de l'Université de Karlsruhe, nous tenons à remercier vivement MM. EIBL professeur doct. ing., ROMBACH doct. ing. et RUCKENBROD dipl. ing. pour leur aide efficace.

BIBLIOGRAPHIE

- (1) REMESCH J.C., KHELIL A., ROTH J.C. (1990), *Simulation numérique de contraintes au sein de matières granulaires ensilées. Comparaison avec les mesures in situ.* Rev. Franç. Géotech., n° 52, pp. 51-65.
- (2) EIBL J., ROMBACH G. (1987), *Numerical computation of velocity fields in silos, theory and application.* Proceedings silosy, Sklarska, Poreba, october 1987.
- (3) WEIDNER J. (1990), *Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung.* Dissertation Karlsruhe 1990.
- (4) MOTZKUS U. (1973), *Belastung von Siloböden und Auslauftrichtern durch körnige Schüttgüter.* Dissertation Braunschweig 1973.
- (5) DABROWSKI R. (1989), *Zum statischen Silodruck im Kreiszylinder mit Kegeltrichter oder Kegelboden.* Bautechnik 66, 1989.

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN DÉCEMBRE 1992
DÉPÔT LÉGAL 1992 N° 7159