ISSN - 0181-0529

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 60

160 F

3e TRIMESTRE 1992

Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 60
JUILLET 1992

sommaire

La « nouvelle méthode implicite » pour l'étude du dimensionnement des tunnels

" New implicit method " to study tunnel design

D. BERNAUD, G. ROUSSET
Groupement pour l'étude des Structures souterraines de stockage (G-3S)
Ecole Polytechnique*

Rev. Franç. Géotech. n° 60, pp. 5-26 (juillet 1992)

Résumé

Les problèmes étudiés dans cet article relèvent du cadre général de la modélisation des tunnels profonds revêtus.
Le problème tridimensionnel couplé de l'interaction massif-soutènement est étudié ici grâce à une approche méthodologique précise qui permet de quantifier le rôle joué par chacun des paramètres essentiels du problème.
Une analyse critique de la méthode simplifiée convergence-confinement permet de mettre en évidence les imprécisions de cette méthode lorsqu'elle est appliquée sous sa forme actuelle. Elle conduit à une sous-estimation de la pression du soutènement à l'équilibre.
La raison profonde de cette erreur vient de l'estimation de la convergence à l'instant de la pose du soutènement, qui repose sur une hypothèse de découplage trop forte.
La « nouvelle méthode implicite » proposée dans cet article est fondée sur les principes de base de la méthode convergence-confinement mais permet de tenir compte de la raideur du soutènement dans le calcul de la convergence à l'instant de pose. Cette nouvelle méthode, souple d'emploi, fournit des solutions approchées de très bonne qualité.

Abstract

The problems studied in this paper concern supported tunnel design at great depth.
An accurate method is developped to study this 3D problem of ground-interface-lining interaction. It enables us to estimate the role that each parameter takes place in the tunnel equilibrium.
A critical analysis of the convergence-confinement method shows the imprecisions of this method. The most important reason of errors comes from the calculation of tunnel convergence U_0 when lining has just been set : in the CV-CF method the value of this closure doesn't depend on lining stiffness.
The " new implicit method " proposed in this paper keeps the same principles of CV-CF method, but it can take into account the lining stiffness on the calculation of tunnel convergence U_0.
The new method is of a very simple utilisation and its results are in very good agreement with the 3D numerical results.

* 91128 Palaiseau Cedex.

INTRODUCTION

Le thème de cet article est le calcul du dimensionnement des tunnels soutenus.

Pour une géométrie, un phasage de creusement et de pose du soutènement donnés, les calculs de dimensionnement consistent notamment à déterminer l'effort de poussée du massif sur le revêtement à l'équilibre ; cet effort apparaît donc comme le paramètre dimensionnant le plus significatif.

De façon générale, le problème du tunnel soutenu a deux particularités importantes :

— il est essentiellement tridimensionnel ; en effet, même pour des hypothèses géométriques simples, la proximité du front de taille, lorsque le soutènement est posé, rend complexe les formes des champs de déplacement ou de contrainte dans le massif ;

— il est couplé ; il s'agit en effet d'étudier l'interaction entre deux structures distinctes dont la géométrie et le comportement sont très différents : le soutènement d'une part, et le massif percé du tunnel d'autre part.

Le premier objectif de cet article est d'étudier finement, dans un cas géométrique simple, ce problème tridimensionnel couplé grâce à une approche méthodologique précise et de quantifier le rôle joué par chacun des paramètres qui le décrivent.

Le second objectif est de montrer que, grâce à des concepts simples empruntés à la méthode convergence-confinement, on peut découpler le problème et l'étudier en condition de déformations planes ; on montre que les solutions approchées, ainsi obtenues grâce à la « nouvelle méthode implicite », sont suffisamment proches de la solution exacte pour pouvoir être utilisées avec précision dans des applications variées.

1. DÉFINITION DU PROBLÈME DE BASE

Dans l'ensemble de l'article, on s'intéresse au cas simple du tunnel profond de section circulaire (rayon R_i) creusé dans un massif dont le comportement est homogène et isotrope (fig. 1), soumis initialement au champ de contrainte géostatique :

$$\underline{\underline{\sigma}} = - P_\infty \underline{\underline{1}} \text{ avec } P_\infty = \rho g z \qquad (1)$$

La profondeur du tunnel est grande devant son rayon, de sorte que l'on peut négliger le gradient de la pesanteur dans la zone du massif proche du tunnel (une dizaine de fois le rayon, pour fixer les idées), et assimiler $\rho g z$ à $\rho g H$ (H est la profondeur moyenne du tunnel) dans cette zone.

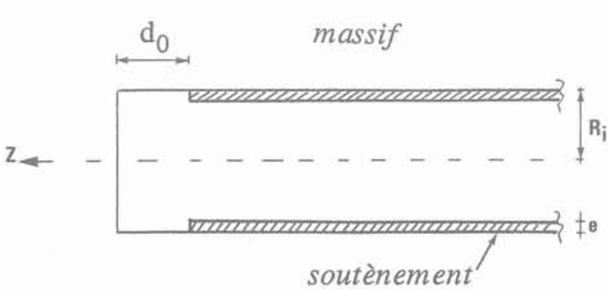


Fig. 1. — Modélisation du problème.
Fig. 1. — Modelization of the problem.

Le soutènement du tunnel, assimilé à un anneau d'épaisseur e constante, a lui aussi un comportement homogène et isotrope ; il est posé à une distance d_0 constante du front de taille. Le front de taille et l'extrémité du soutènement sont plans et verticaux.

Avec ces hypothèses d'étude classiques, le problème admet la symétrie cylindrique, ou axisymétrie.

On notera V la vitesse d'avancement du front de taille.

1.1. Cas où le front est loin de la section d'étude

Une autre symétrie, très utile à la simplification de l'étude, est souvent constatée : le problème est à déformation plane si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

— le front de taille est loin de la section d'étude ;

— la vitesse d'avancement V du front et du soutènement est constante (cette dernière condition est nécessaire seulement lorsque les lois de comportement dépendent du temps, comme la viscoplasticité par exemple).

Dans ce cas, sur une section d'étude perpendiculaire à l'axe du tunnel, le champ de déplacement $\underline{\xi}$ est purement radial ($\underline{\xi} = u(r)\, \underline{e}_r$) et, en chaque point de la section, les grandeurs mécaniques ne dépendent que du temps t et de la distance r du point à l'axe du tunnel (fig. 2).

Par ailleurs, l'interaction entre massif et soutènement se traduit par un seul paramètre scalaire : la pression P_i (poussée du terrain sur le revêtement où pression de confinement). Le paramètre dual est la convergence de la paroi U_i, c'est-à-dire le déplacement radial normalisé de la paroi du tunnel, grandeur elle aussi scalaire ($U_i = - u(R_i)/R_i$).

On peut maintenant définir deux courbes fondamentales indépendantes dans le diagramme (P_i, U_i), qui sont un « condensé » de l'information que l'on possède :

— la courbe de convergence CV : elle ne fait intervenir que la loi de comportement du massif ; c'est la courbe* qui donne la convergence U_i du tunnel en

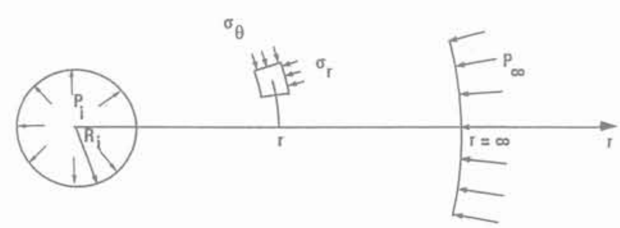


Fig. 2. — Problème en déformation plane.
Fig. 2. — Plane strain problem.

* En général, se pose le problème de l'unicité de ces courbes. Pour les lois de comportement non réversibles, il faut en particulier préciser l'histoire du chargement. Dans ce cas-là, on fera toujours le calcul plan en choisissant P_i comme paramètre de chargement, et pour CV, $P_i(t)$ est une fonction strictement décroissante à partir de l'état initial P_∞ (avec $\dot{P}_i \to 0$ si la loi de comportement dépend du temps). Pour CF on choisit, au contraire, $P_i(t)$ croissant à partir de 0. En adoptant cette procédure, on trouve, en général, des courbes CV et CF uniques.

fonction de la pression P_i appliquée à la paroi, lorsque l'équilibre est atteint ;

— la courbe de confinement CF ; elle ne fait intervenir que la loi de comportement du soutènement ; c'est la courbe* qui donne le déplacement normalisé U_i^s de l'extrados de l'anneau en fonction de la pression P_i appliquée à l'extrados, lorsque l'équilibre est atteint.

Pour un problème complet donné, la courbe CV représente effectivement l'ensemble des points d'équilibre possible du tunnel revêtu (voir à ce sujet la remarque 2 à la fin du texte). Dans la suite, on appellera « point d'équilibre » de l'ouvrage la valeur (P_{eq}, U_{eq}) du couple (P_i, U_i), obtenue lorsque le front de taille est loin et que tous les effets différés sont dissipés.

1.2. Phases de creusement et de pose du soutènement

Au cours des phases préliminaires de creusement et de pose du soutènement, le problème est tridimensionnel (axisymétrique avec nos hypothèses) : la poussée P_i du massif sur le revêtement dépend de la distance x de la section d'étude au front.

Ce problème d'interaction, à frontière variable, peut être traité par voie numérique. CORBETTA (1990), a proposé une méthode originale, dans le cas où V est constant, basée sur l'algorithme stationnaire de NGUYEN QUOC S. et RAHIMIAN (1981). Dans le paragraphe suivant, on propose la méthode numérique d'activation/désactivation des éléments, méthode développée par BERNAUD (1991) dans le code aux éléments finis « GEOMEC 91 ».

Avant de passer à la description de cette méthode, il est utile de récapituler les données fondamentales du problème du tunnel soutenu :

— la profondeur de l'ouvrage ou P_∞ ;

— la loi de comportement du massif (notamment la courbe CV) ;

— la loi de comportement du soutènement (notamment la courbe CF) ;

— la distance de pose du soutènement d_0 ;

— la vitesse d'avancement du front V (uniquement si une des lois de comportement dépend du temps).

2. MÉTHODE NUMÉRIQUE D'ACTIVATION/DÉSACTIVATION DES ÉLÉMENTS EN AXISYMÉTRIE

La méthode d'« activation/désactivation » est une méthode par éléments finis qui tient compte du caractère tridimensionnel du problème du creusement d'un tunnel.

Dans cette méthode, les séquences d'excavation et de pose du soutènement sont modélisées par le changement de la rigidité des éléments affectés à chaque phase de construction.

Ainsi, la simulation du creusement est faite par l'enlèvement progressif des tranches de terrain à l'intérieur du profil du tunnel. Le soutènement est posé tout de suite après une étape de creusement, en rajoutant une tranche de matière à la paroi du tunnel et à une distance d_0 du front de taille.

L'enlèvement de matière est modélisé numériquement par une forte réduction du module d'Young des éléments à creuser. De façon inverse, la pose d'un revêtement consiste à affecter les caractéristiques mécaniques du soutènement aux éléments considérés. A l'instant de la pose, ces éléments sont libres de contraintes et ont une déformation nulle.

Le maillage du modèle étant construit en une seule fois, le pourtour de la zone à excaver ainsi que celui correspondant au revêtement doivent être prévus (fig. 4). La longueur du maillage doit être supérieure à la distance d'influence du front de taille, de façon à s'affranchir des effets de bord.

Cette méthode a été implantée dans notre code numérique « GEOMEC91 ». Elle permet d'étudier des conditions diverses de réalisation des tunnels en élasticité, élastoplasticité ou élastoviscoplasticité.

3. MÉTHODE CONVERGENCE-CONFINEMENT

La méthode convergence-confinement (CV-CF), décrite dans les publications de l'AFTES (1979-1983) est une méthode approchée de calcul des tunnels, qui tient compte de l'interaction entre les deux structures, mais propose un découplage qui permet de ramener l'ensemble de l'étude à une étude en déformation plane.

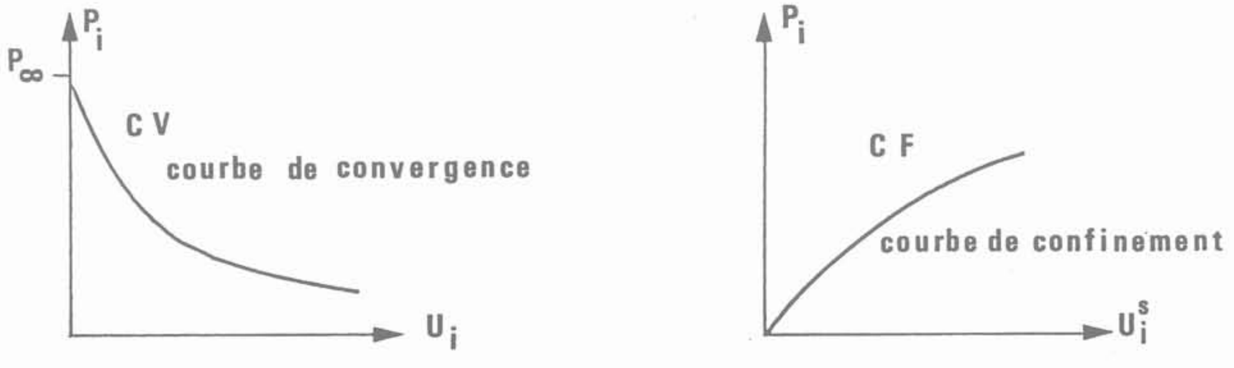


Fig. 3. — Courbe de convergence et courbe de confinement.
Fig. 3. — Convergence curve and confinement curve.

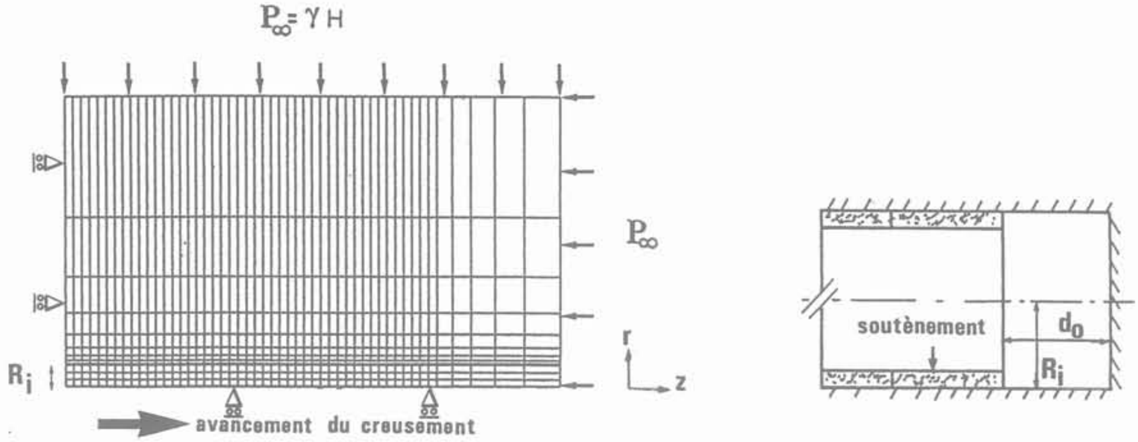


Fig. 4. — Exemple de maillage.
Fig. 4. — Typical finite element mesh.

Dans cette méthode, on tient compte de l'effet de l'avancement du front de taille par l'intermédiaire d'une pression fictive P_i^f appliquée à la paroi (fig. 5). La définition exacte de P_i^f est simple : pour une distance x entre la section d'étude et le front donnée, P_i^f (x) est la pression qu'il faudrait exercer à la paroi du tunnel, traité en déformation plane, pour obtenir la même convergence U_i^f (x) que celle donnée par le calcul 3D du tunnel non soutenu.

En pratique, on utilise de façon équivalente le taux de déconfinement λ(x) défini par PANET et GUELLEC (1974) :

$$P_i^f(x) = (1 - \lambda(x))\, P_\infty \qquad (2)$$

Ainsi, pour l'ensemble des phases, le problème est traité en déformation plane et on a :

$$\begin{cases} P_i = P_i^f & \text{avant la pose du soutènement (3)} \\ P_i = P_i^f + P_i^s & \text{après la pose du soutènement (4)} \end{cases}$$

où P_i^s est la pression imposée à la paroi par le soutènement.

La méthode CV-CF suppose que P_i^f n'est fonction que de la distance x du front à la section d'étude, ce qui correspond à une simplification majeure du problème d'interaction, principale source de l'écart entre solution CV-CF et solution réelle, comme on le verra plus loin.

La résolution (obtention de la convergence U_{eq} et de la pression P_{eq} à l'équilibre) du problème est maintenant aisée : pour une distance de pose d_0 donnée, grâce à la connaissance de P_i^f (d_0), on positionne la courbe de confinement CF dans le diagramme $P_i - U_i$ (fig. 6). L'intersection des deux courbes CV et CF fournit le point d'équilibre recherché.

Il apparaît clairement, sur le schéma de la figure 6, que la donnée de P_i^f (d_0) équivaut à la donnée de la convergence U_0 au moment de la pose du soutènement. U_0 est donc le paramètre clé qui conditionne l'interaction entre les deux structures.

Ainsi, une manière équivalente d'utiliser la méthode CV-CF, illustrée sur la figure 7, consiste en la résolution des deux étapes suivantes :

— on trace le profil des convergences U_i^f (x) du tunnel non soutenu (à l'équilibre) en fonction de la

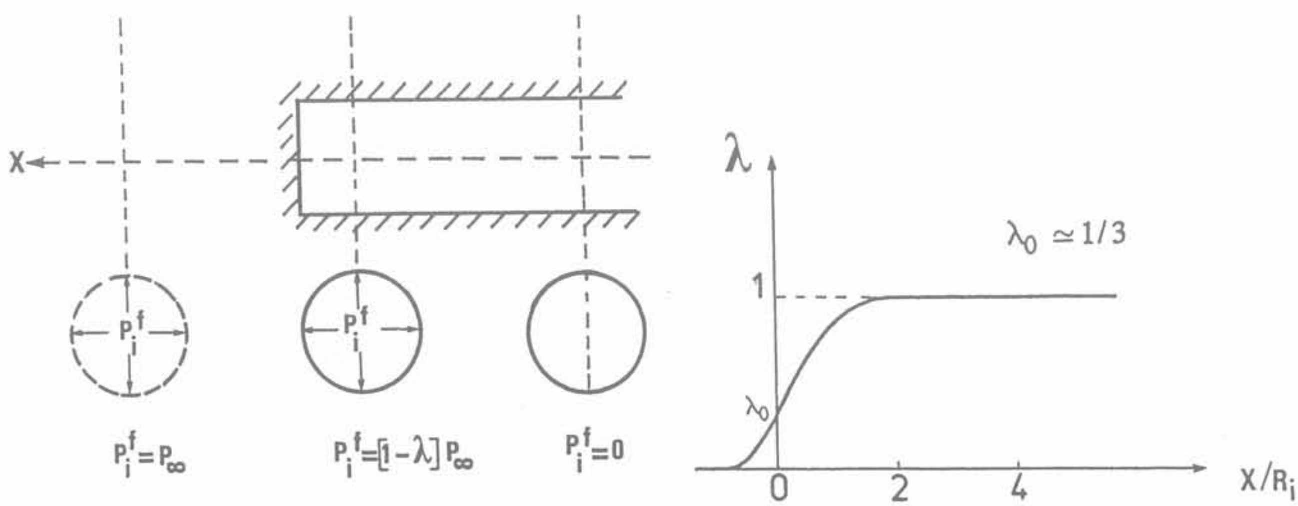


Fig. 5. — Pression fictive et taux de déconfinement (d'après PANET et GUÉNOT, 1982).
Fig. 5. — Fictitious pressure and rate of unconfinement (from PANET and GUÉNOT, 1982).

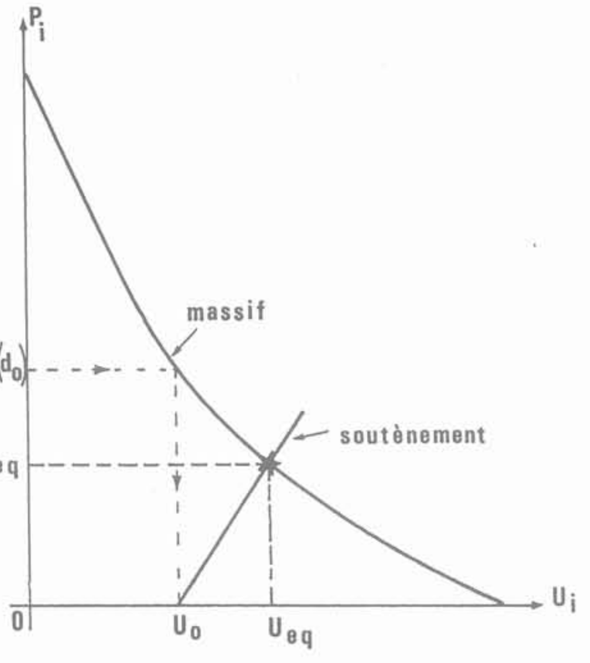


Fig. 6. — Méthode convergence-confinement.
Fig. 6. — Convergence-confinement method.

distance au front. Cette courbe doit être obtenue initialement par un calcul complet 3D (en axisymétrie). Sa connaissance est équivalente à celle de P_i^f (x) puisque pour chaque x_0 les deux valeurs U_i^f (x_0) et P_i^f (x_0) se correspondent par l'intermédiaire de la relation bijective entre P_i et U_i donnée par la courbe de convergence (définition de la pression fictive de soutènement) ;

— on applique la méthode CV-CF : la distance de pose du soutènement d_0 étant donnée, on en déduit $U_0 = U_i^f$ (d_0) par la courbe U_i^f (x) ; U_0 est l'abscisse initiale de la courbe de confinement.

On fera pour terminer la description de cette méthode les deux remarques suivantes :

— la simplication fondamentale de la méthode CV-CF, qui autorise le calcul découplé, vient de ce qu'elle considère que la pression fictive P_i^f ne dépend que de la distance x de la section au front (ou, ce qui revient au même, que la courbe U_i^f (x) du tunnel non soutenu permet seule de calculer la convergence à la pose U_0) ;

— la méthode nécessite la connaissance de P_i^f (x) ou de U_i^f (x), c'est-à-dire de courbes qui correspondent à un calcul 3D (axisymétrique ici) du tunnel non soutenu, ce qui semble diminuer son intérêt car on ne fait pas l'économie d'un calcul 3D. Toutefois, pour une loi de comportement et une profondeur données, cette courbe est unique. Par ailleurs, on se contente souvent en pratique d'une forme approchée de ces courbes. Par exemple, PANET et GUÉNOT (1982) proposent, pour un massif élastique de module d'Young E et de coefficient de Poisson ν, une formulation analytique qui se révèle tout à fait précise :

$$U_i^f(x) = a(x)\,(U_i^f(\infty) - U_i^f(0)) + U_i^f(0)$$

$$\text{avec : } a(x) = 1 - \left[\frac{0{,}84\,R_i}{x + 0{,}84\,R_i}\right]^2 \qquad (5)$$

$$\text{et : } U_i^f(0) \simeq 0{,}27\,\frac{1+\nu}{E}\,P_\infty \qquad (6)$$

$$\text{et : } U_i^f(\infty) = \frac{(1+\nu)\,P_\infty}{E} \qquad (7)$$

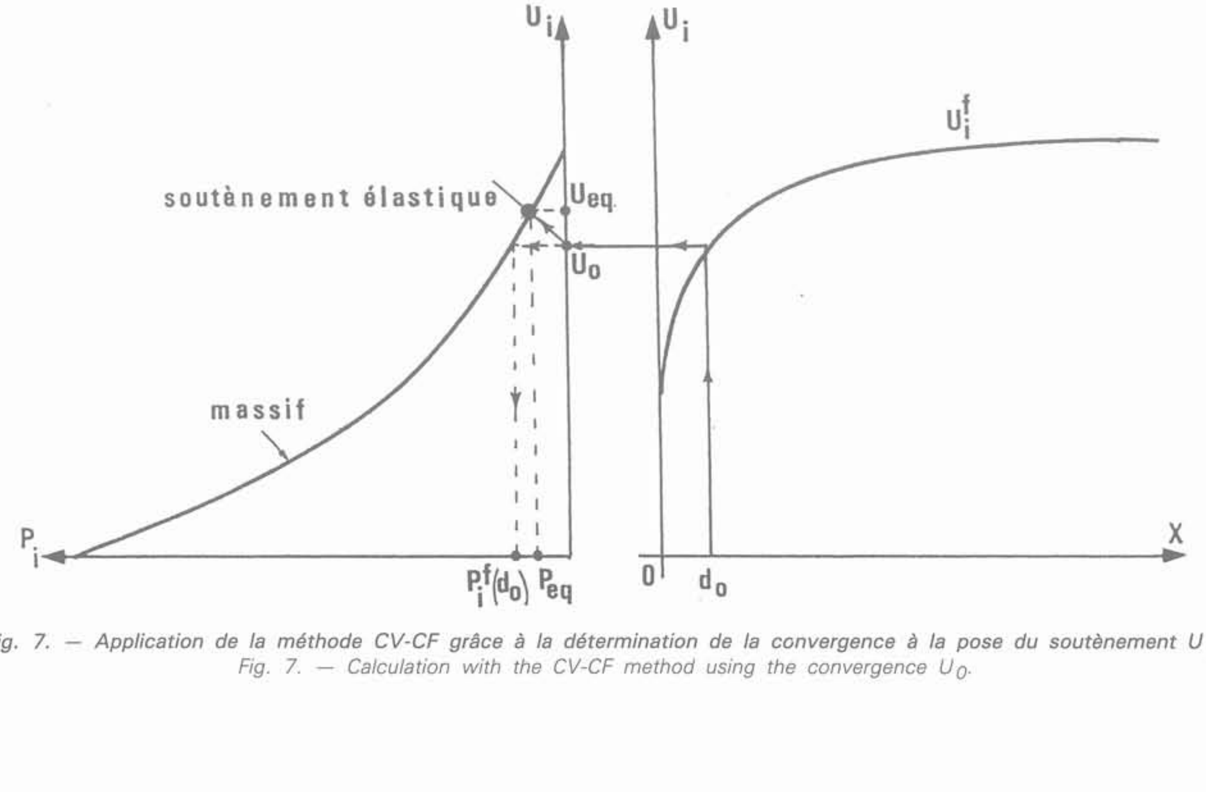


Fig. 7. — Application de la méthode CV-CF grâce à la détermination de la convergence à la pose du soutènement U_0.
Fig. 7. — Calculation with the CV-CF method using the convergence U_0.

Plus généralement, CORBETTA et NGUYEN MINH (voir CORBETTA 1990) ont montré récemment que les courbes U_i^f (x) d'un milieu plastique se déduisent de la courbe U_i^f (x) du milieu élastique, par une simple homothétie. Les auteurs ont montré que le domaine d'application du « principe de similitude » est très étendu et que l'erreur commise par cette simplification est de deuxième ordre.

4. ANALYSE CRITIQUE DE LA MÉTHODE CV-CF

L'objectif poursuivi dans ce paragraphe est d'appliquer la méthode directe (calcul numérique par la méthode activation/désactivation) et la méthode CV-CF à des cas d'étude correspondant à des données réalistes rencontrées en pratique et de comparer les résultats obtenus.

Deux séries de calculs sont proposées ; dans l'une, le comportement du massif est élastique, dans l'autre, il est parfaitement plastique (critère de Mises ; cohésion C). Le soutènement est élastique linéaire de raideur K_s. Dans tous les cas, le matériau est incompressible élastiquement (ν = 0,5). Une approche adimensionnelle évidente conduit à affirmer que le problème traité est un problème à 3 (élasticité) ou 4 (plasticité) paramètres indépendants.

— Elasticité :

$$P'_\infty = \frac{P_\infty}{E}, \quad K'_s = \frac{K_s}{E}, \quad d'_0 = \frac{d_0}{R_i}^{*} \tag{8}$$

— Plasticité (Mises) :

$$P'_\infty = \frac{P_\infty}{E}, \quad C' = \frac{C}{E}, \quad K'_s = \frac{K_s}{E}, \quad d'_0 = \frac{d_0}{R_i} \tag{9}$$

Le soutènement étant élastique linéaire, la courbe de confinement CF est une droite :

(courbe de confinement) : $P'_i = K'_s\,(U_i - U_0)$ (10)

Dans le cas où le massif est élastique, on remarquera, de plus que grâce à la linéarité complète de toutes les équations, la solution finale (P_{eq}, U_{eq}), dépend linéairement du paramètre P'_∞.

De nombreuses simulations numériques, ayant pour but de couvrir une gamme maximale de variation des paramètres adimensionnels ont été réalisées, (BERNAUD, 1991). On présente ici quelques résultats significatifs.

4.1. Elasticité

On étudie le cas d'un massif avec $P'_\infty = 8.10^{-3}$ (par exemple P_∞ = 4 MPa et E = 500 MPa, c'est-à-dire une roche assez molle à 200 m de profondeur).

* A la place du module d'Young E, on peut préférer le module de cisaillement G pour normer les grandeurs homogènes à des contraintes (2G = E/(1 + ν)) ; en effet, lorsque $\nu \neq 0,5$, il est facile de démontrer que la solution en contrainte et en déplacement du problème plan ne dépend que du rapport E/(1 + ν). Toutefois, pour le problème axisymétrique, ce résultat n'est plus valide et la solution dépend effectivement des 2 paramètres élastiques E et ν.

On a fait varier, dans un premier temps, la raideur du soutènement K'_s de 0,24 (anneau de béton projeté peu épais) à 72 (soutènement métallique extrêmement rigide), en maintenant la distance de pose d'_0 égale à 2/3. Les résultats (convergence en fonction de la distance au front) sont illustrés sur la figure 8.

Les pics de convergence observés sur ces courbes sont dus aux caractéristiques de la méthode d'« activation/désactivation », qui est une méthode d'excavation pas-à-pas.

On peut faire les remarques suivantes :

— la convergence à l'équilibre U_{eq} diminue quand K'_s augmente : un soutènement s'oppose d'autant plus à la convergence qu'il est rigide. Pour K'_s = 72, c'est-à-dire une rigidité pratiquement infinie, on obtient U_{eq} = 0,84 % ; pour K'_s = 0, la convergence est maximale et vaut 1,2 % ;

— pour chaque calcul, on vérifie que le point (P'_{eq}, U_{eq}) appartient bien à la courbe de convergence du massif, ce qui valide les calculs numériques ;

— la convergence U_0 de la paroi à la pose du soutènement dépend de la raideur de celui-ci ; par contre, la convergence au front $U_f = U_i$ (x = 0) ne dépend presque pas de la rigidité du soutènement et l'approximation donnée par (6) est correcte dans tous les cas traités.

L'application de la méthode CV-CF est ici très simple, puisque d_0 étant le même pour toutes les simulations, la valeur U_0 obtenue grâce à la courbe U_i^f (x) (courbe K'_s = 0 de la figure 8) est identique et vaut : U_0 = 9,9075 %.

En élasticité, la courbe CV est la droite d'équation :

$$P'_i = P'_\infty - \frac{2}{3}\,U_i \tag{11}$$

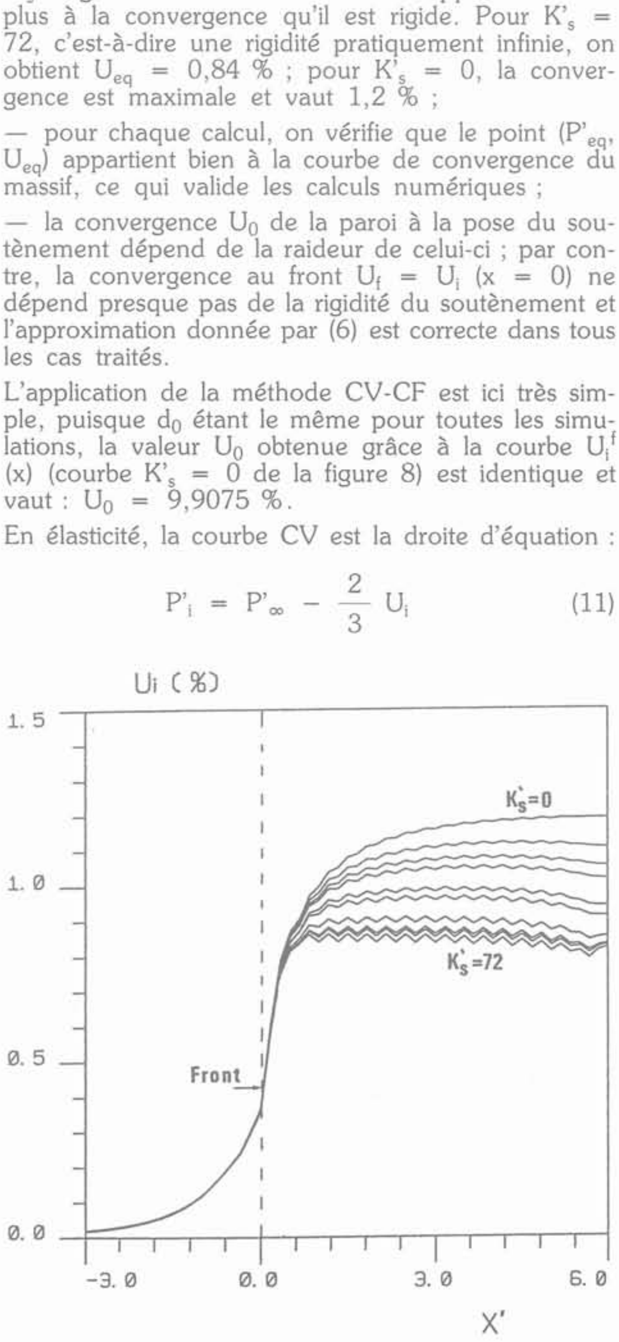


Fig. 8. — Calculs 3D du tunnel soutenu. Massif élastique.
Fig.. 8. — 3D calculations of supported tunnel. Elastic rockmass.

La résolution du système linéaire formé de (10) et (11) donne la solution (U_{eq}, P'_{eq}) cherchée (voir annexe 2) ; solution que l'on peut comparer à celle donnée par la méthode directe (tableau 1).

Les différences entre les résultats méritent d'être commentées ;

— la méthode directe fournit effectivement des valeurs de la convergence U_0 à la pose qui dépendent du cas traité : U_0 est d'autant plus petit que la raideur du soutènement est forte. La méthode CV-CF fournit par contre une valeur de U_0 identique pour tous les cas ;

— cette erreur sur l'estimation de U_0 se traduit directement par une erreur sur les paramètres fondamentaux : la pression de soutènement à l'équilibre P_{eq} et la convergence de la paroi à l'équilibre U_{eq} ;

— la différence sur les valeurs de P'_{eq} données par les deux méthodes peut être importante ; cette différence relative croît quand la raideur du soutènement augmente : elle passe de − 0,8 % pour K'_s = 0,24 à − 20,1 % pour $K'_s = \infty$;

— la différence sur P'_{eq} est toujours de même signe : la méthode CV-CF conduit à une sous-estimation de la pression sur le soutènement à l'équilibre, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité de l'ouvrage.

4.2. Plasticité

Les trois calculs en plasticité présentés ici correspondent aux jeux de paramètres suivants :

• calcul 1 : $d'_0 = 2/3$ $K'_s = 0{,}72$ (soutènement moyen posé près du front) ;

• calcul 2 : $d'_0 = 2/3$ $K'_s = 0{,}072$ (soutènement mou posé près du front) ;

• calcul 3 : $d'_0 = 2$ $K'_s = 0{,}72$ (soutènement moyen posé loin du front).

Par ailleurs, on a pris, comme en élasticité,

$$P'_\infty = 8.10^{-3}.$$

Sur la figure 9a, on a tracé la courbe U_i^f (x) (convergence en fonction de la distance au front du tunnel non soutenu), nécessaire à l'application de la méthode CV-CF. On en déduit les deux valeurs de U_0 correspondant chacune aux deux valeurs de d'_0 testées :

$$d'_0 = 2/3 \rightarrow U_0 = 2{,}55\ \%$$

$$d'_0 = 2 \rightarrow U_0 = 2{,}95\ \%$$

La deuxième étape de la méthode CV-CF (fig. 9b) fournit la valeur des trois couples (U_{eq}, P'_{eq}) cherchés.

Le tableau 2 illustre les résultats essentiels obtenus par les deux méthodes.

En plasticité également, la méthode directe montre que la valeur de la convergence U_0, pour une distance de pose d'_0 donnée, dépend de la rigidité : cette valeur passe de 1,7 % (calcul n° 1 : soutènement moyen) à 1,9 % (calcul n° 2 : soutènement mou). La méthode CV-CF donne la même valeur de U_0 dans les deux cas : 2,55 %.

Les différences entre les résultats donnés par les deux méthodes sont plus importantes qu'en élasticité. Cette différence atteint 40 % sur la pression à l'équilibre dans le cas du soutènement moyen posé près du front. Elle reste relativement importante, égale à 23 %, lorsqu'un soutènement moyen est posé loin du front.

Lorsqu'un soutènement très raide (K'_s = 16,8) est posé à une distance d'_0 = 2/3, l'écart est maximal :

Tableau 1. — Résultats des calculs en élasticité par la méthode directe (1) et la méthode CV-CF (2).

Table 1. — Results of elastic calculations with the direct method (1) and CV-CF method (2).

	Méthode 1 d'activation/désactivation			Méthode 2 convergence-confinement			Comparaison différences relatives (2-1)/1 en %		
K'_s	U_0 (%)	U_{eq} (%)	P'_{eq} (× 10^{-3})	U_0 (%)	U_{eq} (%)	P'_{eq} (× 10^{-3})	$\frac{\Delta U_0}{U_0}$ (%)	$\frac{\Delta U_{eq}}{U_{eq}}$ (%)	$\frac{\Delta P_{eq}}{P_{eq}}$ (%)
0,24	0,9053	1,122	0,520	0,9075	1,1230	0,516	0,2	0,1	− 0,8
0,48	0,8900	1,070	0,865	0,9075	1,0780	0,816	2,0	0,7	− 5,6
0,72	0,8857	1,037	1,088	0,9075	1,0480	1,013	2,5	1,1	− 6,9
1,68	0,8727	0,9657	1,562	0,9075	0,9906	1,396	4,0	2,6	− 10,6
2,40	0,8669	0,9393	1,738	0,9075	0,9711	1,526	4,7	3,4	− 12,2
7,20	0,8630	0,8920	2,054	0,9075	0,9323	1,785	5,2	4,5	− 13,1
16,80	0,8417	0,8554	2,298	0,9075	0,9190	1,876	7,8	7,4	− 18,4
24,00	0,840	0,8500	2,334	0,9075	0,9154	1,897	8,0	7,7	− 18,7
72,00	0,8339	0,8373	2,418	0,9075	0,9102	1,932	8,8	8,7	− 20,1

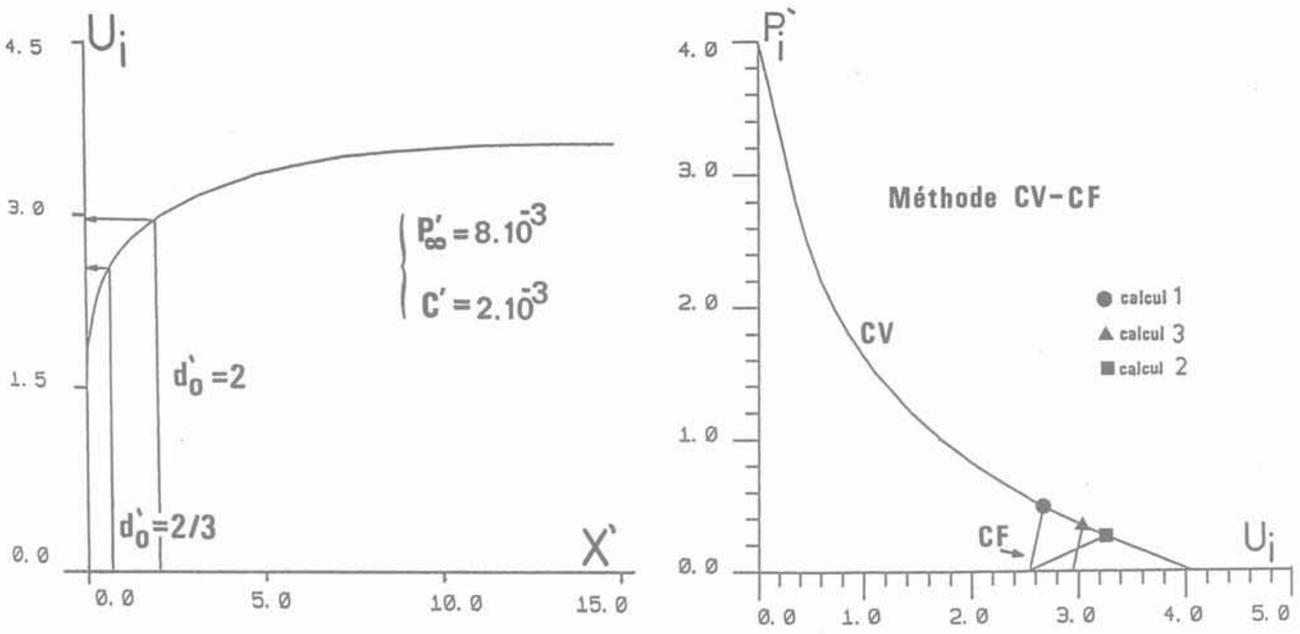


Fig. 9. — Application de la méthode CV-CF aux trois cas d'étude en plasticité.
Fig. 9. — Three plastic cases of calcultations with the CV-CF method.

la pression à l'équilibre donnée par la méthode CV-CF vaut la moitié de la pression calculée numériquement par la méthode directe.

La différence sur P'_{eq} est toujours de même signe : la méthode CV-CF sous-évalue ce paramètre.

CONCLUSIONS SUR LA COMPARAISON DES DEUX MÉTHODES

Ainsi, il apparaît que la méthode simplifiée CV-CF conduit à des imprécisions sur l'estimation de la pression du soutènement à l'équilibre, qui peuvent sembler trop importantes en regard de l'enjeu (dimensionnement du soutènement).

L'erreur commise sur l'estimation de P'_{eq} peut atteindre 20 à 40 % dans des cas courants, fréquemment rencontrés en pratique. Cette erreur est toujours dans le même sens, la méthode CV-CF donne une estimation par défaut de P'_{eq}.

La raison profonde de l'erreur commise vient de l'estimation de la convergence U_0 à la pose. Cette estimation, qui repose sur l'hypothèse que U_0 ne dépend pas de la raideur du soutènement et qui permet ainsi le découplage, est trop imprécise. Ainsi : la

Tableau 2. — Résultats des trois calculs en plasticité par la méthode directe (1) et la méthode CV-CF (2).
Table 2. — Results of three calculations with the direct method (1) and CV-CF method (2).

		Méthode 1 Activation/Désactivation			Méthode 2 Convergence-Confinement			Comparaison Différence relative (2 − 1)/1 en %		
DONNÉES	Pas de creusement	1/3 R_i								
	d'_0	2/3		2	2/3		2	2/3		2
	K'_s	0,72	0,072	0,72	0,72	0,072	0,72	0,72	0,072	0,72
RÉSULTATS	U_0 (%) ($x = d_0$)	1,70	1,90	2,65	2,55	2,55	2,95	50	34	11
	U_{eq} (%)	1,95	3,00	2,78	2,70	3,25	3,05	38	8	10
	P'_{eq} ($\times 10^{-3}$)	1,80	0,80	0,94	1,08	0,52	0,72	− 40	− 35	− 23

valeur de U_0 ne dépend pas seulement de la loi de comportement du massif et de la distance d_0 de pose au front, comme le prévoit la méthode CV-CF, mais elle dépend aussi de la rigidité du soutènement.

Le problème d'interaction massif-soutènement apparaît donc bien comme un problème fortement couplé.

En langage imagé, on peut préciser (fig. 10) que la convergence U_0 dépend des conditions en aval (la proximité du front joue le rôle d'un soutènement fictif, comme le suggère la méthode CV-CF), mais dépend aussi des conditions en amont, c'est-à-dire du soutènement déjà posé.

On notera simplement la dépendance de U_0 ainsi précisée sous la forme :

$$U_0 = f\ (d'_0,\ N_s,\ K'_s)$$

formule dans laquelle N_s, appelé nombre de stabilité, représente la loi de comportement du massif ($N_s = 2\ P_\infty / R_c$; où R_c est la valeur absolue de la résistance en compression simple).

5. NOUVELLE MÉTHODE SIMPLIFIÉE DE CALCUL DES TUNNELS : LA « NOUVELLE MÉTHODE IMPLICITE »

La « nouvelle méthode implicite » proposée dans cet article s'inspire d'une méthode implicite proposée antérieurement, et permet de tenir compte de la raideur du soutènement dans le calcul de U_0. Notre méthode reste basée sur les principes essentiels de la méthode CV-CF et son exposé est donc simplifié.

5.1. Méthode implicite en élasticité

La méthode implicite en élasticité consiste à déduire la courbe U_i (x) donnant la convergence du tunnel soutenu en fonction de la distance au front, de la courbe U_i^f (x) donnant la convergence du tunnel non soutenu, par une transformation géométrique simple.

Plus précisément, cette méthode repose sur deux hypothèses fondamentales :

• *Hypothèse 1 :*

on considère que les différences $\Delta_1 = U_i(x) - U_i(0)$ entre la convergence de la section courante et la convergence au front, et $\Delta_2 = U_i(\infty) - U_i(0)$ entre la convergence finale et la convergence au front ont un rapport a(x) qui ne dépend que de x (fig. 11).

On appellera par la suite ce coefficient, la « fonction de forme » :

$$a(x) = \frac{U_i(x) - U_i(0)}{U_i(\infty) - U_i(0)} \qquad (12)$$

Ainsi, pour cette méthode également, le calcul 3D du tunnel non soutenu suffit pour déterminer la fonction de forme, dont une expression analytique approchée est donnée par (5) en élasticité :

$$a(x) = a^0(x) = \frac{U_i^f(x) - U_i^f(0)}{U_i^f(\infty) - U_i^f(0)}$$

$$= 1 - \left[\frac{0{,}84\ R_i}{x + 0{,}84\ R_i}\right]^2 \qquad (13)$$

• *Hypothèse 2 :*

on suppose que la convergence au front ne dépend pas du soutènement :

$$U_i(0) = U_i^f(0) = U_f \qquad (14)$$

où : U_f est donné par (6).

Alors, la solution (P'_{eq}, U_{eq}) du problème posé est donnée par l'intersection entre les courbes CV et CF. La différence essentielle avec la méthode CV-CF vient que la convergence U_0 (« position » de la courbe CF sur l'axe U_i) dépend implicitement de la solution U_{eq} et donc en particulier de la rigidité du soutènement. En effet, l'équation (12) écrite en x = d_0, donne U_0 en fonction de la solution U_{eq} :

$$U_0 = a^0(d_0)\ (U_{eq} - U_f) + U_f \qquad (15)$$

L'application de la méthode implicite aux cas traités dans les paragraphes précédents montre que l'erreur commise reste importante, parfois supérieure à l'erreur commise par l'application de la méthode CV-CF. Néanmoins, la méthode implicite donne des estimations de la pression à l'équilibre par excès.

Cette imprécision vient à nouveau de la trop grande simplicité de l'hypothèse de base de cette méthode, qui suppose que la fonction de forme ne dépend pas de la raideur du soutènement.

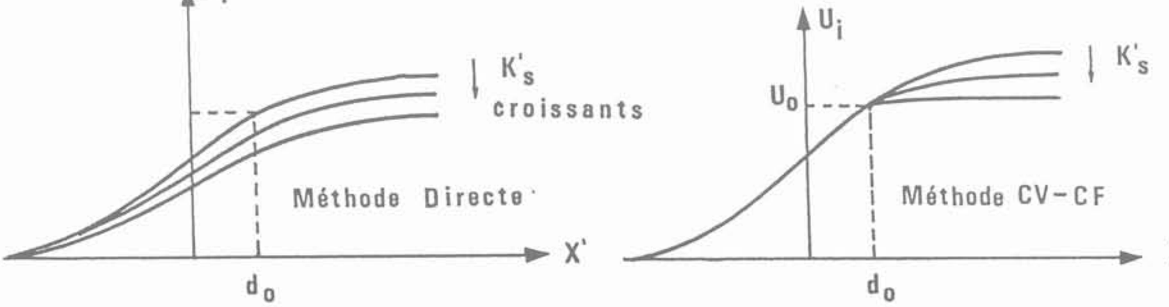


Fig. 10. — Influence qualitative de la rigidité du soutènement sur le profil de convergence.
Fig. 10. — Qualitative influence of the lining stiffness on the convergence curve.

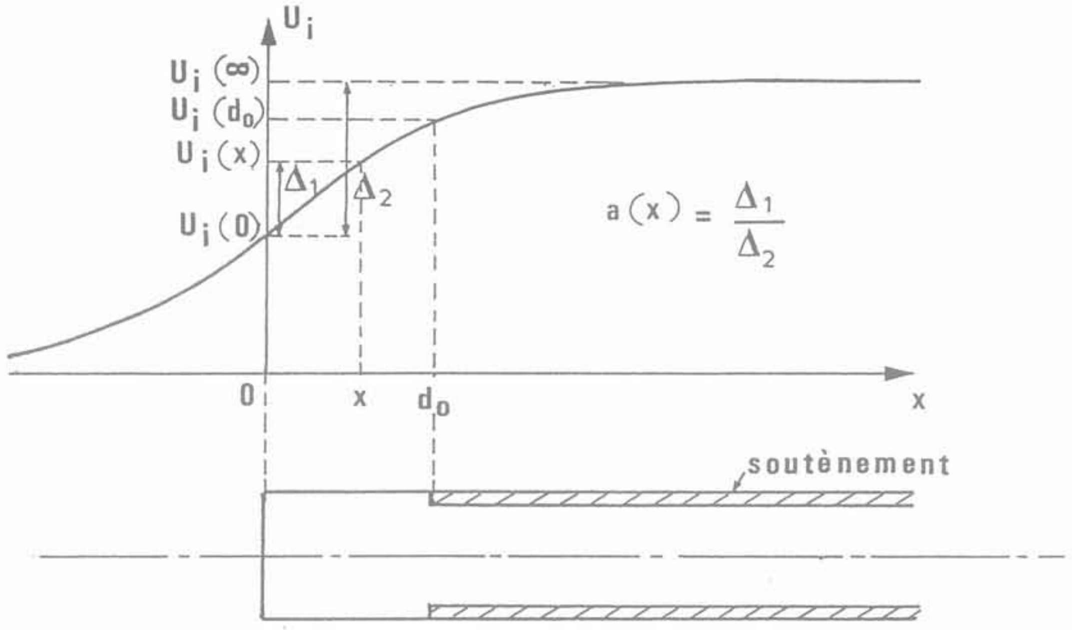


Fig. 11. — Définition de la fonction de la forme a(x).
Fig. 11. — Definition of the shape function a(x).

5.2. Principes de base de la « nouvelle méthode implicite »

Nous proposons ici une nouvelle méthode simplifiée de calcul du tunnel soutenu, s'appuyant sur les principes de la méthode CV-CF et construite de manière implicite.

Elle est basée sur la constatation suivante : pour une loi de comportement du massif donnée, la forme de la courbe a(x) dépend aussi de la raideur du soutènement, ce qui est en contradiction avec les hypothèses de découplage de la méthode CV-CF ou de la méthode implicite.

En effet, les calculs 3D montrent que, bien que la fonction de forme a(x) soit toujours une fonction croissante de x entre 0 et 1, la variation de a est d'autant plus prononcée que la raideur du soutènement est élevée. Ce phénomène est illustré sur la figure 12, sur laquelle on a tracé les fonctions de forme a(x) correspondant chacune à une raideur différente, pour une loi élastique.

De façon naturelle, la nouvelle méthode implicite que nous proposons consiste à choisir une fonction de forme a(x) qui dépend de la raideur du soutènement (plus exactement de K'_s) et que l'on notera $a^s(x)$ par la suite.

Une voie à explorer, suggérée par les formes des différentes courbes a(x) tracées sur la figure 12 consiste à substituer à la fonction $x \rightarrow a^0(x)$ la fonction $a^s(x)$ construite à partir de celle-ci par simple affinité d'axe vertical, le rapport d'affinité α ne dépendant que de la raideur du soutènement K'_s (pour une loi de comportement donnée) :

$$a^s(x) = a^0(\alpha\, x) \quad \text{avec } \alpha = \alpha\,(K'_s) \qquad (16)$$

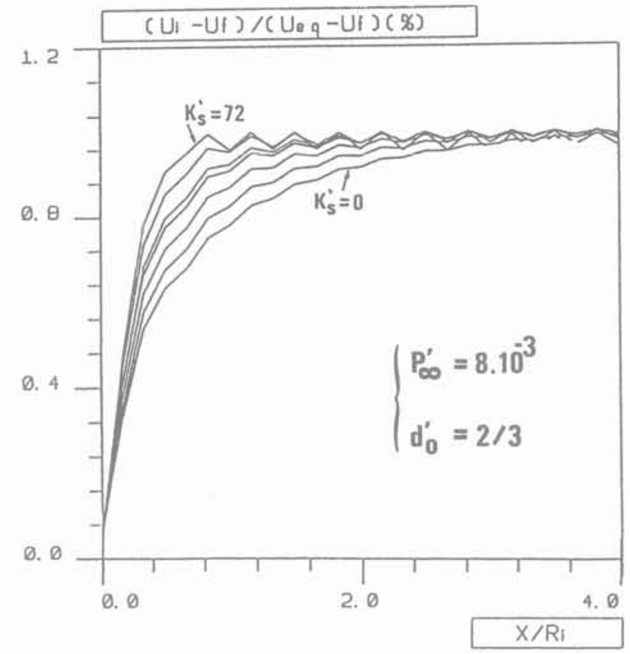


Fig. 12. — Forme de la fonction a(x) pour différents K'_s (calculs numériques 3D en élasticité).
Fig. 12. — Shape function a(x) for many K'_s (3D numerical elastic calculations).

En l'absence de soutènement ($K'_s = 0$), les fonctions $a^0(x)$ et $a^s(x)$ doivent coïncider : $\alpha(0) = 1$.

Ainsi, l'application de notre méthode, pour chaque type de loi de comportement, consiste à se donner :

1. l'expression de la fonction de forme $a^0(x)$, construite grâce à (13) à partir de la seule courbe $U_i^f(x)$ du tunnel non soutenu ;

2. l'expression de la «fonction de soutènement» $\alpha(K'_s)$ (en pratique, on choisira une forme polynomiale de degré n) ;

$$\alpha(K'_s) = 1 + \sum_{j=1}^{n} a_j \, (K'_s)^j \qquad (17)$$

3. l'expression de la convergence au front U_f.

A partir de ces données, l'application générale de la nouvelle méthode implicite est simple :

— on écrit que la solution cherchée (P'_{eq}, U_{eq}) est à l'intersection des deux courbes CF et CV :

$$\left.\begin{aligned} P'_{eq} &= CF\ (U_0,\ U_{eq}) \\ P'_{eq} &= CV\ (U_{eq}) \end{aligned}\right. \qquad (18)$$

— dans ce système (18), la valeur de U_0 dépend implicitement de la solution U_{eq} grâce à (12) :

$$U_0 = a^s(d_0)\ (U_{eq} - U_f) + U_f \qquad (19)$$

Dans la suite, on applique cette méthode pour le cas élastique, plastique parfait-Mises et plastique parfait-Coulomb.

5.3. Application de la nouvelle méthode implicite : cas du massif élastique

La fonction de forme $a^0(x)$ choisie est donnée par (5).

Par ailleurs, comme on l'a déjà noté, en élasticité on peut considérer que la convergence au front ne dépend pas du soutènement : $U_i(0) = U_f$.

Pour valider notre modèle, il faut vérifier que la fonction polynomiale $\alpha(K'_s)$, qui sera choisie, donne des résultats proches des résultats exacts lorsqu'on fait varier indépendamment l'ensemble des paramètres adimensionnels du problème.

Par souci de simplicité, la démarche que nous allons adopter ci-dessous consiste à effectuer l'ajustement des paramètres a_j de la formule (17) sur les résultats exacts dans un cas spécifique, d'_0 et P'_∞ fixés aux valeurs respectives $d'_0 = 2/3$ et $P'_\infty = 0{,}008$, et K'_s variable dans une très large gamme, de 0 (pas de soutènement) à 30 (soutènement rigide).

On vérifiera ensuite que cette fonction de soutènement $\alpha(K'_s)$ ainsi déterminée, donne de bons résultats dans les cas où d'_0 et P'_∞ prennent des valeurs différentes.

Les résultats des dix calculs en élasticité, qui ont été présentés sur la figure 8 ($d'_0 = 2/3$, $P'_\infty = 0{,}008$, K'_s variable), fournissent notamment la valeur exacte de la convergence U_0 au moment où le soutènement est posé, c'est-à-dire la valeur de $a^s(d_0)$ et celle de α (calculée grâce à (16)), pour plusieurs valeurs de K'_s.

Le calcul des paramètres a_j a été effectué en cherchant le meilleur ajustement entre les dix valeurs α^c des calculs exacts, et les dix valeurs α^a données par l'approximation. Pour cette étude, on a utilisé un programme numérique de calcul de moindres carrés figurant dans le « Numerical Recipes » (PRESS & al., 1986).

Partant de n = 1 et augmentant progressivement le degré du polynôme, l'approximation s'affine de plus en plus, pour devenir très satisfaisante à partir de n = 4.

On obtient ainsi :

$$\alpha(K'_s) = 1 + 0{,}635\ K'_s - 0{,}0293\ K'^2_s + 0{,}781 \times 10^{-3}\ K'^3_s - 0{,}64 \times 10^{-5}\ K'^4_s \qquad (20)$$

La fonction $\alpha(K'_s)$ obtenue est tracée sur la figure 13.

Les courbes $a^s(x)$ sont tracées sur la figure 14 pour différentes valeurs de K'_s. On constate en particulier

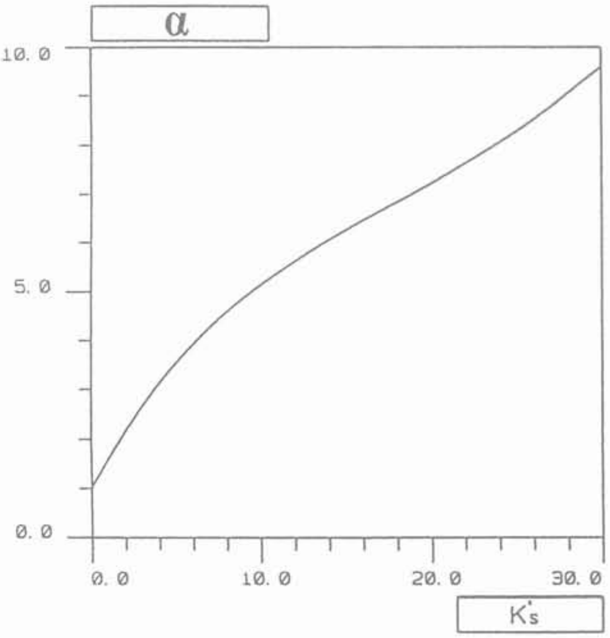


Fig. 13. — Fonction de soutènement $\alpha(K'_s)$.
Fig. 13. — Lining function $\alpha(K'_s)$.

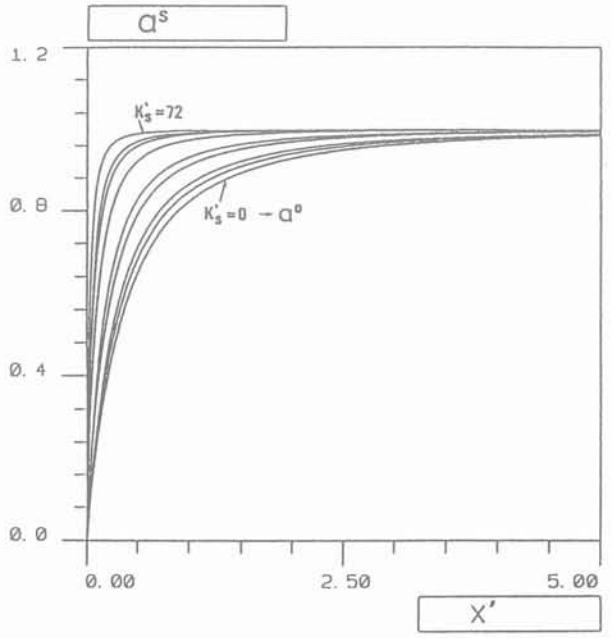


Fig. 14. — $a^s(x)$ pour plusieurs valeurs du paramètre K'_s.
Fig. 14. — $a^s(x)$ for many values of K'_s.

que, conformément à l'idée initiale qui a présidé à la proposition de cette nouvelle méthode, la forme de $a^s(x)$ est d'autant plus accentuée que la raideur réduite K'_s du soutènement est élevée.

On trouvera les résultats essentiels de ces calculs sur les figures 15a-b (convergence U_{eq} et pression P'_{eq}).

On peut faire les commentaires suivants :

— pour les neuf calculs réalisés ($d'_0 = 2/3$, $P'_\infty = 0{,}008$), la nouvelle méthode implicite fournit des valeurs des paramètres fondamentaux U_{eq} et P'_{eq} remarquablement proches des résultats issus des calculs 3D ;

— l'écart relatif sur la pression de soutènement à l'équilibre entre les valeurs données par notre modèle et les valeurs exactes n'excède pas 3,4 % et ceci dans une gamme très étendue de raideurs de soutènement ($0 < K'_s < 30$) ;

— la nouvelle méthode fournit des approximations de P'_{eq} et U_{eq} bien meilleures que celles données par la méthode convergence-confinement ou la méthode implicite classique.

Sur la figure 16 nous avons tracé les profils de $U_i(x)$ pour un soutènement mou ($K'_s = 0{,}24$) et un autre

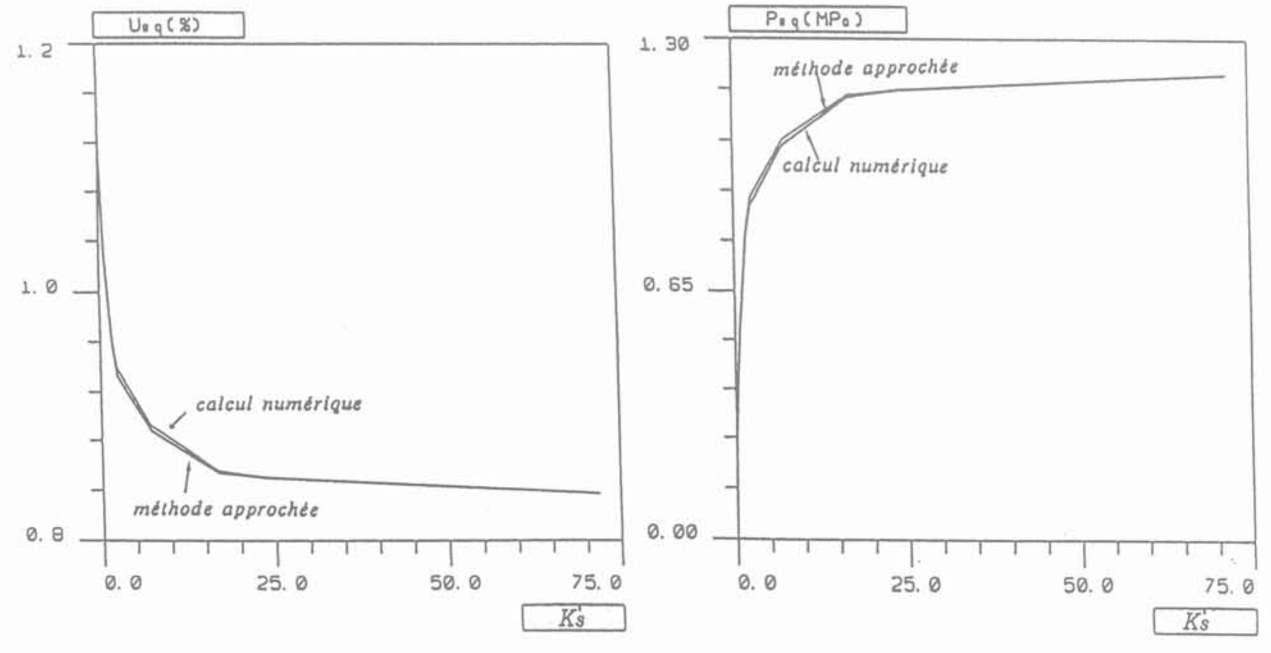


Fig. 15 a-b. — Convergence U_{eq} (a) et pression P'_{eq} à l'équilibre (b), en fonction du paramètre K'_s (pour $P'_\infty = 0{,}008$ et $d'_0 = 2/3$) par deux méthodes : calculs numériques et nouvelle méthode implicite.

Fig. 15 a-b. — Convergence U_{eq} (a) and pressure P_{eq} (b) at equilibrium versus K'_s, by two methods : numerical calculation and new implicit method.

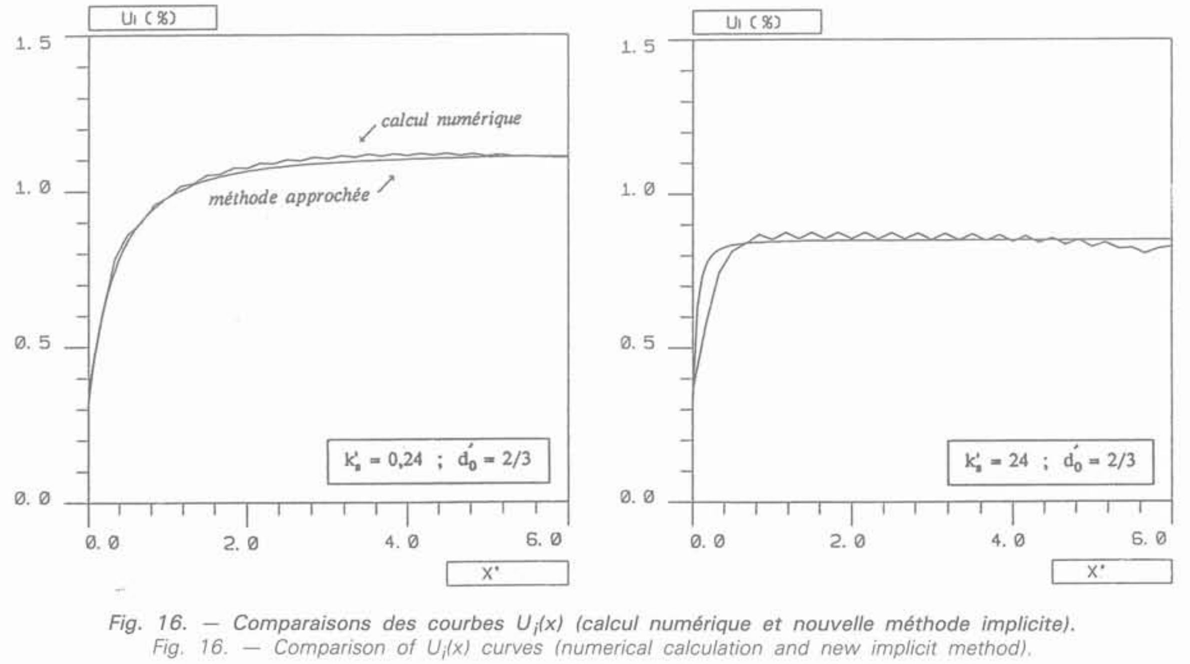


Fig. 16. — Comparaisons des courbes $U_i(x)$ (calcul numérique et nouvelle méthode implicite).

Fig. 16. — Comparison of $U_i(x)$ curves (numerical calculation and new implicit method).

très rigide ($K'_s = 24$) obtenus par voie numérique et par la méthode approchée.

Là aussi, la comparaison donne entière satisfaction ; on note toutefois que le profil $U_i(x)$ donné par la nouvelle méthode est un peu trop accentué près du front, pour des soutènements raides.

La validation de cette méthode approchée en élasticité a été réalisée sur un grand nombre de cas, où nous avons fait varier indépendamment les deux paramètres adimensionnels essentiels du problème, d'_0 et K'_s. Sur le tableau 3, sont consignées les valeurs des pressions à l'équilibre pour quelques calculs réalisés. Ces calculs montrent que l'erreur commise sur la pression à l'équilibre est généralement de l'ordre de 2 % et ne dépasse jamais 5 %, ce qui en pratique est largement suffisant.

Le problème complet du calcul approché du tunnel profond circulaire dans un milieu élastique incompressible homogène isotrope est donc ainsi entièrement résolu avec une précision tout à fait acceptable.

5.4. Extension de la nouvelle méthode en plasticité

Pour obtenir une expression de la convergence du tunnel soutenu dans un milieu incompressible élasto-plastique, nous suivons la même démarche que celle adoptée pour les milieux élastiques.

Nous réalisons une série de calculs numériques 3D par la méthode d'activation/désactivation en faisant varier les 4 (Mises) ou 5 (Coulomb) paramètres adimensionnels du problème.

Nous cherchons ensuite l'expression de la fonction de forme $a^0(x)$ et de la fonction de soutènement $\alpha(K'_s)$, ainsi que l'expression de U_f nécessaires à la méthode. Enfin, une validation est réalisée.

Les figures 17 (a-b) illustrent quelques résultats des calculs 3D pour le matériau de Mises : on donne les profils des convergences en fonction de la distance au front du problème avec $P'_\infty = 0{,}008$; $d'_0 = 2/3$, plusieurs K'_s et pour deux cas : $N_s = 4$ et 5.

Tableau 3. — Valeurs de la pression à l'équilibre données par les calculs numériques (P'^c_{eq}), par la méthode CV-CF (P'^{CV-CF}_{eq}) et la nouvelle méthode implicite.

Table 3. — Values of the equilibrium pressure obtained by the numerical calculation (P'^c_{eq}), the CV-CF method (P'^{CV-CF}_{eq}) and the new implicit method (P'^a_{eq}).

P'_∞	d'_0	K'_s	P'^a_{eq} ($\times 10^{-3}$)	P'^c_{eq} ($\times 10^{-3}$)	$\frac{P'^c_{eq} - P'^a_{eq}}{P'^c_{eq}}$ (%)	$\frac{P'^c_{eq} - P^{CV-CF}_{eq}}{P'^c_{eq}}$ (%)
0,008	2/3	0,72	1,118	1,088	− 2,7	6,9
		7,20	2,084	2,054	− 1,4	13,1
		72,00	2,419	2,419	0	20,1
	1	0,72	0,750	0,733	− 2,3	13,2
		1,68	1,069	1,066	− 0,3	17,6
		2,40	1,165	1,134	− 2,7	15,4
		4,80	1,268	1,320	3,9	18,5
		7,20	1,305	1,353	3,6	17,1
		72,00	1,454	1,532	5,1	20,7
	2	7,2	0,458	0,454	− 0,8	− 3,7

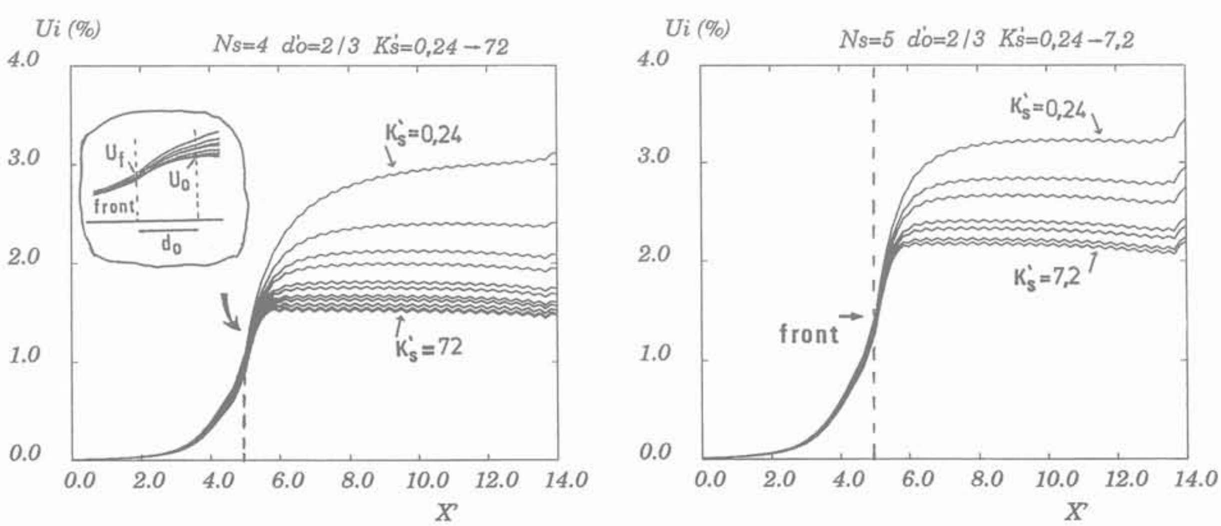


Fig. 17 a-b. — Profils des convergences en fonction de la distance au front (a) $N_s = 4$; (b) $N_s = 5$.

Fig. 17 a-b. — Convergences versus the distance from the tunnel face (a) $N_s = 4$; (b) $N_s = 5$.

Les fonctions de forme $a^s(x)$ dépendent bien sûr, comme en élasticité, de la raideur du soutènement. On a tracé ces fonctions sur la figure 18 dans le cas du matériau de Mises avec $N_s = 4$ et du matériau de Coulomb avec $P'_\infty/C' = 5$ et $\phi = 30°$.

Par comparaison avec le cas élastique, on peut faire sur les courbes des figures 17 et 18 les commentaires suivants :

— en l'absence de soutènement, les fonctions de forme $a^0(x)$ sont semblables dans tous les cas. La formulation proposée par PANET et GUÉNOT (1982), qui consiste à remplacer R_i par le rayon de la zone plastique à l'équilibre R_p dans (5), est tout à fait correcte en plasticité ;

— pour un K'_s donné, les fonctions de forme correspondant aux trois lois de comportement étudiées ne sont pas superposables. La « fonction de soutènement » $\alpha(K'_s)$, contrairement à la fonction de forme $a^0(x)$ dépend effectivement de la nature de la loi de comportement.

Ainsi, pour les matériaux plastiques, la nouvelle méthode implicite est précisée :

— la fonction de forme $a^0(x)$ du tunnel non soutenu a une expression unique :

$$a^0(x) = 1 - \left[\frac{0{,}84\ R_p}{x + 0{,}84\ R_p}\right]^2 \qquad (21)$$

qui est celle du cas élastique après changement de R_i par R_p, rayon de la zone plastique (calcul plan du tunnel non soutenu) ;

— la fonction de soutènement $\alpha(K'_s)$ dépend du type de la loi de comportement ;

— la convergence au front U_f dépend du type de la loi de comportement choisie pour le massif.

5.4.1. Application au matériau de Mises

Le problème du tunnel soutenu dans un milieu incompressible élastoplastique parfait de Mises est représenté par un modèle à quatre paramètres adimensionnels : P'_∞, C', K'_s, d'_0.

Puisque nous avons un paramètre de plus qu'en élasticité (la cohésion C', ou plutôt le rapport $N_s = P'_\infty/C'$), il nous apparaît donc naturel de chercher une fonction $\alpha^p(K'_s)$ pour chaque valeur de N_s ($N_s = 1 \rightarrow$ élasticité).

Ainsi, la démarche simple que nous avons choisie consiste à tracer la fonction $\alpha^p\ (K'_s)$, pour chaque valeur de N_s (= 3, 4 ou 5), à l'aide des résultats exacts dans un cas spécifique : $P'_\infty = 0{,}008$; $d'_0 = 2/3$ et K'_s variable dans une large gamme de valeurs de soutènements courants ($0{,}24 \leq K'_s \leq 7{,}2$). Ensuite, la validation est réalisée en faisant varier l'ensemble des quatre paramètres adimensionnels.

Sur la figure 19 nous avons tracé les courbes donnant α^p en fonction de K'_s obtenues par voie numérique pour $N_s = 1$ (élasticité), 3, 4, et 5.

Par ailleurs, sur la figure 20, nous avons tracé le paramètre « fonction réduite de soutènement » $\alpha^*(K'_s) = \alpha^p\ (K'_s)/R_p$ égal, pour chaque valeur de la raideur de soutènement, au rapport entre la fonction de soutènement et le rayon plastique R_p.

Il est remarquable de constater que l'écart entre les différentes courbes α^* est très faible. Ainsi, de façon à simplifier l'analyse, nous proposons de choisir simplement la courbe moyenne, notée $\alpha^*_{moy}\ (K'_s)$, obtenue par moyenne arithmétique des quatre courbes (N_s = 1, 3, 4 et 5), comme représentative du comportement moyen pour le matériau élastique et le matériau de Mises (fig. 20). On obtient :

$$\alpha^*_{moy}\ (K'_s) = 0{,}76583 + 1{,}029\ K'_s - 0{,}15454\ K'^2_s + 0{,}02144\ K'^3_s - 0{,}001293\ K'^4_s$$

(formule valable pour $K'_s \leqslant 7{,}2$) (22)

Pour ce qui concerne la valeur de U_f, nous avons pu constater (voir fig. 17a) que sa valeur ne varie pas de façon importante avec K'_s. Ainsi, on utilise une

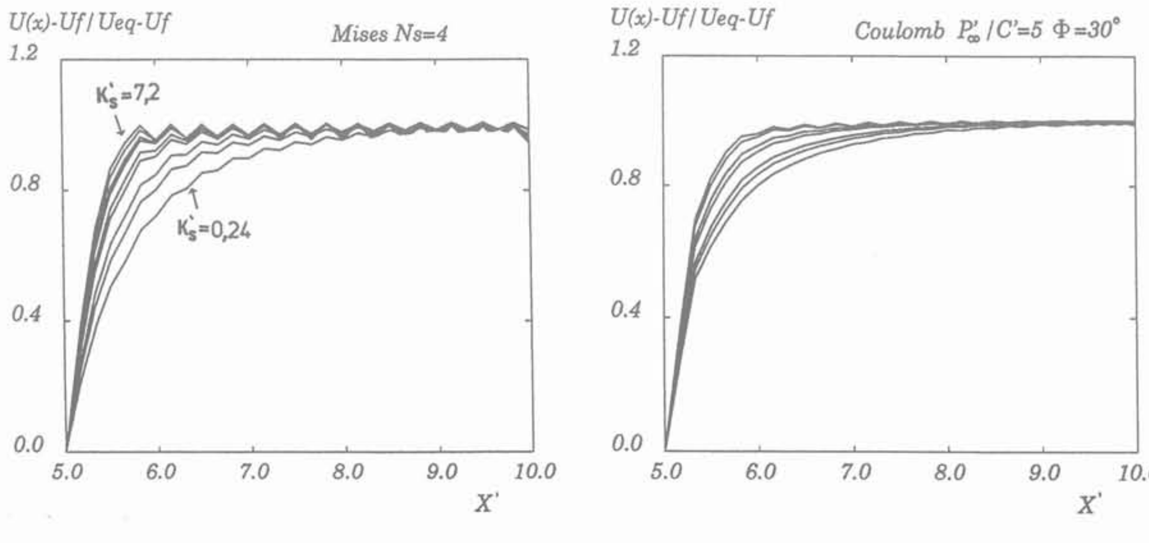


Fig. 18. — Fonctions de forme pour les matériaux de Mises et de Coulomb.
Fig. 18. — Shape functions for Mises and Coulomb materials.

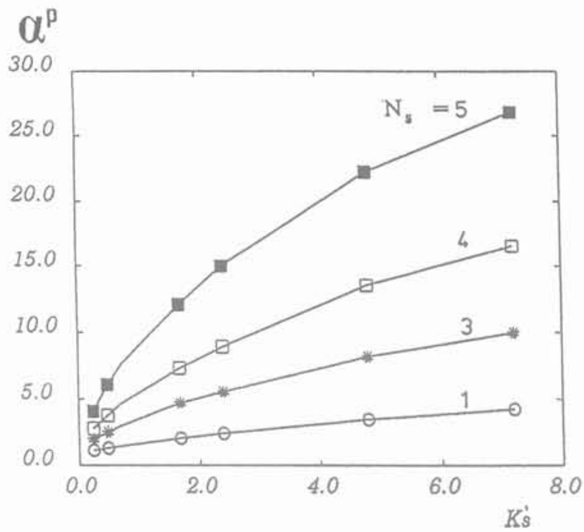


Fig. 19. — Fonction de soutènement pour différents N_S.
Fig. 19. — Lining function for many values of N_S.

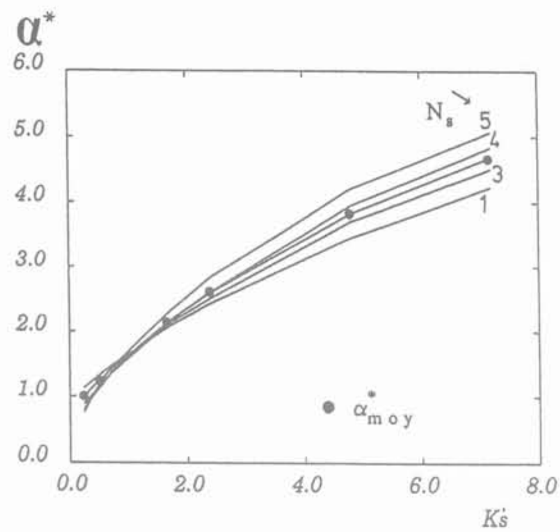


Fig. 20. — Fonction réduire de soutènement α^*.
Fig. 20. — Lining function α^*.

valeur moyenne de U_f, pour chaque N_s et on choisit pour U_f/U_∞ une fonction polynomiale qui ne dépend que de N_s :

$$U_f(N_s) = (0{,}3573 - 0{,}18 \times 10^{-2} N_s - 0{,}70 \times 10^{-2} N_s^2)\, U_\infty \quad (23)$$

(formule valable pour $N_s \leqslant 5$)

avec :

$$U_\infty = \sqrt{3}\, C'e \left[\frac{P'_\infty}{(2/\sqrt{3})\, C'} - 1 \right] \quad (24)$$

Sur les figures 21 (a-d) nous avons tracé les valeurs de la pression à l'équilibre P'_{eq} en fonction de K'_s pour le problème avec $P'_\infty = 0{,}008$; $d'_0 = 2/3$; $N_s = 1$, 3, 4 et 5, obtenues par voie numérique et par la méthode approchée.

De façon générale, on peut observer la bonne concordance entre les résultats du calcul 3D et les résultats approchés.

Pour $N_s > 1$ (plasticité), l'erreur commise sur le paramètre fondamental P'_{eq} est de l'ordre de 2 % ; sa valeur maximale ne dépasse jamais 7 %. En élasticité ($N_s = 1$), l'erreur est de l'ordre de 6 % ; sa valeur maximale étant de 13 % (dans le sens de la sécurité) pour $K'_s = 0{,}24$.

La validation de notre méthode approchée en plasticité pour un matériau de Mises a été réalisée pour un grand nombre de cas significatifs, où nous avons fait varier l'ensemble des paramètres du problème (N_s, P'_∞, d'_0, K'_s). Sur le tableau 4 sont consignées, les valeurs de la pression à l'équilibre de plusieurs exemples traités par voie numérique et par la nouvelle méthode approchée.

Ces valeurs montrent que l'erreur commise sur le paramètre dimensionnant fondamental P'_{eq} est, en général, inférieure à 3 % et ne dépasse jamais 10 %, ce qui est très satisfaisant.

5.4.2. Application au matériau de Coulomb

Le problème d'un tunnel soutenu dans un milieu incompressible élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb est représenté par un modèle à cinq paramètres adimensionnels : P'_∞, C', ϕ (angle de frottement), K'_s, d'_0.

La démarche pour obtenir la fonction $\alpha^p(K'_s)$ et, par conséquent, la convergence du tunnel soutenu dans de tels milieux, suit le même raisonnement que précédemment.

Dans le cas présent, il nous paraît raisonnable de tracer une fonction $\alpha^*(K'_s)$ pour chaque valeur de l'angle de frottement ϕ.

Ainsi, pour chaque valeur significative de $\phi = 4°$, 15° et 30° on trace la fonction $\alpha^*(K'_s)$ à partir des résultats des calculs 3D dans un cas particulier : $P'_\infty = 0{,}008$; $d'_0 = 2/3$; $P'_\infty/C' = 5$; $0{,}72 \leq K'_s \leq 7{,}2$ (fig. 22).

Sur cette figure, on peut observer qu'il existe une différence importante entre chaque courbe α^*, et qu'il n'est donc pas possible de proposer une courbe moyenne pour le matériau de Coulomb comme on l'a fait pour le matériau de Mises.

L'angle de frottement apparaît bien comme un paramètre important qui doit être pris en compte dans l'expression de α^*.

La forme des courbes tracées sur la figure 22 suggère néanmoins une dépendance simple : la fonction de forme pour un matériau d'angle ϕ se déduit de la courbe du matériau de Mises ($\phi = 0$) par simple translation :

$$\alpha^*(K'_s, \phi) = \alpha^*_{moy}(K'_s) + 0{,}035\, \phi \quad (25)$$

Cette expression est valable dans la gamme des soutènements courants. Pour des raideurs K'_s très faibles, une autre expression de $\alpha^*(K'_s, \phi)$ (plus complexe), conduisant à des résultats plus précis, est donnée dans l'annexe 3.

La convergence au front, comme pour le matériau de Mises dépend de N_s :

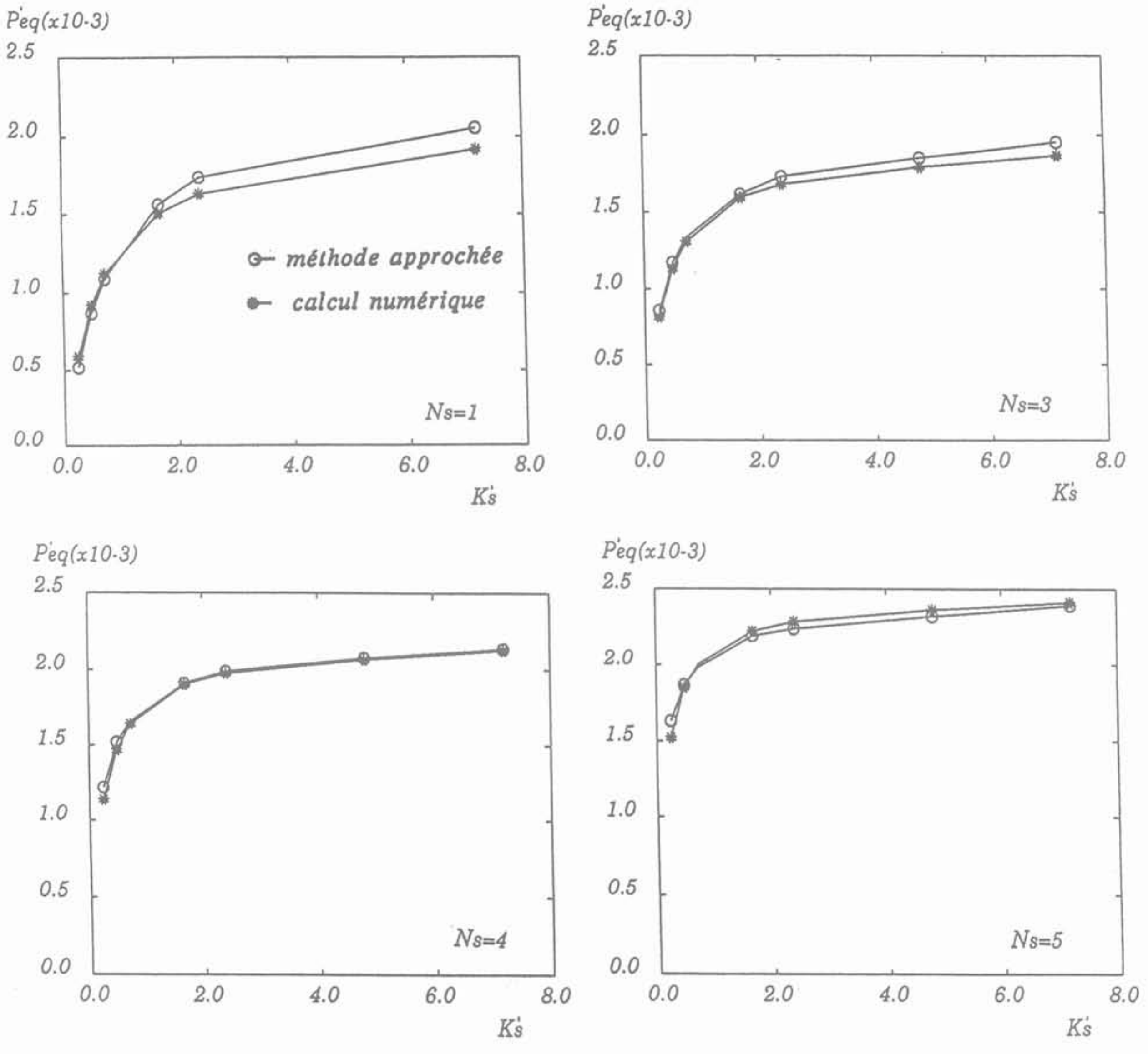


Fig. 21 a-d. — Comparaison de P'_{eq} entre calcul numérique et méthode approchée (matériau de Mises).
Fig. 21 a-d. — Comparison of P'_{eq} between the numerical calculation and the new implicit method (Mises material).

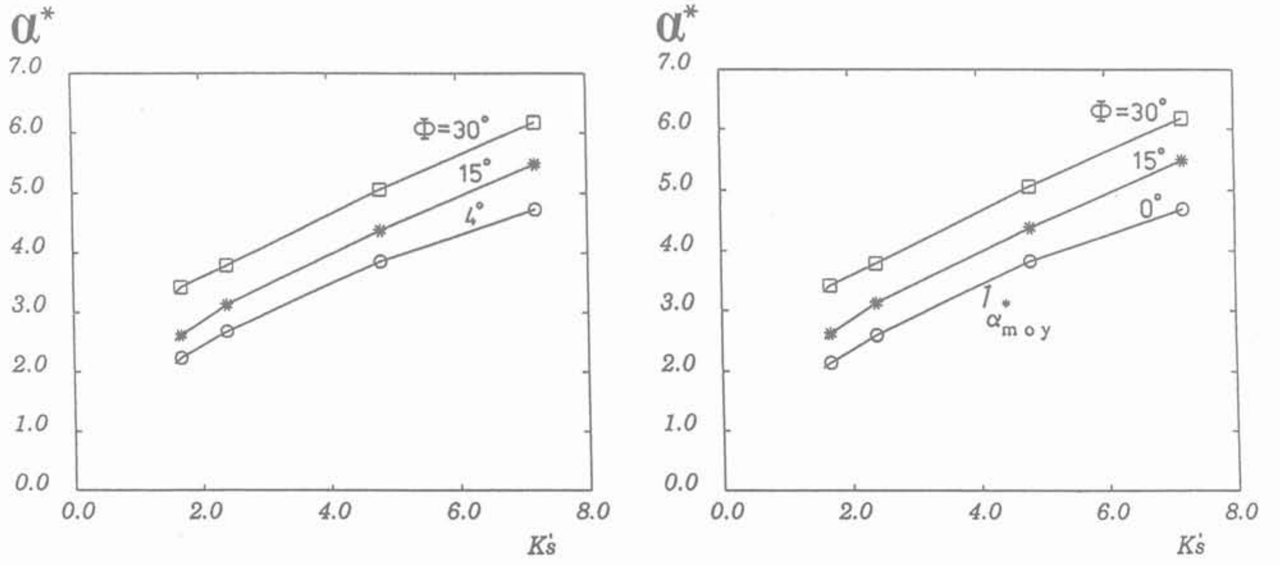


Fig. 22. — Fonctions de forme pour le matériau de Coulomb.
Fig. 22. — Shape functions for the Coulomb material.

Tableau 4. — Validation de la nouvele méthode implicite en plasticité (Mises).
Table 4. — Validity of the new implicit method in plasticity (Mises).

N_s	P'_∞	d'_0	K'_s	P'^{c}_{eq} $(\times 10^{-3})$	P'^{a}_{eq} $(\times 10^{-3})$	$\frac{P'^{c}_{eq} - P'^{a}_{eq}}{P'^{c}_{eq}}$ (%)
2	0,008	2/3	0,24	0,582	0,592	− 1,7
			0,48	0,864	0,886	− 2,5
			0,72	1,082	1,064	1,7
			1,68	1,418	1,376	3,0
3	0,006	2/3	0,24	0,660	0,610	7,6
			0,72	1,000	0,982	1,8
			1,68	1,200	1,200	0,0
			2,40	1,300	1,266	2,6
			7,20	1,406	1,408	0,1
4	0,008	5/3	0,72	0,980	0,884	9,8
			1,68	1,120	1,020	8,9
			7,20	1,200	1,080	10,0
5	0,008	5/3	0,48	1,240	1,148	7,4
			0,72	1,306	1,256	3,8
			1,68	1,426	1,392	2,4
			2,40	1,460	1,422	2,6
			7,20	1,532	1,464	4,4
5	0,01	2/3	0,24	2,040	1,906	6,6
			0,48	2,336	2,314	0,9
			0,72	2,480	2,506	− 1,0
			2,40	2,780	2,866	− 3,1
			7,20	2,940	3,020	− 2,7

$$U_f(N_s) = (0,17153 + 0,12747\ N_s) - 0,027275\ N_s^2)\ U_\infty \quad (26)$$

(formule valable pour $N_s \leqslant 5$)

avec :

$$N_s = 2\ P_\infty/R_c \text{ et } R_c = 2\ C \cos\phi(1 - \sin\phi) \quad (27)$$

U_∞ étant la convergence loin du front ($x = \infty$) du tunnel non soutenu (avec un critère de Coulomb).

Sur les figures 23 (a-b) on a tracé les valeurs de P'_{eq} obtenues par les calculs numériques et par la méthode approchée du problème avec :

$$P'_\infty = 0,008 \ ;\ d'_0 = \frac{2}{3}\ ;$$

$$\frac{P'_\infty}{C'} = 5 \ ;\ \phi = 15° \text{ et } 30°.$$

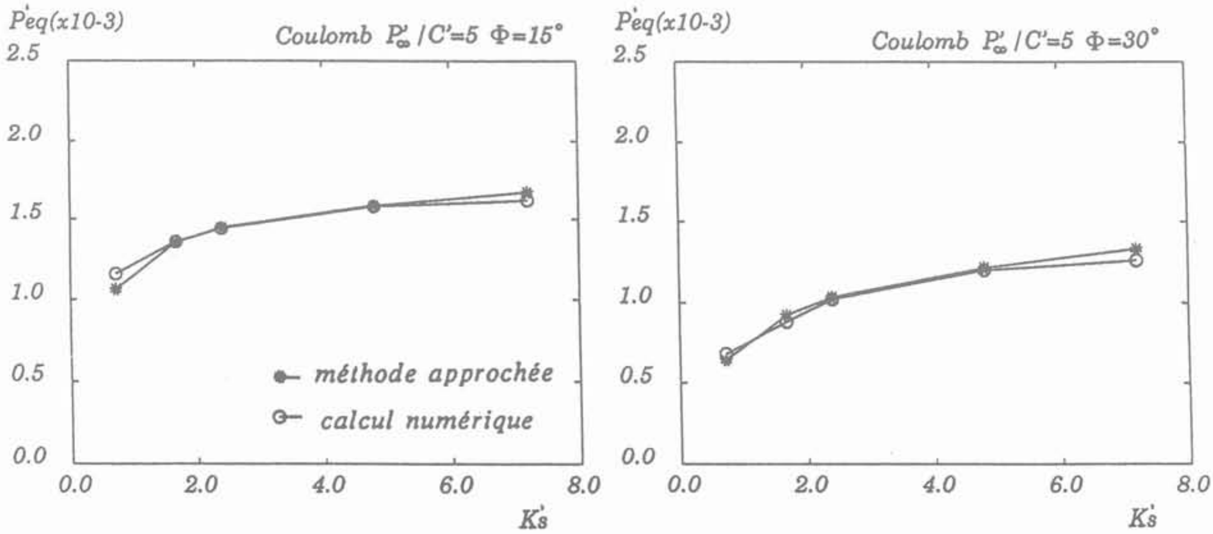


Fig. 23. — Comparaison de P'_{eq} entre calcul numérique et méthode approchée (matériau de Coulomb).
Fig. 23. — Comparison of P'_{eq} between the numerical calculation and the new implicit method (Coulomb material).

L'erreur commise sur la pression à l'équilibre est de l'ordre de 5 %, elle est d'autant plus faible que la rigidité du soutènement est élevée.

La validation de la méthode approchée, pour un matériau de Coulomb, a été faite dans un certain nombre de cas, en faisant varier l'ensemble des paramètres du problème.

Sur le tableau 5, on donne quelques résultats obtenus par voie numérique et par la méthode approchée.

On peut constater comme auparavant que l'erreur commise est de l'ordre de 5 % ; l'erreur maximale étant de 11 %.

REMARQUES GÉNÉRALES

1. La méthode numérique d'activation/désactivation étant une méthode pas-à-pas, les courbes de convergence en fonction de la distance au front présentent de petits pics, ce qui pose le problème de l'estimation précise de U_0 et U_{eq}.

Le choix que nous avons adopté pour obtenir :

$$a^s(d_0) = \frac{U_0 - U_f}{U_{eq} - U_f}$$

et ensuite α, est de prendre pour U_{eq} la valeur la plus faible d'un pic ; et ensuite, à partir de cette convergence U_{eq}, on détermine la pression P_{eq} correspondante sur la courbe de convergence du massif.

Avec les valeurs de U_{eq} et P_{eq} ainsi obtenues on calcule la convergence U_0 à l'aide de l'équation (18 a) : $U_0 = U_{eq} - P_{eq}/K_s$.

Nous avons pu constater, sur l'ensemble des calculs réalisés, que cette valeur de U_0 correspond à la convergence à une distance comprise entre :

d_0 et $d_0 + \dfrac{\text{pas}}{2}$ (avec pas = pas d'excavation).

2. Courbe de convergence CV

Pour un problème complet donné, même si les deux hypothèses préliminaires sont vérifiées (éloignement du front et V constant), il n'est pas certain que le point d'équilibre (P_i, U_i) appartienne à la courbe CV. En effet, par exemple pour une loi de comportement plastique, on peut au cours du chargement avoir développé des déformations plastiques ϵ^p_{zz} selon l'axe z du tunnel à proximité de la paroi. Ensuite, lorsque le front est loin, ces déformations plastiques résiduelles sont exactement compensées par des déformations élastiques, de façon à ce que le champ de déplacement final soit bien purement radial. Néanmoins, cette solution diffère de la solution classique en déformation plane obtenue en écrivant que la composante selon l'axe Oz, du déplacement est nulle à chaque instant. Un autre contre-exemple est plus classique (BÉREST et NGUYEN MINH, 1983) : en viscoplasticité, si le soutènement est raide, il peut y avoir au sein du massif des phénomènes de décharges élastiques (une zone viscoplastique reprend plus tard un comportement élastique incrémental) qui éloignent le point réel d'équilibre de la courbe CV.

Néanmoins, pour l'ensemble des cas traités par voie numérique, nous avons pu constater que ces phénomènes particuliers ne se produisent que très rarement et que leur effet est négligeable. Dans l'ensemble de l'article, on a donc considéré que la courbe CV est effectivement l'ensemble des points d'équilibre possibles du tunnel revêtu.

CONCLUSION

L'étude du tunnel soutenu consiste essentiellement à calculer la valeur de la pression de soutènement à l'équilibre et la convergence de la paroi, en fonction des données du problème.

Le concepteur peut, dans une certaine mesure, choisir certaines de ces données, notamment celles qui concernent le soutènement et les conditions de sa pose.

Le problème ainsi posé est un problème d'interaction forte entre deux structures de comportements très différents. En raison de la proximité du front de taille, ce problème est, par nature, tridimensionnel.

Il est donc intéressant de mettre au point des méthodes de calcul simplifié qui permettent de réaliser les calculs en conditions de déformation plane et de découpler ainsi le problème posé.

Dans les cas simples à symétrie cylindrique, on a montré que le paramètre essentiel qui conditionne l'interaction est la convergence U_0 à la pose du soutènement.

Tableau 5. — Validation de la nouvelle méthode implicite pour le matériau de Coulomb.

Table 5. — Validity of the new implicit method for the Coulomb material.

$\dfrac{P'_\infty}{C'}$	Φ	P'_∞	d'_0	K'_s	P'^c_{eq} ($\times 10^{-3}$)	P'^a_{eq} ($\times 10^{-3}$)	$\dfrac{P'^c_{eq} - P'^a_{eq}}{P'^c_{eq}}$ (%)
5	15°	0,008	5/3	2,4	0,700	0,620	11,4
6,25	30°	0,010	5/3	7,2	0,608	0,572	5,9
5	20°	0,008	2/3	2,4 7,2	1,244 1,468	1,266 1,520	– 1,8 – 3,5

Les méthodes simplifiées de calcul doivent donc s'attacher à évaluer ce paramètre avec précision.

La méthode convergence-confinement, qui suggère de calculer U_0 au moyen de la seule connaissance du profil de convergence du tunnel non soutenu, conduit à des imprécisions qui peuvent être importantes.

Ainsi, pour certaines applications, l'hypothèse de découplage de cette méthode peut apparaître trop forte ; dans ces cas là, il faut donc considérer que la convergence U_0 à la pose du soutènement dépend non seulement de la proximité du front, mais aussi de la présence du soutènement déjà posé.

La nouvelle méthode implicite que nous proposons est basée sur les mêmes principes que ceux de la méthode convergence-confinement ; mais, elle propose une estimation plus précise de U_0, qui tient compte de l'ensemble des données.

Cette nouvelle méthode, résumée dans l'annexe 1, a été mise au point dans les trois cas les plus courants des massifs élastique et plastique (critère de Mises ou de Coulomb).

Une étude exhaustive de chacun de ces cas a montré que la nouvelle méthode donne une estimation des paramètres fondamentaux à l'équilibre tout à fait précise, de l'ordre de 3 à 5 % sans jamais excéder 10 %.

Les extensions de cette méthode, sur lesquelles les auteurs travaillent actuellement, sont a priori nombreuses. Elles concernent en particulier les cas des comportements plus complexes, comme ceux qui font intervenir le temps.

BIBLIOGRAPHIE

AFTES (1979), *Stabilité des tunnels par la méthode Convergence-Confinement.* Tunnel et ouvrages souterrains, n° 32, mars-avril.

AFTES (1983), *Recommandations sur l'emploi de la méthode convergence-confinement.* Tunnels et ouvrages souterrains, n° 59, septembre-octobre.

BEREST P., NGUYEN MINH D. (1983), *Modèle viscoplastique pour le comportement d'un tunnel revêtu.* Revue Française de Géotechnique, n° 23, pp. 19-25.

BERNAUD D. (1991), *Tunnels profonds dans les milieux viscoplastiques. Approches expérimentale et numérique.* Thèse, Ecole nationale des Ponts et Chaussées.

CORBETTA F., BERNAUD D., NGUYEN MINH D. (1990), *Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude.* Revue Française de Géotechnique, n° 25, 3e trimestre 1990.

CORBETTA F. (1990), *Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds-Calculs analytique et numérique.* Thèse, Ecole nationale supérieure des Mines de Paris.

NGUYEN Q.S. (1977), *On the elastic plastic initial-boundary value problem and its numerical integration.* Int. J. num. Meth. Engng., vol. 11, pp. 817-832.

NGUYEN QUOC S., RAHIMIAN M. (1981), *Mouvement permanent d'une fissure en milieu élastoplastique.*. Journal de Mécanique Appliquée, vol. 5, n° 1.

PANET M., GUELLEC P. (1974), *Contribution à l'étude du soutènement d'un tunnel à l'arrière du front de taille.* Proc. 3rd Int. Cong. Rock Mechanics, Denver, Vol. II B.

PANET M. (1986), *Calcul du soutènement des tunnels à section circulaire par la méthode convergence-confinement avec un champ de contraintes initiales anisotrope.* Tunnels et ouvrages souterrains, n° 77, septembre-octobre 1986.

PANET M., GUÉNOT A. (1982), *Analysis of convergence behind the face of a tunnel.* Proc. Int. Symp. : Tunnelling 82, Brighton.

PRESS W.H. et al. (1986), *Numerical recipes.* 3rd Edition, Cambridge University Press.

ROUSSET G. (1988), *Comportement mécanique des argiles profondes : application au stockage de déchets radioactifs.* Thèse, Ecole nationale des Ponts et Chaussées.

ROUSSET G. (1990), *Les sollicitations à long terme des revêtements des tunnels.* Revue Française de Géotechnique, n° 53, 4e trimestre 1990.

SALENÇON J., HALPHEN B. (1987), *Cours de calcul des structures anélastiques - Elastoplasticité.* ENPC, Paris.

ZIENKIEWICZ O.C., CORMEAU I.C. (1974), *The finite element method in engineering science.* 37th Edition Mc Graw-Hill, New-York.

ANNEXE 1 : « NOUVELLE MÉTHODE IMPLICITE » - RÉSUMÉ

1. Hypothèses de base et notations

— Tunnel circulaire de rayon R_i.

— Massif infini, homogène, isotrope.

— Contrainte initiale géostatique $P_\infty = \rho g H$.

— Soutènement élastique de raideur K_s.

— Module d'Young E.

— Cohésion C.

— Angle de frottement ϕ.

— Résistance à la compression simple R_c.

— $N_s = \dfrac{2 P_\infty}{R_c}$

— Pression de soutènement : P_i ; Convergence : U_i.

— Distance de pose du soutènement : d_0.

— Convergence :

- à l'équilibre (lorsque de front est loin) : U_{eq} ;
- en fonction de la distance au front x : U_i (x) ;
- au front : U_f (= U_i (0)) ;
- à la pose du soutènement : U_0 (= U_i (d_0)).

2. Principes généraux de la méthode

La nouvelle méthode implicite, ramène l'étude du problème 3D du tunnel circulaire soutenu à une étude en déformation plane.

Le paramètre clé, qui régit l'interaction entre le massif et le soutènement, est la convergence $U_0 = U_i(d_0)$ à la pose du soutènement.

La nouvelle méthode implicite prend en compte la dépendance de U_0 en fonction de la raideur du soutènement.

3. Hypothèse de base (découplage)

La fonction de forme $a^s(x) = \dfrac{U_i(x) - U_f}{U_{eq} - U_f}$ du tunnel soutenu se calcule à partir de la fonction de forme $a^0(x)$ du tunnel non soutenu par affinité sur x, dont le rapport α (fonction de soutènement) ne dépend que de la raideur du soutènement :

$$a^s(x) = a^0(\alpha(K'_s)x).$$

4. Données nécessaires à l'application de la méthode

Pour une loi de comportement du massif choisie, il faut se donner :

— la fonction de forme du tunnel non soutenu $a^0(x)$. On propose :

$$a^0(x) = 1 - \left[\frac{0{,}84\ R_p}{x + 0{,}84\ R_p}\right]^2$$

avec R_p = rayon plastique du tunnel non soutenu ($R_p = R_i$ en élasticité) ;

— la fonction réduite de soutènement :

$$\alpha^*\ (K'_s) = \alpha(K'_s)/R_p$$

— la convergence au front U_f (N_s).

5. Application de la méthode

On calcule, pour la loi de comportement choisie, la courbe de convergence du massif P_i = CV (U_i) (calcul en déformation plane ; voir annexe 2).

La courbe de confinement a pour équation :

$$CF : P_i = K'_s\ (U_i - U_0)$$

Pour K'_s donné et une distance de pose d'_0 choisie, on cherche U_0 grâce à la fonction de forme :

$$U_0 = U_f + a^s\ (d_0)\ (U_{eq} - U_f)$$

(U_0 dépend implicitement de la solution cherchée U_{eq}).

Le point d'équilibre (P'_{eq}, U_{eq}) réalise l'intersection de la courbe de convergence CV et de la courbe de confinement CF.

6. Fonction réduite de soutènement α^* (K'_s)

Elasticité et plasticité (Mises (ϕ = 0) et Coulomb).

$$\alpha^*\ (K'_s,\ \phi) = \alpha^*_{moy}\ (K'_s) + 0{,}035\ \phi$$

$$\alpha^*_{moy}\ (K'_s) = 0{,}76583 + 1{,}029\ K'_s$$

$$- 0{,}15454\ K'^2_s + 0{,}02144\ K'^3_s - 0{,}001293\ K'^4_s$$

(formule valable pour $K'_s \leqslant 7{,}2$).

7. Convergence au front U_f

— Elasticité : $U_f = 0{,}27\ U_\infty$;

— Plasticité Mises :

$$U_f\ (N_s) = (0{,}3573 - 0{,}18 \times 10^{-2}\ N_s - 0{,}70 \times 10^{-2}\ N_s^2)\ U_\infty\ ;$$

— Plasticité Coulomb :

$$U_f(N_s) = (0{,}17153 + 0{,}12747\ N_s - 0{,}027275\ N_s^2)\ U_\infty$$

(formules valables pour $N_s \leqslant 5$).

8. Précision de la méthode

De l'ordre de quelques % sur P'_{eq} dans la gamme de soutènement courants.

En général, la précision est d'autant meilleure que la raideur du soutènement est forte.

ANNEXE 2 : RÉSOLUTION DU PROBLÈME PLAN A L'ÉQUILIBRE

La pression de soutènement à l'équilibre P'_{eq} et la convergence de la paroi correspondante sont les solutions du système (1). Ce système indique que le point (P'_{eq}, U_{eq}) est à l'intersection des courbes de confinement et de convergence :

$$\left\{\begin{array}{l} P'_{eq} = K'_s\ (U_{eq} - U_0) \\ \quad \text{(courbe de confinement)} \\ P'_{eq} = CV\ (U_{eq}) \\ \quad \text{(courbe de convergence)} \end{array}\right. \qquad (1)$$

système dans lequel U_0 dépend de U_{eq} par l'intermédiaire de la fonction de forme :

$$U_0 = a^s(d_0)\ (U_{eq} - U_f) + U_f \qquad (2)$$

Dans cette annexe, on explicite la fonction CV dans chacun des trois cas traités et on donne la solution du système (1).

1. Elasticité

En élasticité, la courbe CV est une droite :

$$P'_{eq} = P'_\infty - \frac{2}{3}\ U_{eq} \qquad (3)$$

et la solution de (1) est explicite :

$$U_{eq} = \frac{P'_\infty + K'_s\, U_f\, (1 - a^s(d_0))}{K'_s\,(1 - a^s(d_0)) + \frac{2}{3}} \; ;$$

$$P'_{eq} = P'_\infty - \frac{2}{3}\, U_{eq} \tag{4}$$

2. Plasticité (critère de Mises)

Dans ce cas, la courbe CV est logarithmique :

(pour $P'_{eq} < P'_\infty - \frac{2\,C'}{\sqrt{3}}$; si $P'_{eq} > P'_\infty - \frac{2\,C'}{\sqrt{3}}$ alors le massif reste élastique) :

$$P'_{eq} = P'_\infty - \frac{2\,C'}{\sqrt{3}} \left[1 + \ln \frac{U_{eq}}{\sqrt{3}\,C'}\right] \tag{5}$$

La résolution du système (1), la fonction CV étant ainsi explicitée, revient donc à déterminer le zéro de l'équation suivante :

$$a \ln U_{eq} + b\, U_{eq} + c = 0 \tag{6}$$

Avec :

$$\begin{cases} a = -\left[\frac{2}{\sqrt{3}}\right] \frac{C'}{K'_s} \\ b = a^s(d_0) - 1 \\ c = (1 - a^s(d_0))\, U_f + \left[\frac{P'_\infty}{K'_s}\right] \\ \quad + \frac{(2\,C'\sqrt{3}}{K'_s} \{\ln\left[\sqrt{3}\,C'\right] - 1\} \end{cases} \tag{7}$$

Par ailleurs le rayon plastique a pour expression :

$$R'_{p=e}\left[\frac{-P'_{eq} + P'_\infty}{[4/\sqrt{3}\,]\,C'} - 0{,}5\right]$$

3. Plasticité (critère de Coulomb)

Dans le cas du critère de Coulomb, dès que :

$$P'_{eq} < \frac{2}{K_p + 1}\left[P'_\infty + \frac{H'}{2}\,(3 - K_p)\right],$$

la fonction CV s'écrit :

$$\frac{P'_{eq} + H'}{P'_\infty + H'} = \frac{2}{K_p + 1} \left[\frac{2}{3}\,\frac{K_p + 1}{K_p - 1}\,\frac{U_{eq}}{P'_\infty + H'}\right]^{-\frac{K_p - 1}{2}} \tag{8}$$

$$\text{avec } H' = C' \operatorname{cotg} \phi \text{ et } K_p = \operatorname{tg}^2\left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right] \tag{9}$$

La résolution du système (1) revient à déterminer le zéro de l'équation suivante :

$$a_1\, U_{eq}^{n1} + b_1\, U_{eq}^{n2} - c_1 = 0 \tag{10}$$

Avec :

$$\begin{cases} a_1 = \left\{\frac{(K_p + 1)}{1{,}5\,(K_p - 1)\,(P'_\infty + H')}\right\}^{\frac{K_p - 1}{2}} \\ \left[\frac{K_p + 1}{2}\right] K'_s\,(1 - a^s\,(d_0)) \\ b_1 = \left\{\frac{(K_p + 1)}{1{,}5\,(K_p - 1)\,(P'_\infty + H')}\right\}^{\frac{K_p - 1}{2}} \\ \frac{K_p + 1}{2}\,\{U_f\, K'_s\,(a^s\,(d_0) - 1) + H'\} \\ c_1 = P'_\infty + H' \\ n_1 = \frac{K_p + 1}{2} \\ n_2 = \frac{K_p - 1}{2} \end{cases} \tag{11}$$

Par ailleurs le rayon plastique a pour expression :

$$R'_p = \left[\frac{2}{K_p + 1}\,\frac{P'_\infty + H'}{P'_{eq} + H'}\right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \tag{12}$$

ANNEXE 3 : FONCTION DU SOUTÈNEMENT POUR LE MATÉRIAU DE COULOMB

Pour avoir une meilleure précision de la solution à l'équilibre dans le cas d'un soutènement mou ($K'_s < 0{,}72$), nous proposons ici une autre fonction, plus complexe, pour α^* (K'_s, ϕ).

Comme auparavant, les courbes α^* (K'_s, ϕ) se déduisent de la courbe moyenne α^*_{moy} et on utilise, dans le présent cas, la transformation suivante :

$$\alpha^*\,(K'_s, \phi) = \alpha^*_{moy}\,(K'_s) + a(K'_s)\,\phi + b(K'_s)\,\phi^2 \tag{1}$$

En exprimant $\alpha^*(K'_s, 15°)$ et $\alpha^*(K'_s, 30°)$ à l'aide de polynômes du type donné par l'équation (17) (avec des coefficients obtenus par un calage avec les résultats de nos calculs 3D), on peut déterminer les valeurs de $a(K'_s)$ et $b(K'_s)$ en résolvant le système suivant :

$$\begin{cases} \alpha^*(K'_s, 15) = \\ \alpha^*_{moy}(K'_s) + 15\ a(K'_s) + 15^2\ b(K'_s) & (2) \\ \alpha^*(K'_s, 30) = \\ \alpha^*_{moy}(K'_s) + 30\ a(K'_s) + 30^2\ b(K'_s) & (3) \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} a(K'_s) = \{-\ 0{,}6243 + 2{,}43755 \times 10^{-3}\ K'_s \\ -\ 1{,}9699 \times 10^{-6}\ K'^2_s \\ +\ 6{,}60485 \times 10^{-10}\ K'^3_s \\ -\ 7{,}5827 \times 10^{-14}\ K'^4_s\ \}\ 5 & (4) \\ b(K'_s) = \{0{,}77045 - 1{,}2465 \times 10^{-3}\ K'_s \\ +\ 8{,}689 \times 10^{-7}\ K'^2_s \\ -\ 2{,}5409 \times 10^{-10}\ K'^3_s \\ +\ 2{,}5672 \times 10^{-14}\ K'^4_s\ \}/450 \end{cases}$$

Sur la figure 1, on donne les courbes $\alpha^*(K'_s, \phi)$ calculées au moyen de l'équation (1).

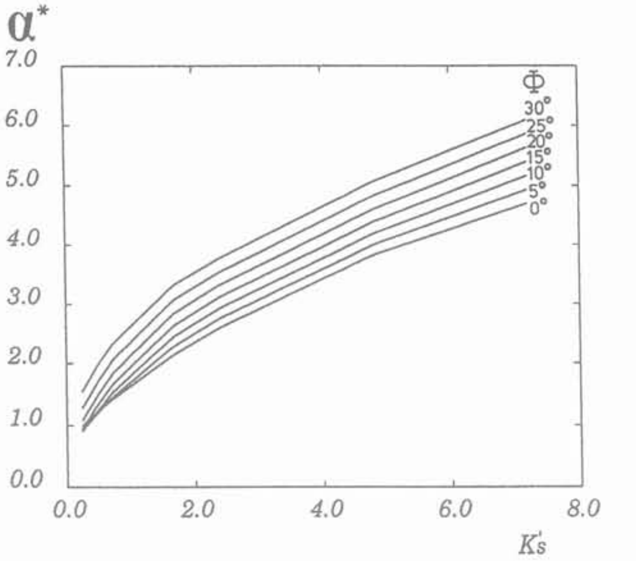


Fig. 1. — Fonction α^* en fonction de K'_s pour plusieurs valeurs de ϕ.

Fig. 1. — Shope function α^* versus K'_s for many values of ϕ.

Adaptation et évolution des techniques de traitement de sol en matière de protection de l'environnement

Adaptation and evolution in techniques of ground treatment for the protection of the environment

Annette ESNAULT
SIF BACHY*

Rev. Franç. Géotech. n° 60, pp. 27-40 (juillet 1992)

Résumé

La protection de l'environnement est une préoccupation majeure qui touche la plupart des secteurs industriels.
L'implication dans ce domaine d'une entreprise spécialisée en géotechnique est double. Elle concerne d'une part l'impact sur le milieu naturel des produits utilisés dans la profession, plus particulièrement des produits d'injection et d'autre part, la mise en place à titre préventif ou curatif de moyens susceptibles de résoudre des problèmes liés à la protection de l'environnement.
Dans cette optique, la société BACHY a mis au point ces dernières années des coulis d'injection entièrement minéraux. La protection du milieu naturel et la réhabilitation des zones polluées demandent la maîtrise de techniques très variées telles que les parois étanches pour l'exécution d'enceintes de confinement, les parois drainantes pour la récupération de gaz et de lixiviat, les injections, le jet-grouting et les méthodes de deep-mixing pour l'exécution de fonds étanches et l'inertage en place des déchets.
L'article met l'accent sur les derniers développements tant au niveau de coulis d'injection que de l'approche adoptée pour la formulation de coulis de parois.

Abstract

Environmental protection is one of the major concerns of industrial sectors.
The involvement of a specialist geotechnical company is twofold : firstly, concerning the effects on the natural environment of the products used in the geotechnical profession, in particular the products of grouting ; and secondly the design and implementation of methods that will solve some of the problems linked with environmental protection.
As a result BACHY has developped, over a period of several years a range of grouts that are entirely mineral based.
Furthermore, the protection of the natural environment and the regeneration of polluted zones requires a mastery of a variety of techniques : impermeable plastic concrete walls or slurry walls for the construction of watertight cut-offs, draining walls for the recovery of gas and leachate, grouting, jet-grouting and deep mixing methods for the construction of impermeable barrier layers and the in situ neutralisation of waste products.
The article will present the latest developments on grouts and the approach adopted for the formulation of slurries.

* « Les Colonnades », Bât. B, 4, rue Henri-Sante-Claire Deville, 92563 Rueil-Malmaison Cedex.

1. INTRODUCTION

De nombreux cas de contamination de sol dus au stockage ou au rejet de déchets provenant d'activités industrielles sont apparus au cours des dernières décennies.

Ces pollutions peuvent avoir des conséquences extrêmement variées sur le milieu naturel puisqu'elles représentent une menace pour les eaux de surface et les aquifères.

La situation est telle qu'actuellement on ne peut pas ne pas parler d'environnement. Il existe une réelle sensibilisation au problème, que ce soit à travers les médias ou les mouvements écologiques quand un cas de pollution est suspecté ou déclaré. La réglementation a également beaucoup évolué et on tend vers des choix et des définitions de sécurité maximale en matière d'environnement. A ce niveau, tous les secteurs industriels sont concernés. Les entreprises relevant de la géotechnique n'échappent pas à cette règle.

Parallèlement certaines techniques couramment utilisées pour des traitements « classiques » de sol peuvent être adaptées pour apporter des solutions efficaces à la protection et la sauvegarde de l'environnement.

2. GÉNÉRALITÉS SUR LA SITUATION ACTUELLE

Les sources existantes susceptibles d'entraîner une pollution sont très variées.

Elles sont représentées notamment par le stockage de déchets de diverses industries et par le rejet accidentel ou systématique de produits toxiques vers le milieu naturel.

Les différentes natures de produits polluants rencontrés sont le reflet de cette variété : hydrocarbures, solvants, métaux lourds, acides minéraux ou organiques, etc...

Les mesures à mettre en place pour minimiser ou annuler les risques de pollution dépendent bien sûr du niveau auquel le problème est abordé. Il en existe donc de deux types :

— des mesures préventives ;
— des mesures curatives.

Les mesures préventives concernent le choix des produits utilisés par l'industriel et leur mode d'élimination, ceci de façon à minimiser les risques encourus. Le choix s'effectue selon des critères parfaitement définis dans le cadre de lois régissant les conditions de fonctionnement d'un secteur industriel particulier. Elles consistent aussi à se préparer à l'éventualité d'un accident en prévoyant, dès la conception du projet, des moyens visant à en limiter les conséquences. On peut citer comme exemple la mise en place d'un dispositif de confinement autour de la zone à risque.

Les mesures curatives consistent à éliminer la source même de pollution ou à limiter son expansion. Cela peut être réalisé en appliquant des techniques de décontamination de sol (inertage in situ, extraction des contaminants, etc.) associées à des techniques de confinement et de drainage.

On retrouve donc les deux niveaux auxquels l'entreprise BACHY se trouve impliquée ;

— réflexion au sujet de l'impact sur l'environnement des produits qu'elle utilise et plus particulièrement des produits d'injection ;

— mise en place au niveau préventif ou curatif de moyens susceptibles d'apporter une solution au problème de contamination de sol.

3. LES INJECTIONS : COULIS MICRON-S

Les injections sont utilisées à des fins d'étanchement ou de consolidation d'un sol.

Elles consistent à faire pénétrer dans les vides du terrain à traiter (fissure ou vide intergranulaire) un coulis sous forme liquide (gel ou résine) ou sous forme de suspension (ciment ou autre matériau pulvérulent). Le coulis ainsi injecté assurera après prise les propriétés mécaniques ou hydrauliques recherchées.

Quand on réalise une intervention sur un milieu naturel, en l'occurrence un sol, on peut s'interroger sur les éventuelles conséquences d'un tel traitement à partir du moment où l'on modifie l'état d'origine du milieu.

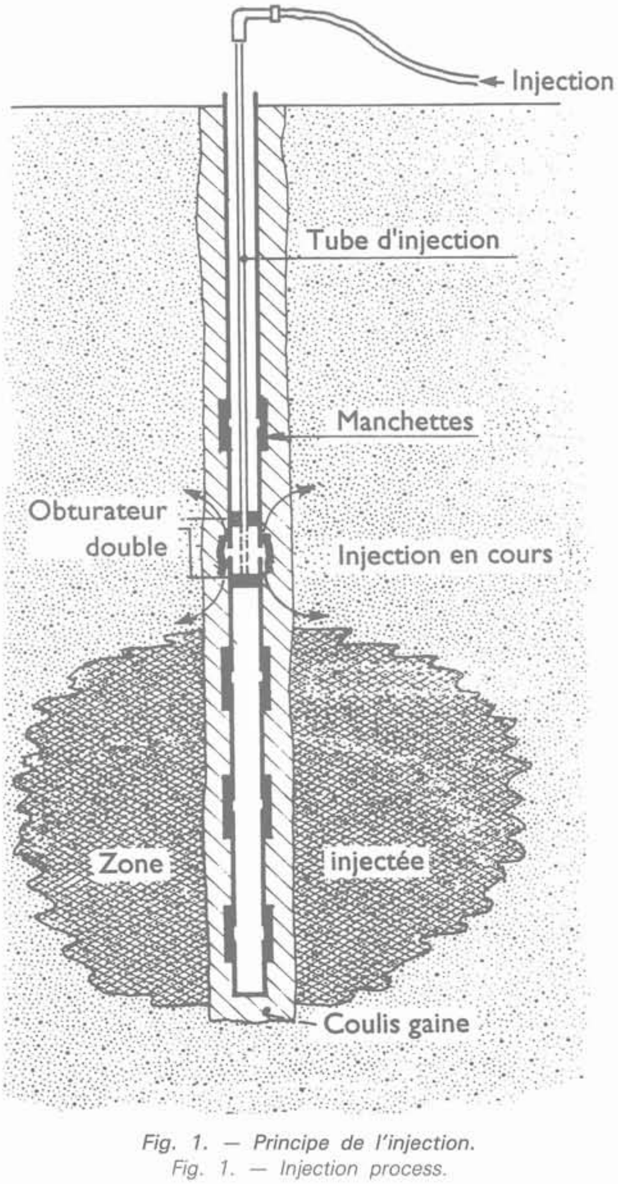


Fig. 1. — Principe de l'injection.
Fig. 1. — Injection process.

Le choix des matériaux d'injection est donc essentiel et il est nécessaire d'utiliser des matériaux n'affectant pas l'intégrité du milieu naturel. Ce choix devient primordial quand on travaille dans des environnements sensibles, à proximité d'une nappe phréatique par exemple. Il a donc fallu mettre au point ces dernières années des coulis d'injection minéraux répondant à ce souci.

La propriété gouvernant la mise en place de ces coulis est celle de « pénétrabilité ».

Les études ont donc particulièrement porté sur l'augmentation des performances des coulis de ciment de la famille des C3S et sur le développement d'un coulis minéral pour l'injection de terrains granulaires fins, le MICRON S.

Ce coulis est composé de microsilice et de chaux. La prise entre les deux composants s'apparente à une réaction pouzzolanique conduisant à la génération de silicates de calcium hydratés (CSH) sans formation de produits secondaires.

L'extrême finesse des matériaux de base rend le coulis parfaitement adapté au traitement de terrains granulaires de très faibles perméabilités ($< 10^{-5}$ m/s) (voir fig. 2 et 3).

Des essais de lixiviation à l'eau réalisés sur le coulis durci ont montré que la teneur en éléments minéraux passant en solution restait inférieure à la teneur admissible pour les eaux potables (voir fig. 4).

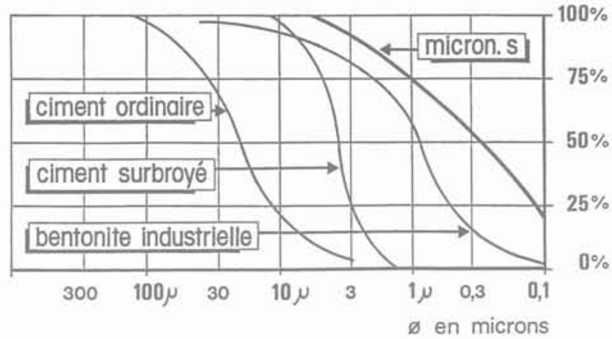


Fig. 2. — Analyses granulométriques.
Fig. 2. — Grain size distribution.

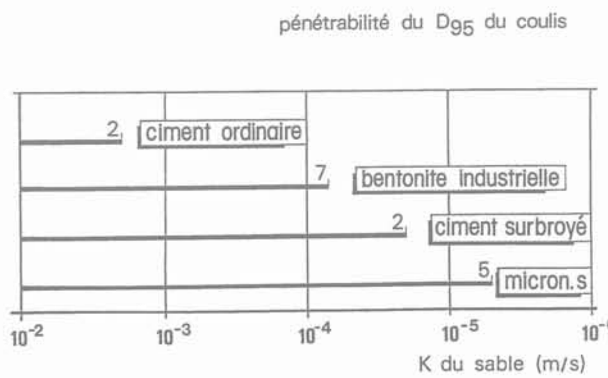


Fig. 3. — Pénétrabilité théorique dans du sable.
Fig. 3. — Theoritical penetrability in sand.

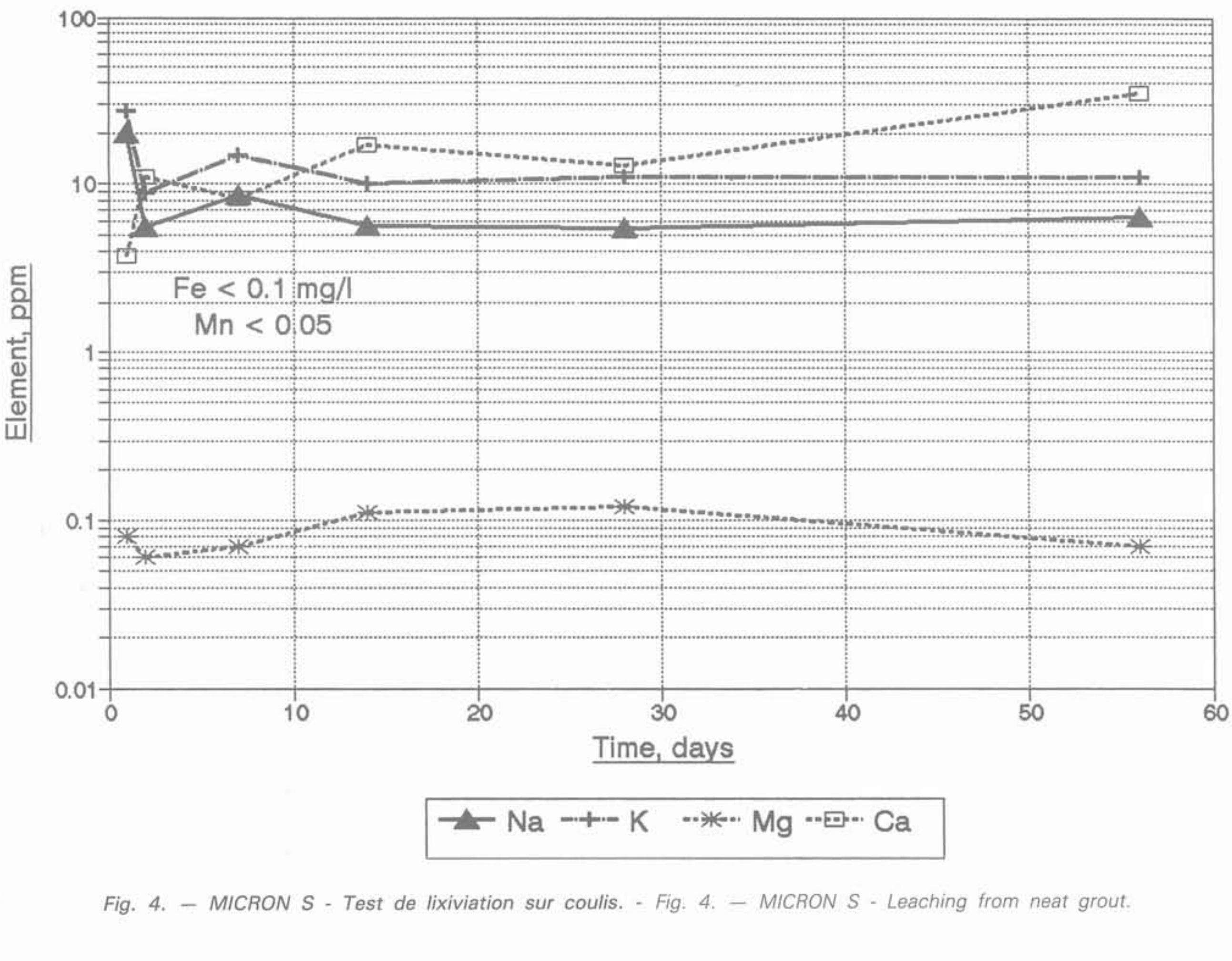


Fig. 4. — MICRON S - Test de lixiviation sur coulis. - Fig. 4. — MICRON S - Leaching from neat grout.

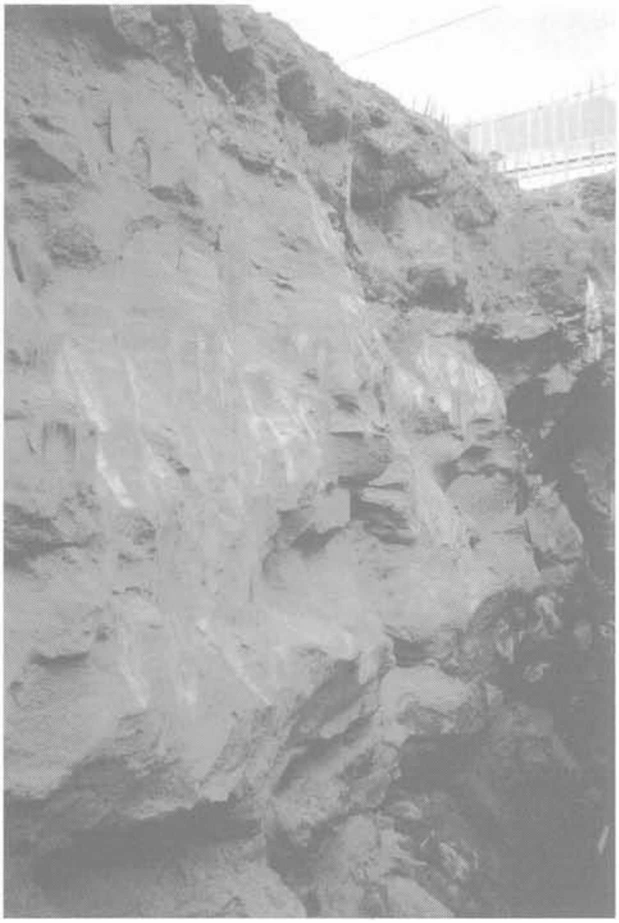


Fig. 5. — MICRON S - Nantes - Zones injectées.
Fig. 5. MICRON S - Nantes - Grouted areas.

Cette propriété le rend donc particulièrement intéressant pour une utilisation en milieu sensible.

Cette notion de « coulis écologique » est devenue l'un des fils conducteurs des recherches futures.

4. GÉOTECHNIQUE ET ENVIRONNEMENT

Différentes techniques utilisées en géotechnique peuvent être adaptées pour résoudre des problèmes liés à la protection et la sauvegarde de l'environnement.

Elles concernent principalement les écrans horizontaux ou verticaux d'étanchéité, les parois drainantes et les traitements d'inertage in situ de sol pollué.

4.1. Ecran vertical d'étanchéité destiné à limiter l'expansion d'une pollution en confinant la zone concernée.

Il peut être réalisé selon différentes techniques en fonction du type de terrain et du problème rencontré.

Dans le cadre de travaux provisoires et de caractère très urgent, il peut être réalisé par congélation soit du terrain en aval de la zone polluée, soit directement de la zone contaminée. Cette opération demandera un traitement d'entretien souvent assez lourd tant que la source de pollution n'aura pas été éliminée.

Un traitement permanent peut être réalisé par l'intermédiaire de paroi et/ou par injection. Les deux techniques peuvent, dans certains cas, être complémentaires.

En fonction des critères hydrauliques et mécaniques auxquels la paroi aura à répondre, elle peut être réalisée au coulis, au béton plastique ou au coulis avec l'incorporation d'une membrane plastique.

Les perméabilités atteintes varient de 10^{-7} (coulis standard) à 10^{-13} m/s (membrane plastique).

Une paroi en béton plastique est perforée sous boue bentonitique et bétonnée avec le mélange béton plastique mis en place par tube plongeur. Généralement, une paroi de ce type a une épaisseur voisine de 0,60 m à 1 m et est faite par panneaux alternés. Les joints sont obtenus par grattage des panneaux primaires. Pour les bétons résistants classiques, les joints courants sont réalisés avec des tubes joints alors que les joints étanches font appel au système de coffrage CWS qui permet la mise en place de bandes « waterstop » entre les panneaux.

La paroi au coulis peut être réalisée en continu ou par panneaux alternés. Son épaisseur usuelle est comprise entre 0,50 m et 0,80 m.

Le principe d'exécution est illustré par le schéma n° 6.

Les profondeurs de ces parois peuvent dépasser 60 m.

Plusieurs types de matériel d'excavation sont disponibles en fonction des profondeurs à atteindre et de la dureté du terrain :

— excavation à la pelle rétro jusqu'à des profondeurs d'environ 15 m et des terrains « mous » ;

— excavation à la benne, pour des profondeurs supérieures à 15 m et des terrains très variés comme alluvions sablo-graveleuses, éboulis, roches sédimentaires tendres, etc. ;

— excavation à la haveuse, pour les très grandes profondeurs et des terrains rocheux durs à très durs (Rc jusqu'à 200 MPa).

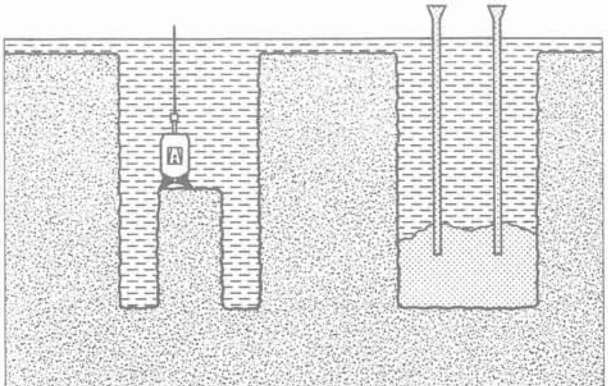


Fig. 6. — Schéma d'exécution d'une paroi.
Fig. 6. — Construction scheme of a diaphragm wall.

4.2. Paroi drainante

Souvent associée à un écran vertical d'étanchéité, elle est destinée au drainage de gaz ou de liquides pour les diriger vers un système de collecte.

La réalisation d'un dispositif de drainage peut être obtenue par l'installation d'un réseau de drains forés ou par un système de tranchées drainantes permettant de couper et capter les alimentations potentielles « en amont ».

La paroi drainante, dérivée de la technique des parois moulées mais avec l'utilisation d'un fluide spécial d'excavation biodégradable à la place de la boue bentonitique habituelle, permet la réalisation de véritables « coupures drainantes » continues de profondeur pouvant atteindre plusieurs dizaines de mètres (voir schéma n° 7).

Le massif filtrant doit avoir une perméabilité suffisante par rapport à celle du terrain pour obtenir un rabattement maximum dans la paroi et une granulométrie telle qu'il se comporte comme un filtre vis-à-vis des grains du terrain pour éviter un colmatage à long terme.

Le filtre peut être éventuellement un filtre multicouches de granulométries différentes ou un filtre composite, par exemple nappes de géotextile au contact du terrain et massif drainant en gravier de perméabilité élevée.

Il peut aussi comporter un ou plusieurs tubes de collature en fond de paroi.

Le fluide d'excavation utilisé est une solution colloïdale d'un bio-polymère dans l'eau présentant un comportement pseudo-plastique à la préparation et retrou-

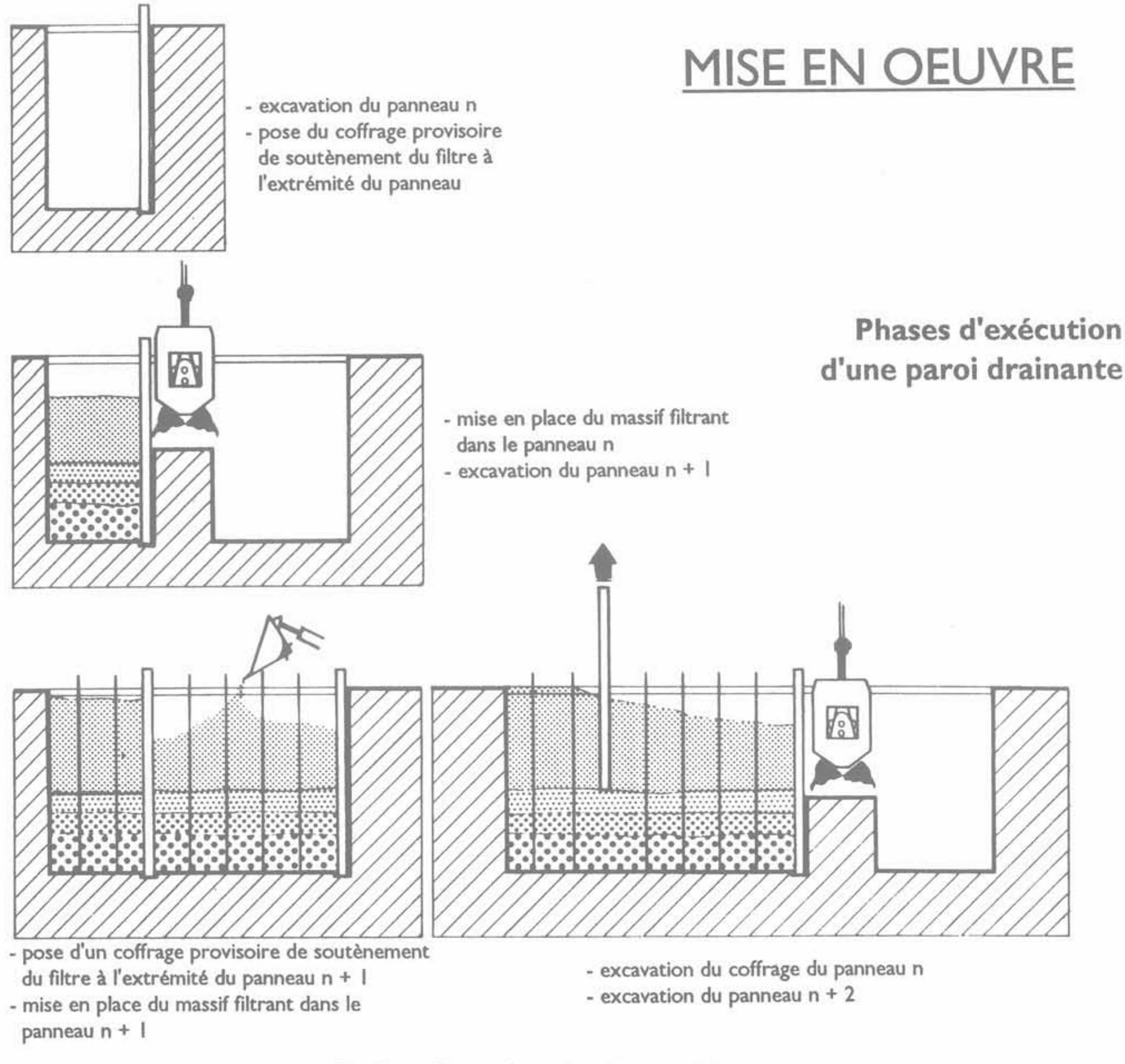


Fig. 7. — Phase d'exécution d'une paroi drainante.
Fig. 7. — Construction scheme of a drainage trench.

vant une fluidité voisine de celle de l'eau au bout d'un certain temps par suite de phénomènes de dégradation enzymatique contrôlée. Il est ainsi possible d'éliminer très facilement du massif filtrant la boue ainsi liquéfiée. La « durée de vie », variable suivant les produits, la température, etc. peut être réglée de quelques jours à plusieurs semaines par adjonction d'inhibiteurs.

4.3. Etanchéité horizontale

Différentes techniques sont disponibles, parmi lesquelles on peut citer ;

— l'injection, technique utilisée pour l'exécution de radier injecté étanche ; ce procédé dérive de celui abordé précédemment au chapitre 3 ;

— la mise en place de géomembrane, destinée à la réalisation de fond étanche de zone de stockage de déchets ; cette technique est très connue et documentée ;

— et le jet mix.

Le jet mix est un procédé de traitement des sols par mélange in situ par voie hydraulique dont la conception permet d'en étendre le domaine d'application à tous les terrains meubles, quelles que soit leur compacité ou leur hétérogénéité.

Le jet mix fait appel aux trois phénomènes distincts suivants intervenant indépendamment ou en combinaison :

— une déstructuration des terrains en place sous l'effet hydrodynamique d'un jet à très grande vitesse ;

— une extraction d'une partie des éléments constitutifs du sol en place ;

— une incorporation de matériaux d'apport sous la forme d'un jet de coulis de composition adaptée au résultat recherché.

Le jet mix permet la réalisation dans les terrains meubles des ouvrages les plus divers, combinaison des deux formes de traitement élémentaire que sont la colonne et le panneau (voir fig. 8). L'exécution de colonne jointive permet la réalisation de radier étanche.

4.4. Traitements in situ

Il s'agit de décontaminer en place une zone polluée en appliquant une technique destinée à réduire ou à supprimer la mobilité des espèces chimiques présentes.

Cela peut être réalisé soit en transformant les produits concernés en un produit moins toxique, soit en les solidifiant en une masse inerte.

Ce genre de traitement s'effectue par l'intermédiaire de techniques d'injection, de deep-mixing ou de jet mix, en adaptant le type de matériau décontaminant au type de polluant.

Le deep-mixing est une méthode de traitement des sols par mélange in situ avec des agents le plus souvent du type liant hydraulique. Le mélange est réalisé par des outils malaxeurs.

Le procédé col mix est une méthode brevetée de traitement des sols par mélange mécanique in situ dont la conception permet la réalisation de colonnes de sol stabilisé et compacté dans les terrains meubles (voir fig. 9).

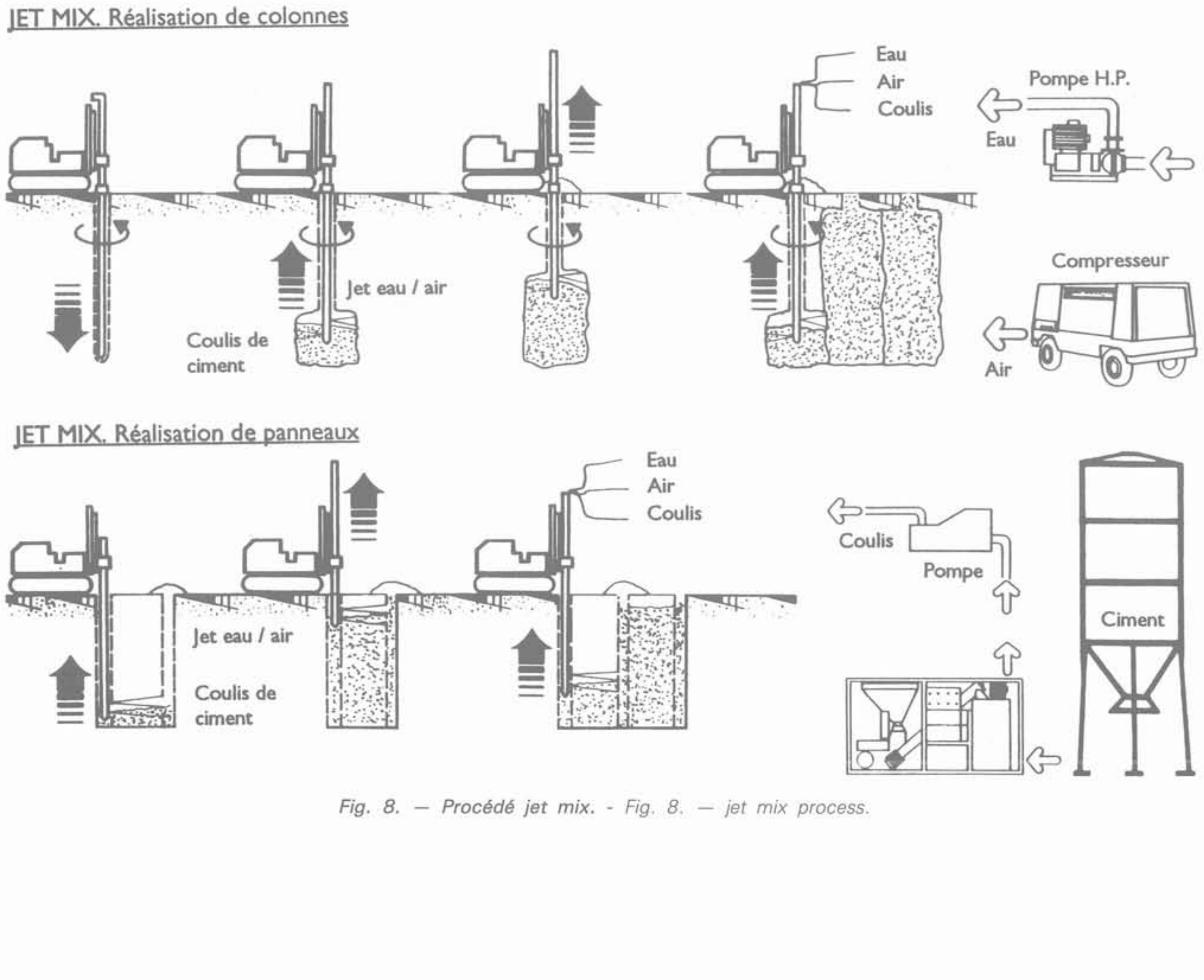


Fig. 8. — Procédé jet mix. - Fig. 8. — jet mix process.

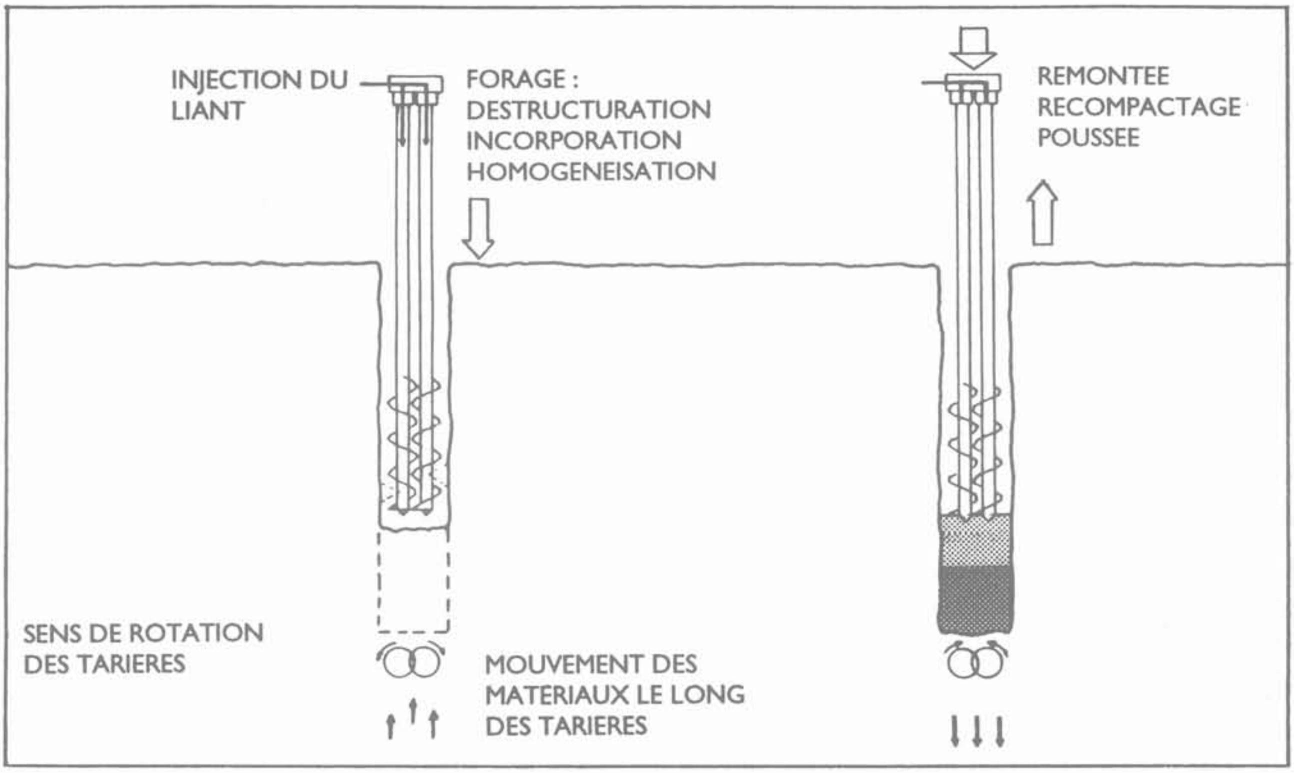


Fig. 9. — Procédé col mix.
Fig. 9. — Col mix process.

Il fait appel aux trois phénomènes distincts suivants intervenant indépendamment ou en combinaison ;

— une déstructuration fine du terrain en place sous l'effet mécanique d'un outil désagrégateur, renforcé par l'action physico-chimique d'un apport de chaux dans le cas de terrain argileux ;

— une incorporation intime d'un liant de nature, dosage et degré d'hydratation adaptés aux caractéristiques du terrain traité et aux résultats recherchés ;

— un recompactage du mélange ainsi réalisé de façon à, au minimum, reconstituer et souvent améliorer la compacité du terrain existant avant traitement.

Ce procédé s'apparente aux procédés suédois de colonne à chaux et japonais de « deep-mixing ». Il s'en distinge cependant fondamentalement :

— par le degré et la finesse d'homogénéisation du mélange terrain-liant d'apport ;

— par la possibilité de recompactage du mélange ainsi réalisé in situ.

Il est fondé sur l'utilisation d'un outil spécial constitué principalement de deux éléments de tarière de pas opposé, tournant en sens inverse et s'engageant l'un l'autre, leur extraxe étant inférieur à leur diamètre.

Cette « double tarière » est entraînée par un double moteur de forage à arbres creux transmettant un double mouvement de rotation inverse synchronisé à un double train de tiges creuses.

La rotation inverse des spirales emboîtées de la double tarière provoque un phénomène de circulation longitudinale des matériaux.

Chaque élément de tarière porte à son extrémité inférieure un outil désagrégateur muni d'un ou plusieurs orifices en communication avec le train de tiges correspondant.

4.5. Résumé

Ces différentes techniques sont parfois utilisées en combinaison ou en complément d'autres techniques de traitements telles que le lavage du sol ou le traitement bactériologique.

Leur adaptation au domaine de l'environnemnt s'effectue sur la base d'une expérience acquise dans des domaines traditionnels en géotechnique. Elle nécessite en revanche une nouvelle approche en ce qui concerne les matériaux à utiliser, plus particulièrement au niveau de leur durabilité. On s'est donc attaché à mettre au point de nouvelles formulations de coulis destinées à la réalisation de coupures étanches pour le confinement de zones polluées.

5. LES MATÉRIAUX DE PAROI

5.1. Présentation générale

La paroi d'étanchéité moulée dans le sol constitue un procédé très largement utilisé dans le domaine des ouvrages hydrauliques.

Par extension des solutions pratiquées pour ces ouvrages, les écrans d'étanchéité sont très généralement réalisés à partir de coulis, de mortiers ou de bétons d'étanchéité. Les coulis sont composés d'argile, plus particulièrement de bentonite, et d'un liant hydraulique qui est généralement un ciment. Une charge inerte ou réactive peut être éventuellement rajoutée.

Les mortiers et bétons comportent les mêmes types de matériaux que les coulis avec, en plus, une quantité importante de granulats. Ils constituent un squelette granulaire, dont le fuseau est adapté entre autre pour assurer une compacité optimale. Lorsqu'ils sont inclus dans des ouvrages hydrauliques, ces matériaux sont soumis à une percolation d'eau relativement peu agressive à l'égard des ciments.

L'extrême diversité des sources potentielles de pollution rend impossible l'établissement d'une liste exhaustive de produits susceptibles d'être présents accidentellement dans les sols. On peut citer les catégories suivantes : acides, bases, métaux lourds, solvants, hydrocarbures, etc. pouvant être rencontrés à des concentrations extrêmement variées.

Certains de ces produits remettent en cause la durabilité des matériaux de composition des parois et par voie de conséquence les performances des ouvrages.

On peut, par exemple, souligner l'effet de différents produits organiques sur la perméabilité d'une argile illustré par la figure 10.

On remarque que lorsque l'argile est percolée par de l'eau, son coefficient de perméabilité est de l'ordre de 10^{-8} cm/s. Ce coefficient augmente de plusieurs puissances quand l'argile est soumise à la percolation de produits tels que des alcools ou des hydrocarbures. Ce phénomène est dû notamment à des modifications des distances inter-lamellaires de l'argile.

Par ailleurs, il est parfaitement connu que les acides concentrés (pH < 5) affectent fortement la durabilité des ciments. Un coulis de ciment immergé dans une solution de H_2SO_4 à pH 1 peut subir une perte en poids supérieure à 50 % en 28 jours.

Ces variations sont fortement préjudiciables à des matériaux d'écran d'étanchéité. La dégradation s'effectue par contact soit à cause du gradient hydraulique, soit à cause de phénomènes de diffusion.

Une adaptation de la composition des coulis de paroi est donc nécessaire quand leur application sort du domaine « purement hydraulique » pour s'étendre à des confinements de zones renfermant des produits chimiques variés.

5.2. Critères de durabilité des coulis argile-ciment

La durabilité d'un coulis composé d'un liant hydraulique et d'argile est régie par le comportement du liant et par celui de l'argile.

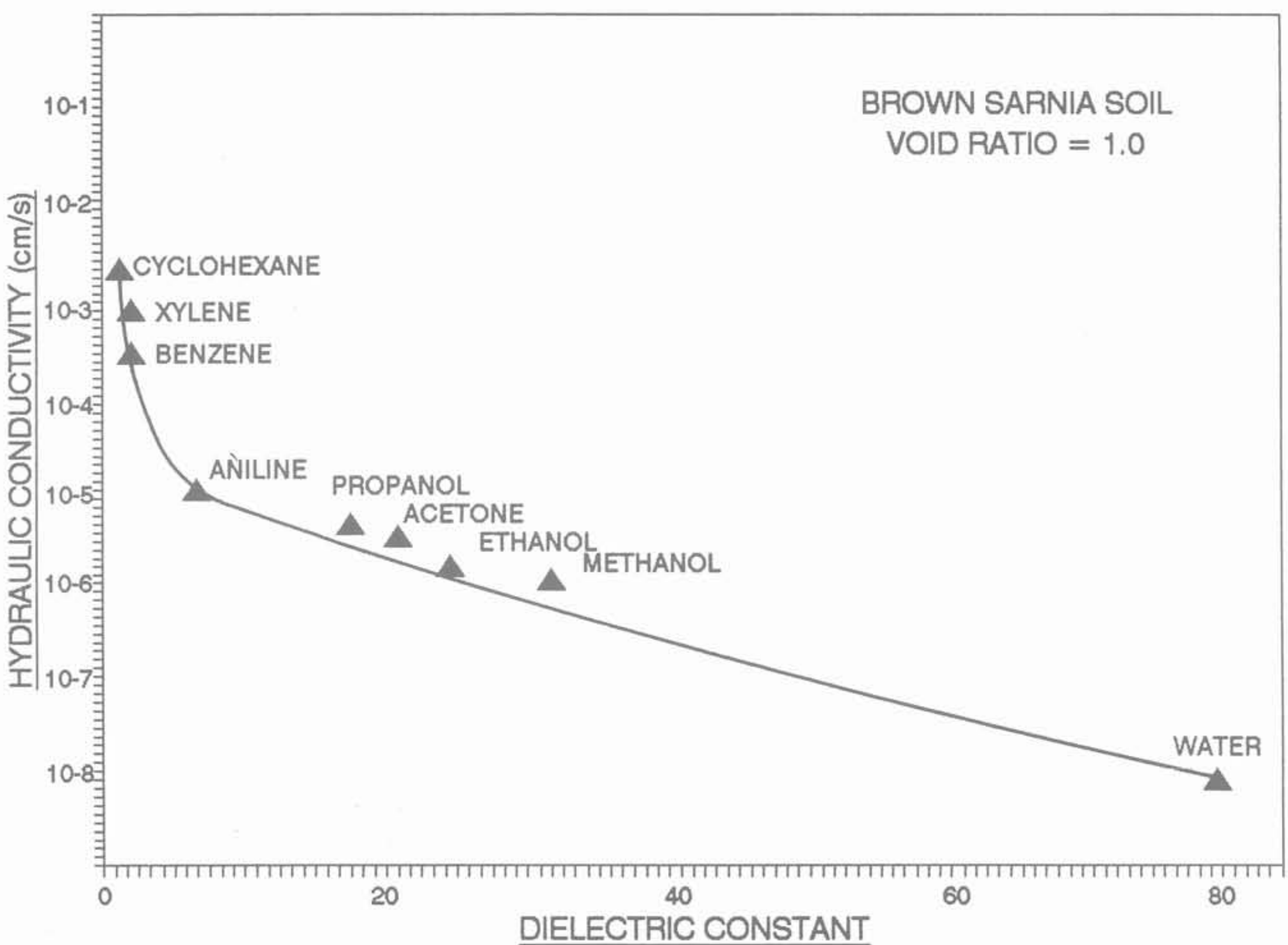


Fig. 10. — Conductivité hydraulique en fonction de la constante diélectique pour un indice de vide (d'après F. FERNANDEZ et R.M. QUIGLEY).

Fig. 10. — Hydraulic conductivity vs dielectric constant for a void ratio of unity (ref. F. FERNANDEZ and R.M. QUIGLEY).

L'adaptation de leur dosage et le choix du type de matériau permet jusqu'à un certain degré d'agressivité de formuler des compositions stables et pérennes en augmentant la résistance intrinsèque du coulis.

D'autre part, la limitation du transport des produits à l'intérieur du coulis est obtenue en abaissant le coefficient de perméabilité du mélange après prise.

Les deux critères :

— stabilité intrinsèque des matériaux ;

— faible coefficient de perméabilité ;

conduisent à l'établissement d'un tableau de « classification » en fonction du degré d'agressivité des produits.

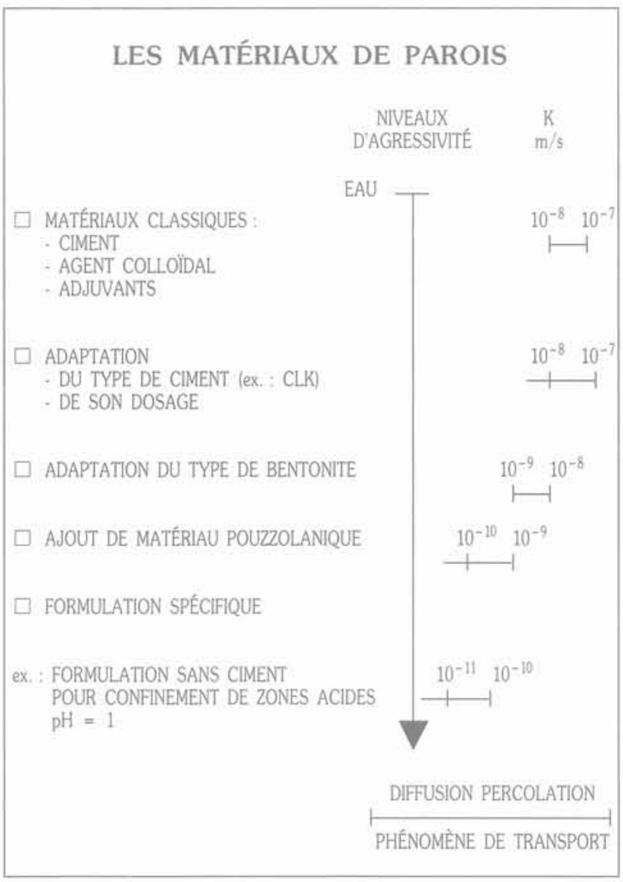


Fig. 11. — Classification des matériaux de parois.
Fig. 11. — Classification of slurry walls materials.

Il est possible de cette façon de formuler des coulis à base d'argile et de ciment stables dans des milieux de natures chimiques et de concentrations variables.

Un exemple d'adaptation de composition d'un coulis à la tenue d'un lixiviat de synthèse est illustré par la figure 12.

Un lixiviat a été reproduit sur la base d'une composition réelle d'un lixiviat provenant d'une décharge de déchets industriels. Ses caractéristiques physico-chimiques étaient les suivantes :

— pH = 6,7
— DCO = 14 700 mg/l
— conductivité = 28 900 μS cm^{-1}
— COT = 6 340 mg/l
— Eh = − 18 mV.

Après immersion dans ce lixiviat (réf. Norme AST C267-82) des échantillons de formulation classique subissent une perte en poids supérieure à 5 % au bout de 50 jours.

Dans des conditions de tests idendiques, les variations pondérales de ces coulis immergés dans l'eau ne sont que de ± 1 % (voir fig. 13).

Ce lixiviat est donc particulièrement agressif.

L'addition de matériaux spécifiques permet d'obtenir des compositions répondant au critère de durabilité recherchée.

Leur variation pondérale en cours d'immersion n'est plus que de ± 1 %, ce qui correspond aux valeurs observées pour des coulis stockés dans l'eau. Ce test de durabilité est particulièrement sévère mais permet de se placer dans des conditions de sécurité optimale.

Il est ainsi possible d'adapter la composition de coulis argile-ciment jusqu'à un certain degré d'agressivité.

On peut citer à titre d'exemples parmi les produits affectant la durabilité de coulis classiques et pour lesquels une telle adaptation est possible :

— des pH acides jusqu'à environ 4 ;

— des teneurs en sels d'ammonium supérieures à 100 mg/l ;

— des pH très alcalins (14).

Ces formulations répondent à des critères de durabilité exprimés en termes de stabilité pondérale et de perméabilité en plus de spécifications rhéologiques et mécaniques.

5.3. Béton plastique résistant aux acides

Comme mentionné au paragraphe précédent, une adaptation de la composition d'un coulis à base de ciment peut être réalisée pour résister à des pH acides de l'ordre de 4.

Pour des acides plus concentrés, l'utilisation de ciment est fortement déconseillée.

L'attaque acide se déroule en deux étapes :

— neutralisaltion de la chaux libre et de la Portlandite ;

— hydrolyse des sels de calcium à caractère basique.

Cette hydrolyse peut continuer jusqu'à la décalcification complète plus ou moins rapidement selon la force de l'acide. Il a donc fallu faire une adaptation de composition d'un béton plastique résistant à des percolations acides.

5.3.1. Approche expérimentale

Le squelette granulaire présente des caractéristiques de répartition granulométrique telle qu'il soit autofiltrant et que, notamment, le matériau argileux ne risque pas d'être entraîné par le courant de percolation. Cette caractéristique est obtenue par incorporation, en quantité appropriée, de matériaux fins de granulomé-

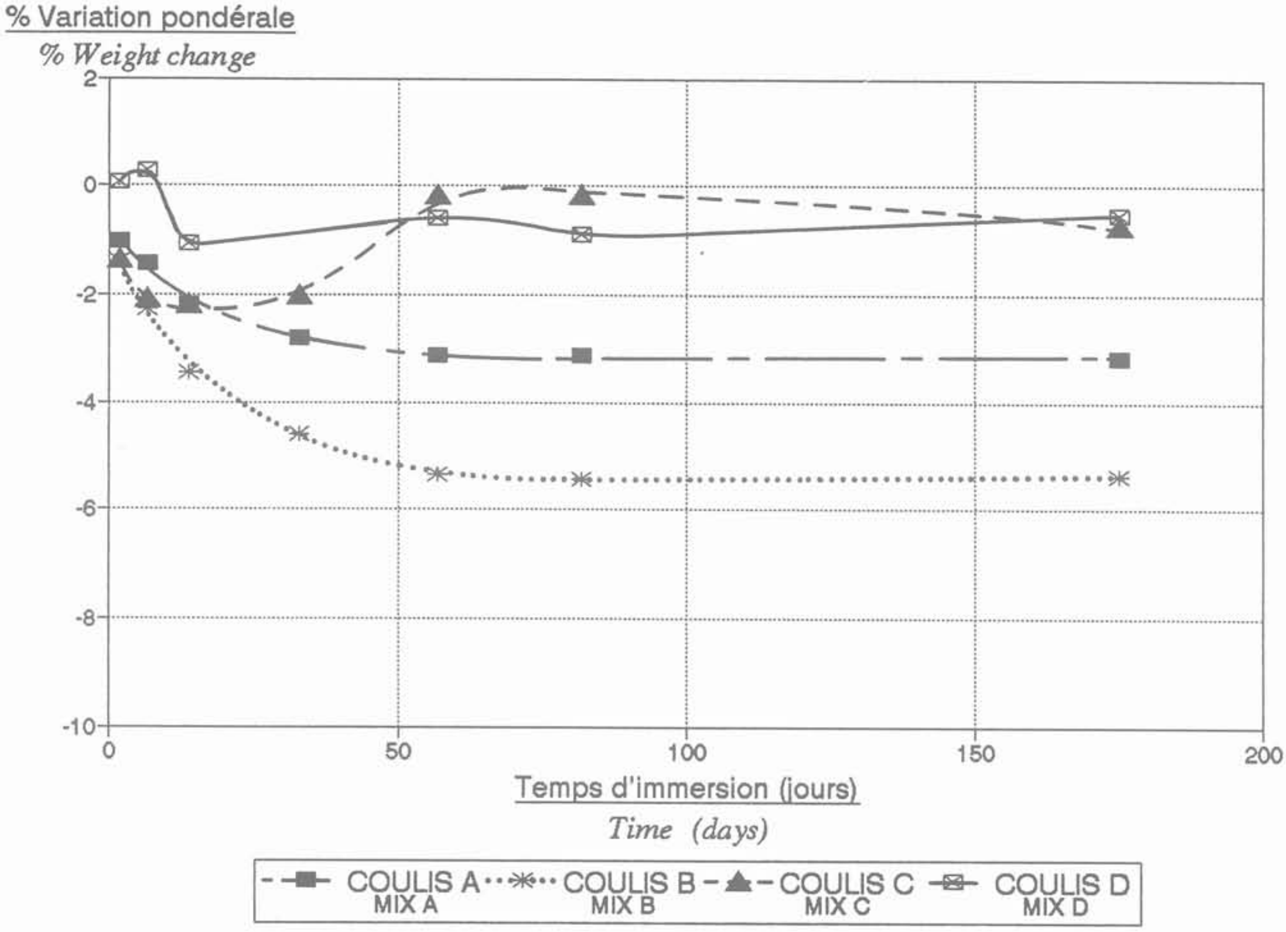


Fig. 12. — Test d'immersion/Lixiviat de synthèse. - *Fig. 12. — Immersion test/Synthetic leachate.*

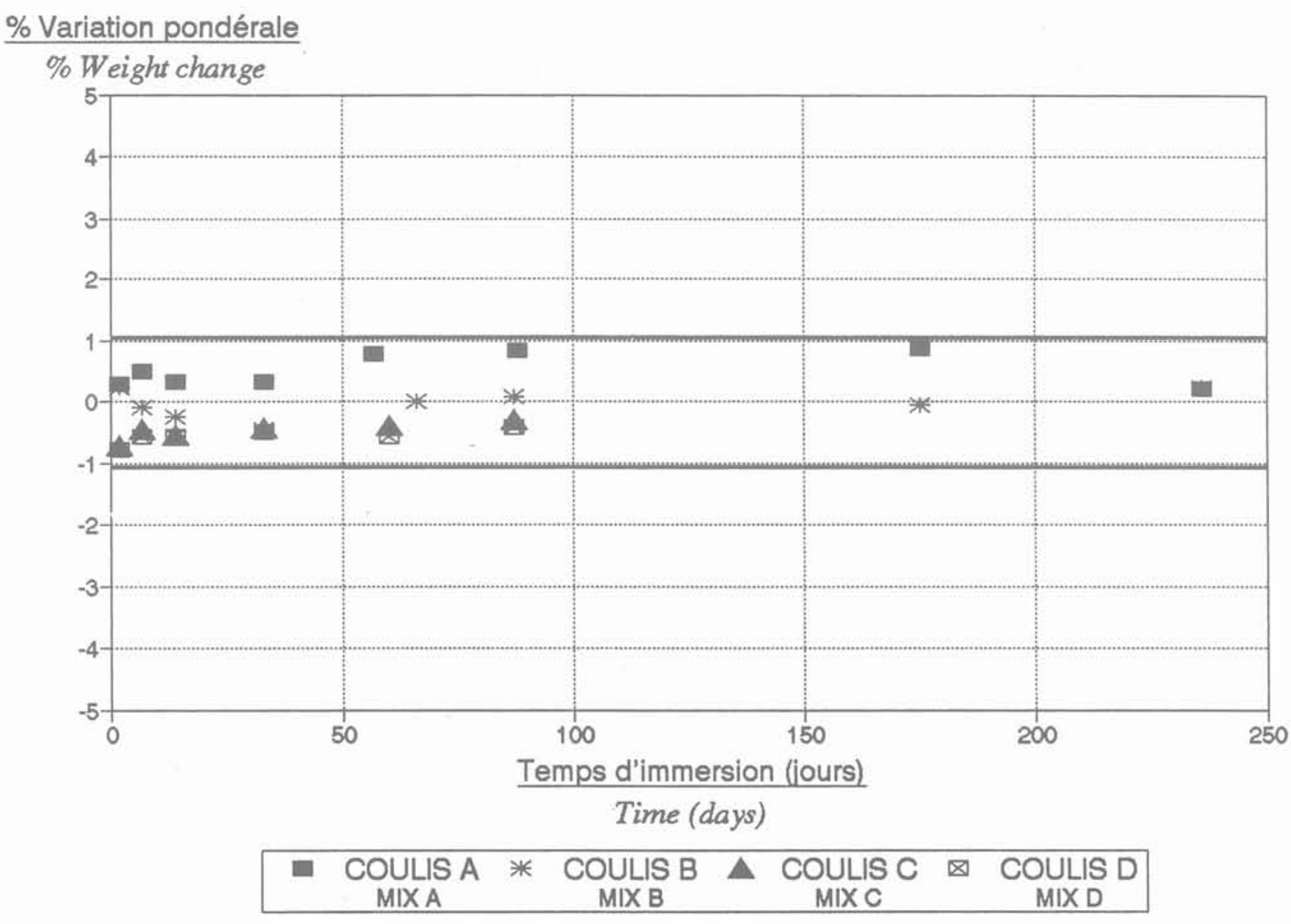


Fig. 13. — Test d'immersion/Eau. - *Fig. 13. — Immersion test/water.*

trie comprise entre 0,002 mm et 0,1 mm. Il est constitué de matériaux siliceux choisis pour leur résistance en milieu acide. Des granulats calcaires seraient, en effet, entièrement détruits.

Le dosage du matériau argileux tel que la bentonite est ajusté en fonction de la perméabilité requise.

Des essais de filtration permettent d'optimiser les dosages (fig. 14 et 15).

Une telle formulation, granulats + argiles + fines, permet d'obtenir un béton plastique de bonne étanchéité.

Pour déterminer de façon accélérée le comportement des bétons d'argile soumis à une percolation d'eau très acide, des essais de perméabilité sous gradient élevé (i = 25 ou 330) sont réalisés avec des eaux dont le pH est amené aux valeurs de 1 et 0 par addition d'acide sulfurique ou d'acide phosphorique. L'évolution du débit de percolation d'une solution à pH = 1 à travers un béton dont le matériau argileux est une bentonite sodique est illustrée (fig. 16).

On constate une augmentation rapide de la perméabilité après un délai qui correspond, pour les conditions d'essais, à la déstructuration de la bentonite par l'acide. Cette expérience permet de déterminer la quantité critique d'ions acides qui entraînent la dégradation du dosage étudié.

Une méthode originale a été mise au point qui permet de protéger les bétons d'étanchéité à base d'argile contre la dégradation qu'entraîne la percolation d'eaux très acides. Elle consiste à incorporer un silicate alcalin comme constituant additionnel de la composition des bétons.

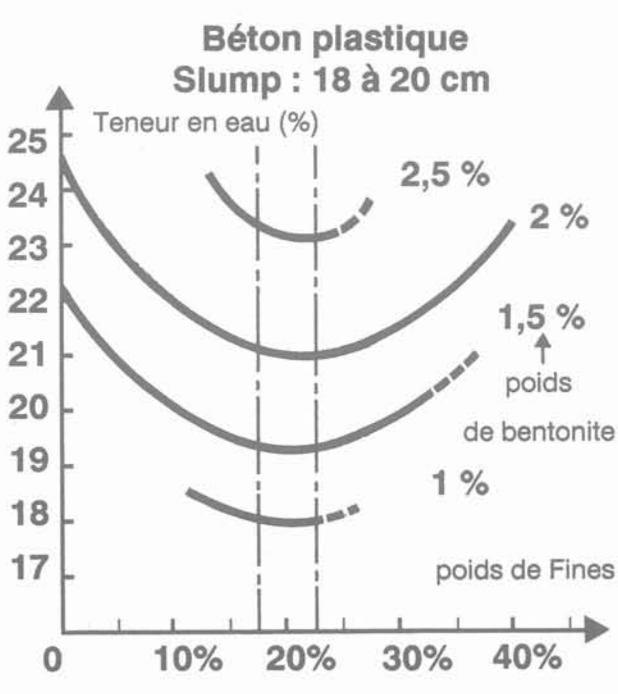


Fig. 14. — Teneur en eau du béton plastique en fonction du pourcentage de fines et de bentonite.
Fig. 14. — Water content of plastic concrete, vs percentage of fines and bentonite.

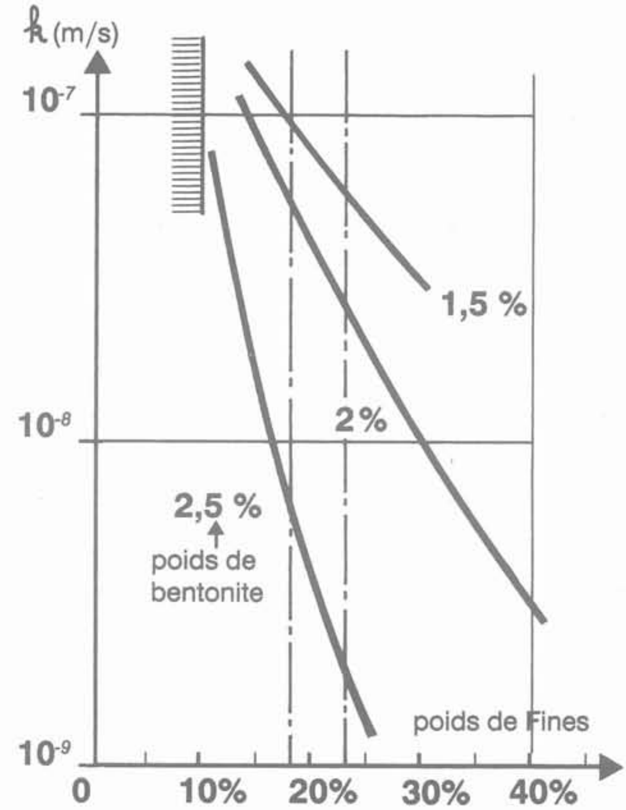


Fig. 15. — Perméabilité du béton plastique en fonction du pourcentage de fines et de bentonite.
Fig. 15. — Permeability of plastic concrete vs percentage of fines and bentonite.

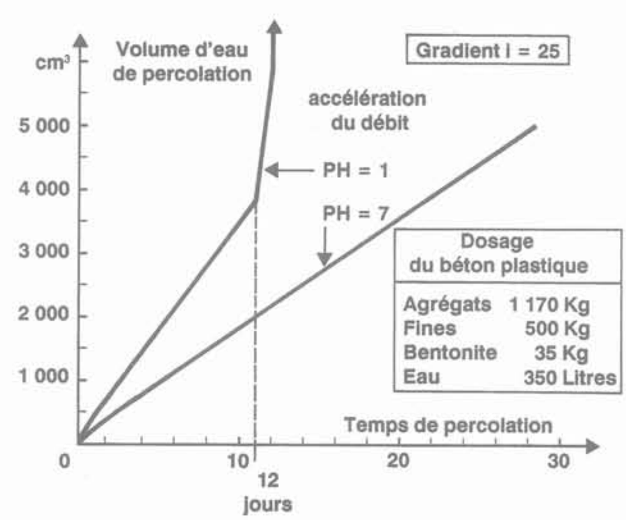
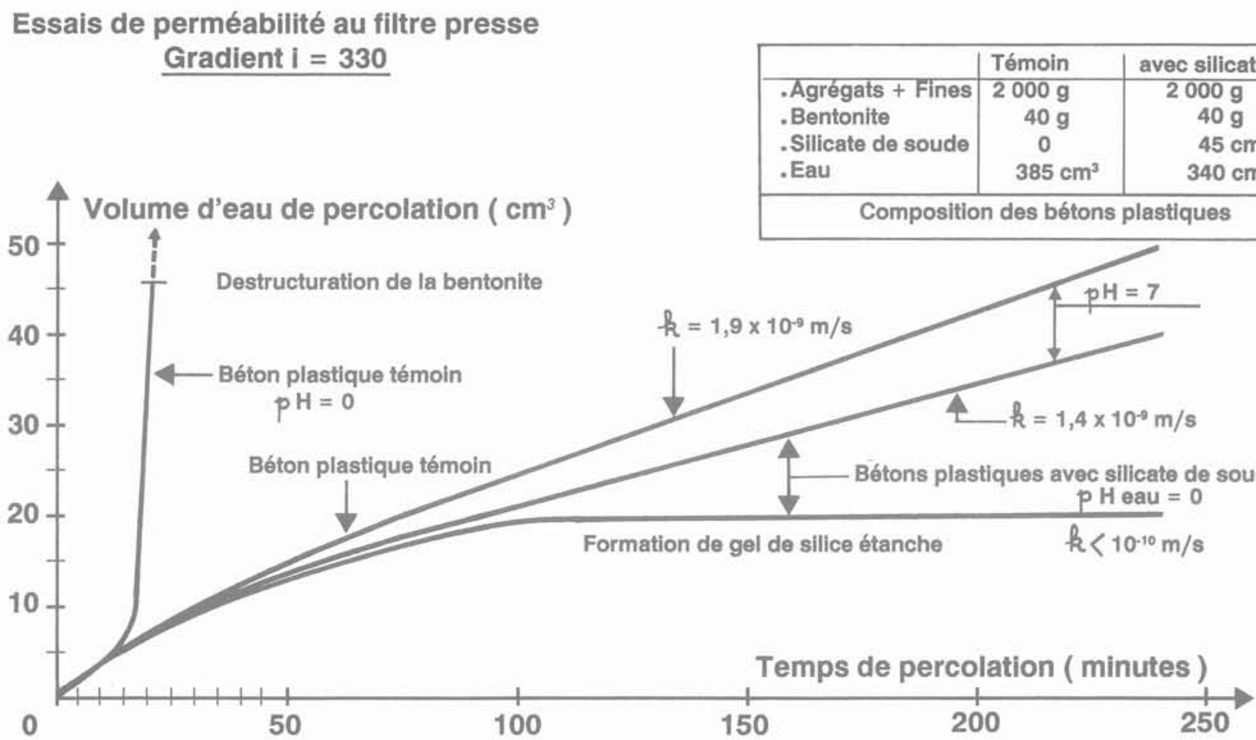


Fig. 16. — Essais de perméabilité à la cellule triaxiale. Effet de l'acidité de l'eau.
Fig. 16. — Triaxial cell permeability test. Effect of water acidity.

Quand un béton d'étanchéité pour paroi moulée, préparé avec incorporation d'un silicate alcalin, est soumis à une percolation d'eau acide, celle-ci, en pénétrant, provoque une neutralisation de la soude ou de la potasse qui entraîne une précipitation de silice amorphe dans les pores du béton. Cette silice est insoluble en milieu acide. Il en résulte une amélioration considérable et durable de l'étanchéité aux eaux acides. L'effet de la percolation de solutions très acides sur la perméabilité de bétons plastiques est illustré (fig. 17). Une solution de pH = 0 percolant à travers un



	Témoin	avec silicate
. Agrégats + Fines	2 000 g	2 000 g
. Bentonite	40 g	40 g
. Silicate de soude	0	45 cm³
. Eau	385 cm³	340 cm³
Composition des bétons plastiques		

Fig. 17. — Influence de l'acidité sur la perméabilité du béton plastique. Effet du silicate de soude.
Fig. 17. — Influence of acidity on the permeability of plastic concrete. Effect of sodium silicate.

béton préparé avec un silicate alcalin entraîne une amélioration de l'imperméabilité puisque la valeur atteint rapidement un niveau inférieur à 1.10^{-10} m/s.

5.3.2. Exemple d'application

Le complexe pétrochimique de Moron, situé en bord de mer à 225 km à l'est de Caracas présente une zone de dépôt de déchets industriels dont la caractéristique principale est une forte teneur en mercure.

Un confinement de ce dépôt a été terminé en janvier 1988 par la réalisation d'un écran d'étanchéité ceinturant la zone contaminée. L'écran rejoint un horizon profond étanche et isole le dépôt de mercure de l'aquifère supérieur qui est soumis à un gradient d'écoulement vers la mer.

Cet ouvrage schématisé (fig. 18) représente 8 000 m² d'écran réalisé avec une épaisseur de 0,60 m. Il a la particularité d'être localisé à l'aval d'une usine de fabrication d'acides. Des effluents chargés en acide phosphorique et acide sulfurique, caractérisés par un pH éventuellement inférieur à 2, peuvent venir au contact de la paroi. Celle-ci a été réalisée à l'aide d'un béton plastique d'étanchéité composé de granulats et de sable siliceux, de fines siliceuses qui permettent d'obtenir le squelette granulaire à répartition continue de la figure 19, de bentonite et de silicate.

Caractéristiques du béton :
Densité : 1,95
Kc initial : 2 à $7/10^{-10}$ m/s
Kc final : $< 1.10^{-10}$ m/s.

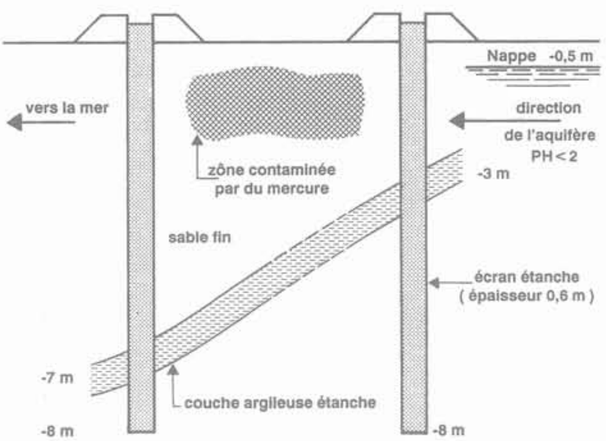


Fig. 18. — Confinement par un écran en béton plastique de la zone de terrain contaminé.
Fig. 18. — Containment of the contaminated area by plastic concrete wall.

6. PAROI AVEC INCORPORATION D'UNE MEMBRANE PLASTIQUE

6.1. Description

Une paroi verticale réalisée en béton plastique peut supporter certains mouvements de terrain sans risque de fissuration ou de rupture. En revanche, quand de grands mouvements de terrains sont à craindre, une telle paroi peut ne pas présenter une plasticité suffisante. Cette propriété, très importante dans les ouvrages hydrauliques classiques, devient primordiale quand il s'agit de confinement de déchets industriels.

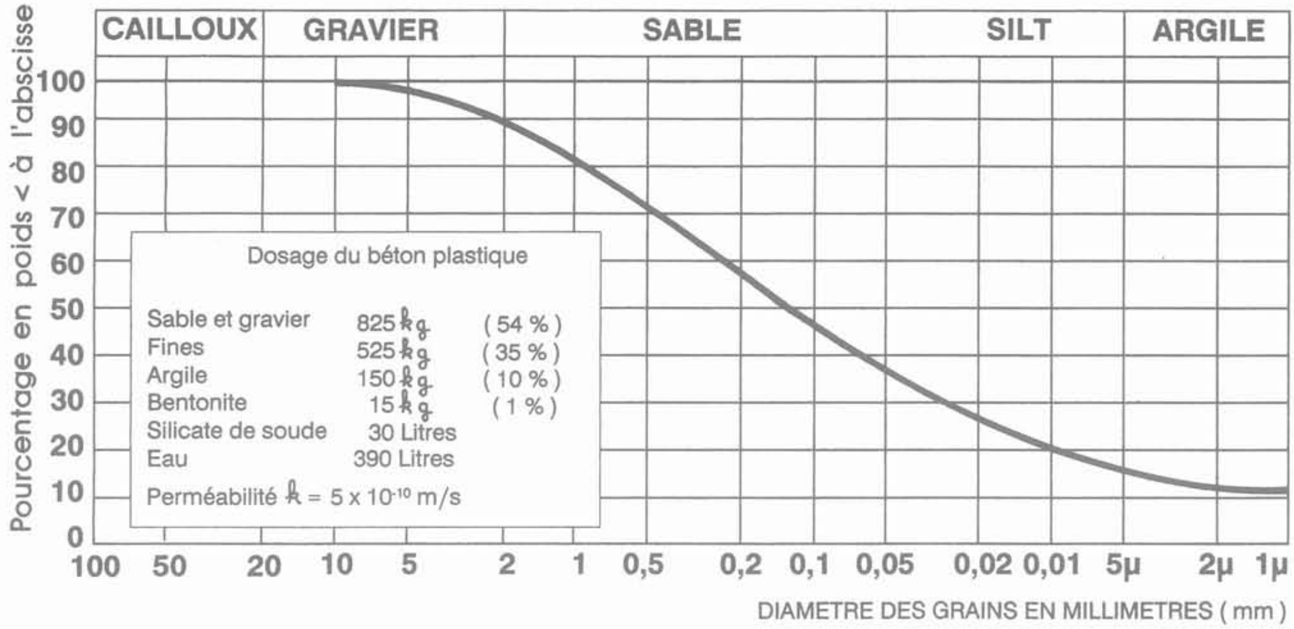


Fig. 19. — MORON - Analyse granulométrique du béton plastique.
Fig. 19. — MORON - Grain size distribution of plastic concret.

Une solution consiste à incorporer une feuille plastique au milieu d'une paroi au coulis. Une technique repose sur l'utilisation d'une membrane GEOLOCK. Sa mise en place est maîtrisée à des profondeurs allant jusqu'à 30 m.

GEOLOCK est un écran plastique constitué de palfeuilles en polyéthylène haute densité (PEHD) assemblées par un système de serrure qui forme un joint étanche prévenant toute fuite due à la perméabilité du sol contaminé.

Une propriété intéressante de cet assemblage est de rendre l'écran de palfeuille parfaitement étanche en introduisant un joint Néoprène expansif résistant aux produits chimiques, dans un logement pratiqué à l'intérieur de l'élément femelle.

La capacité de dilatation du joint dans l'eau permet d'atteindre un volume seize fois supérieur au volume initial.

Les membranes en PEHD sont reconnues pour leur inertie à l'égard d'une grande variété de produits chimiques.

L'imperméabilité au gaz de ce système a été démontrée pour des pressions allant jusqu'à 7 bar.

6.2. Exemples d'application

Une application illustre l'utilisation du système GEOLOCK dans le cadre de la protection de l'environnement sur le site de la centrale thermique de Castle Peak à Hong-Kong. Cette centrale utilise du charbon et génère des quantités importantes de cendres volantes qui sont stockées par voie humide dans des lagons aménagés en bordure de la Deep Bay. Cette baie réputée pour ses parcs à huîtres et des précautions particulières sont prises pour éviter toute pollution de l'eau de mer par les eaux d'essorage des cendres renfermant des métaux lourds.

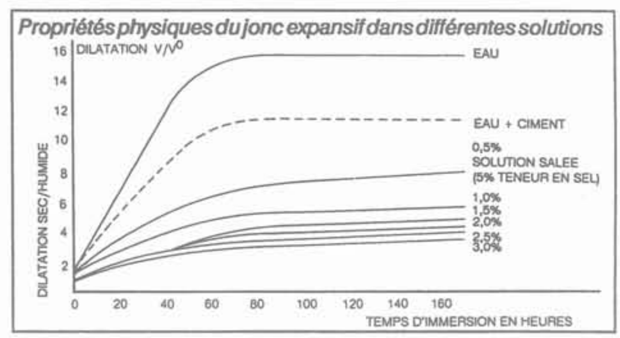


Fig. 21. — Expansion du joint hydrotite dans différentes solutions.
Fig. 21. — Expansion of hydrotite lock in some mineral solutions.

La protection comporte une digue étanchée par une paroi d'étanchéité au coulis de 1 000 ml de long, ancrée de 200 mm dans le rocher sous-jacent.

La membrane est mise en place au milieu de la paroi au coulis.

Un autre exemple concerne la protection d'une zone d'habitation contre la migration de gaz méthane provenant d'un dépôt de déchets.

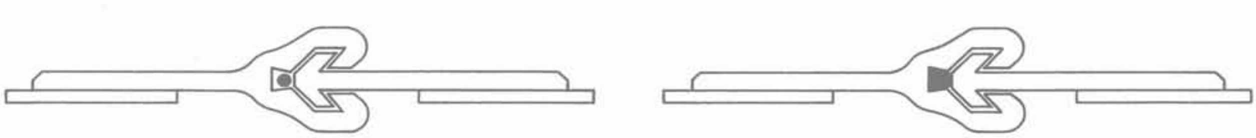


Fig. 20. — Système GEOLOCK - Jonc expansif avant et après dilatation.
Fig. 20. — GEOLOCK - Expansion profile before and after dilatation.

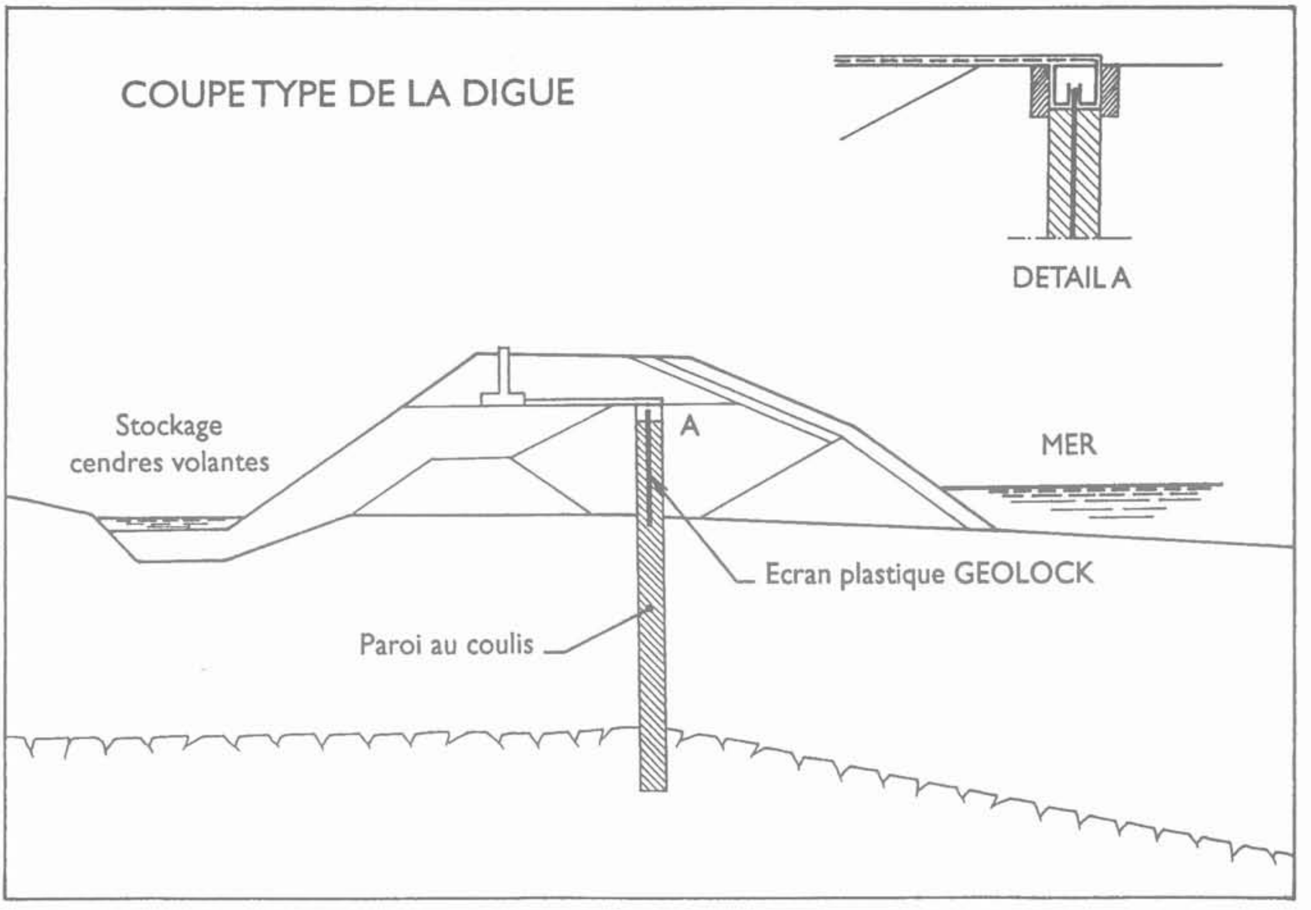


Fig. 22. — GEOLOCK - Castle Peak - Hong-Kong.
Fig. 22. — GEOLOCK - Castle Peak - Hong-Kong.

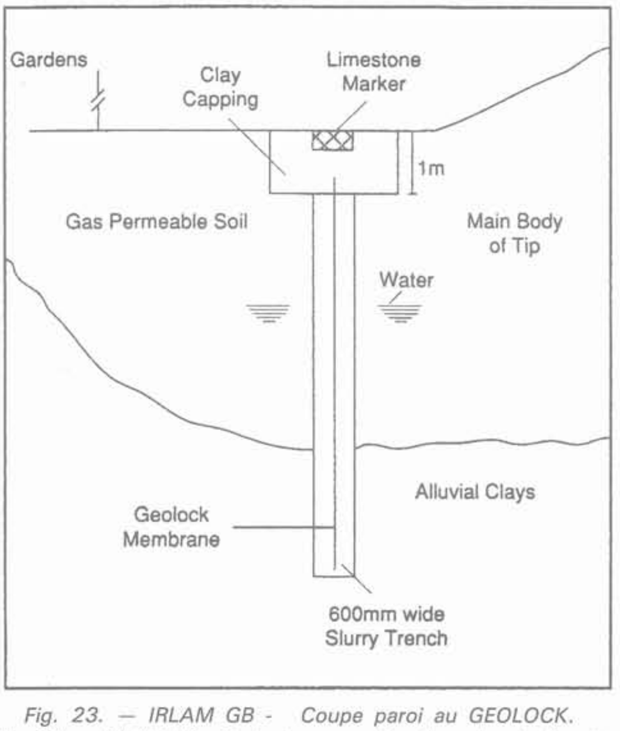


Fig. 23. — IRLAM GB - Coupe paroi au GEOLOCK.
Fig. 23. — IRLAM UK - Typical cross-section through cut-off wall.

7. CONCLUSION

Sur la base d'une expérience acquise dans des domaines traditionnels, des techniques et des matériaux répondant au souci de protection et sauvegarde de l'environnement ont été mis au point ces dernières années.

Ceci a impliqué une nouvelle approche au niveau de leur conception et de leur mise en œuvre.

La poursuite des recherches dans ce domaine est réalisée en intégrant l'évolution de systèmes de réglementation dans le but d'apporter de nouvelles solutions au problème de pollution de sols et d'aquifères.

BIBLIOGRAPHIE

GANDAIS M. (1985), *Coulis d'injection à haute pénétrabilité* : MICRON S et C3S. CFGB.

ASTM C267-82, *Standard test method for chemical resistance of mortars, grouts and monolithics surfacings.*

NF P18-011, *Bétons classification des environnements agressifs.*

BODOCSI et al. (1988), *Reactivity of various grouts to hazardous wastes and leachates.* EPA/600/2-88/021.

GANDAIS M. et ESNAULT A. (1990), *Ecrans d'étanchéité appliqués au confinement de déchets industriels*, Colloque « Géotechnique et Environnement », 4e Entretiens du Centre Jacques-Cartier, Grenoble.

Les mesures de déformation des structures hyperstatiques : le témoin sonore

Strain measurement on hyperstatic structures : the vibrating wire gauge

A. BOCHON
Ingénieur, Direction des Travaux EOLE, SNCF*

Rev. Franç. Géotech. n° 60, pp. 41-50 (juillet 1992)

Résumé

Les effets des variations de température sur une structure hyperstatique, en contrainte comme en déformation, peuvent être évalués grâce à son « taux de liberté », rapport de la déformation thermique in situ à la déformation thermique libre. Deux exemples illustrent cette notion.

Le témoin sonore, dont le principe de fonctionnement est expliqué, fournit la déformation réelle. La déformation non thermique peut ensuite être estimée en prenant en compte le taux de liberté mesuré. On aboutit enfin aux variations de contrainte, aussi bien thermiques que rhéologiques.

Cette méthode d'interprétation est appliquée aux mesures effectuées dans le tunnel SNCF de Villejust (ligne TGV Atlantique).

Abstract

Thermic variations effects on an hyperstatic structure, in stress and in strain alike, can be estimated by its '' rate of freedom '', ratio of in situ thermic strain to free thermic strain. Two examples explain this notion.

The vibrating wire gauge, which working principle is explained, provides the true strain. Then the non thermic strain can be estimated by taking into account the measured rate of freedom. Finally the stress variations, thermic and rheologic as well, can be reached.

This interpretation method is applied to the data obtained in Villejust tunnel (SNCF, high speed railway line TGV Atlantique).

* 40, rue d'Alsace, 75010 Paris.

INTRODUCTION

Tout au long de sa vie, un ouvrage de génie civil conçu comme une structure hyperstatique subit un certain nombre de transformations : des variations de forme et des évolutions de ses contraintes internes. Ces modifications mécaniques représentent une part du phénomène de lente dégradation de l'ouvrage, sans que l'on sache distinguer le facteur le plus nocif entre l'évolution des déformations et la variation des contraintes.

L'instrumentation habituellement mise en place sur les ouvrages d'art permet, grâce à la méthode proposée ici, de connaître à tout moment les déformations et les variations de contraintes en dissociant clairement les effets thermiques des effets rhéologiques.

1. COMPLÉMENTARITÉ CALCUL-MESURES

La conception d'un ouvrage donne lieu à des calculs qui permettent de fixer sa forme, ses dimensions et d'évaluer le niveau des sollicitations qu'il aura à subir. Si les actions que doivent être capables de supporter les ouvrages en superstructure sont, dans la plupart des cas, connues et définies par des textes réglementaires, il n'en est pas de même pour les ouvrages souterrains dont le chargement est constitué par le terrain encaissant dont l'action est variable à la fois dans l'espace et dans le temps.

Pendant et après la construction de l'ouvrage, son auscultation permet de s'assurer que le mode de travail de la structure, la répartition des déformations et des contraintes, les niveaux de sollicitation sont conformes aux prévisions.

Dans le domaine des ouvrages souterrains plus que dans tout autre, les mesures de déformation et de contrainte sont le moyen de valider les hypothèses et les résultats des calculs, c'est-à-dire de s'assurer que le complexe terrain-ouvrage se comporte comme prévu, et que tous les phénomènes naturels pouvant avoir une influence sur la tenue de la structure ont bien été pris en compte.

2. HYPERSTATICITÉ, EFFET THERMIQUE ET TAUX DE LIBERTÉ

Les principales causes de déformation d'un ouvrage sont au nombre de trois ;

— le chargement, avec ses effets immédiat et différé ;

— les variations thermiques, entraînant contractions et dilatations ;

— les variations hygrométriques, qui provoquent le retrait ou le gonflement du béton.

Dans les structures isostatiques, les contraintes résultent du chargement et, dans une moindre mesure, des phénomènes hydriques qui peuvent induire des hétérogénéités superficielles ou localisées.

Dans les structures hyperstatiques, du fait de la surabondance des liaisons au niveau des appuis, tout facteur de déformation agit également sur le champ de contraintes, mais seuls les effets immédiats du chargement relèvent de la théorie de l'élasticité.

Par exemple, un buton calé à ses deux extrémités contre les parois d'une fouille et exposé aux rayons du soleil, ne se dilate que pour autant que le massif de sol soutenu accepte cette dilatation. Si, comme c'est généralement le cas à court terme, le sol se comporte comme un matériau quasiment élastique, le buton, en se dilatant, comprime le sol à ses deux extrémités et provoque une augmentation des réactions d'appui horizontales, équilibrée par une augmentation proportionnelle de la contrainte de compression du buton.

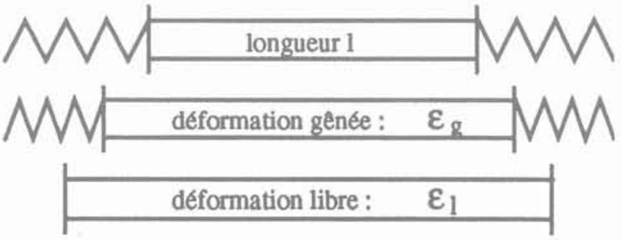


Fig. 1. — Déformations thermiques gênée et libre.
Fig. 1. — Restrained and free thermic strains.

La déformation gênée mesurée est une fraction de la déformation que provoquerait le même écart de température sur la structure en déformation libre.

Le rapport de la déformation thermique gênée à la déformation thermique libre dans la direction envisagée sera appelé *taux de liberté de la structure :*

$$\boxed{n = \frac{\epsilon_g}{\epsilon_l}}$$

La valeur de n est comprise entre 0 pour une structure à déformation empêchée et 1 pour une structure à déformation libre (structure isostatique).

La déformation thermique gênée due à un écart de température Θ s'écrit donc :

$$\epsilon_g = n \, \beta \, \Theta$$

β : coefficient de dilatation thermique du matériau constitutif de la structure.

La variation de contrainte concomitante est proportionnelle à la différence entre la déformation thermique réelle ϵ_g et la déformation thermique libre ϵ_l :

$$\sigma = E \, (\epsilon_g - \epsilon_l) \qquad (1)$$

d'où :

$$\sigma = E \, (n - 1) \, \beta \, \Theta$$

Toute variation de température se traduit donc pour une structure hyperstatique par une déformation de même signe accompagnée d'une variation de contrainte de signe opposé :

$$\epsilon = n \, \beta \, \Theta \qquad \sigma = E \, (n - 1) \, \beta \, \Theta \qquad (2)$$

Variation de contrainte et déformation sont donc liées par une *loi de comportement des structures hyperstatiques linéaires soumises à des variations thermiques :*

$$\boxed{\sigma_t = E\left(1 - \frac{1}{n}\right)\epsilon_t} \quad (3)$$

Cette loi est applicable tant que n appartient au domaine semi-ouvert]0, 1]. Lorsque n est nul (structure bloquée), la variation de contrainte nous est fournie par la formule (2) :

$$\text{si } n = 0 \qquad \epsilon = 0 \qquad \sigma = -E\beta\Theta$$

Le taux de liberté n représente donc la sensibilité de la structure aux variations thermiques, sachant qu'un taux de liberté élevé signifie que la structure réagit essentiellement en se déformant, et qu'inversement un taux de liberté faible suppose que les écarts de température se manifestent surtout par des variations de contraintes.

Pour illustrer les notions présentées ci-dessus, nous choisirons tout d'abord un exemple simple mais peu réaliste, celui d'un buton qui travaillerait seul, sans l'intermédiaire d'écrans de soutènement. Nous étudierons ensuite un cas réel, celui d'un revêtement de galerie souterraine.

Premier exemple : calcul du taux de liberté d'un buton.

Il s'agit de comparer le déplacement δl de chaque extrémité du buton avec la variation de sa contrainte interne. Nous pouvons résoudre ce problème linéaire par la formule de Boussinesq donnant l'enfoncement δl dans le sol d'une plaque circulaire en fonction de la force appliquée P :

$$\delta l = \frac{P}{D}\,\frac{1-\nu_s^2}{E_s}$$

E_s et ν_s caractérisant le sol, D étant le diamètre de la plaque.

D'où l'expression de la contrainte interne du buton :

$$\sigma = -\delta l\,\frac{D}{S}\,\frac{E_S}{1-\nu_s^2}$$

Le signe − est justifié par le fait qu'une variation de température induit une déformation de même signe et une variation de contrainte de signe opposé (voir formule 2).

Par comparaison avec la loi de comportement (3) en posant $\epsilon = 2\,\delta l/l$ on obtient l'expression du taux de liberté du buton :

$$\frac{1}{n} = 1 + \frac{l\,D}{2\,E\,S}\,\frac{E_s}{1-\nu_s^2}$$

Soit un buton constitué d'un profilé HEB 300 de 149 cm^2 de section, de 10 m de longueur, appuyé au sol par des platines de 0,50 m ou 1 m de diamètre. Avec $\nu_s = 0{,}3$ nous obtenons pour n les valeurs suivantes :

E_s (MPa) =	100	500	1 000	2 500
D = 0,50 m	0,92	0,69	0,53	0,31
D = 1 m	0,85	0,53	0,36	0,19

Deuxième exemple : calcul du taux de liberté du revêtement d'une galerie circulaire en milieu élastique isotrope.

Les effets d'une variation de tempétature sur le revêtement d'une galerie sont de deux ordres.

déformation : $\dfrac{u}{R} = n\beta\Theta$

variation de contrainte : $\sigma_b = E_b(n-1)\beta\Theta$

L'équation d'équilibre du complexe terrain-revêtement lie la contrainte tangentielle interne du revêtement à la pression d'extrados :

$$\sigma_b = p\,\frac{R}{e}$$

Si nous prenons pour hypothèse que la température n'agit pas sur le sol, son comportement peut être décrit par les lois de l'élasticité :

$$\frac{u}{R} = -p\,\frac{1+\nu_s}{E_s}$$

u est la variation du rayon R, u/R est donc de signe opposé à p (un accroisssement de rayon provoque une compression à l'extrados).

On peut extraire la pression p d'une part des deux équations donnant u/R :

$$p = -n\beta\Theta\,\frac{E_s}{1+\nu_s}$$

d'autre part des deux équations donnant la contrainte dans le revêtement :

$$p = \frac{e}{R}\,E_b(n-1)\beta\Theta$$

Ces deux équations nous permettent d'obtenir l'expression du *taux de liberté d'un revêtement de galerie :*

$$\boxed{\frac{1}{n} = 1 + \frac{R}{e\,E_b}\,\frac{E_s}{1+\nu_s}}$$

L'abaque de la page suivante donne la valeur du taux de liberté d'une galerie revêtue en fonction des modules du terrain (en abscisse) et du revêtement (en ordonnée). L'épaisseur du revêtement est égale au dixième du rayon de la galerie, le coefficient de Poisson du sol est égal à 0,3.

Remarque : il existe en matière de variation de température des cas plus complexes, comme les structures soumises à un gradient thermique, par exemple les poutres sur appuis multiples qui présentent deux taux de liberté différents : l'un proche de l'unité vis-à-vis des variations de température globales et l'autre, beaucoup

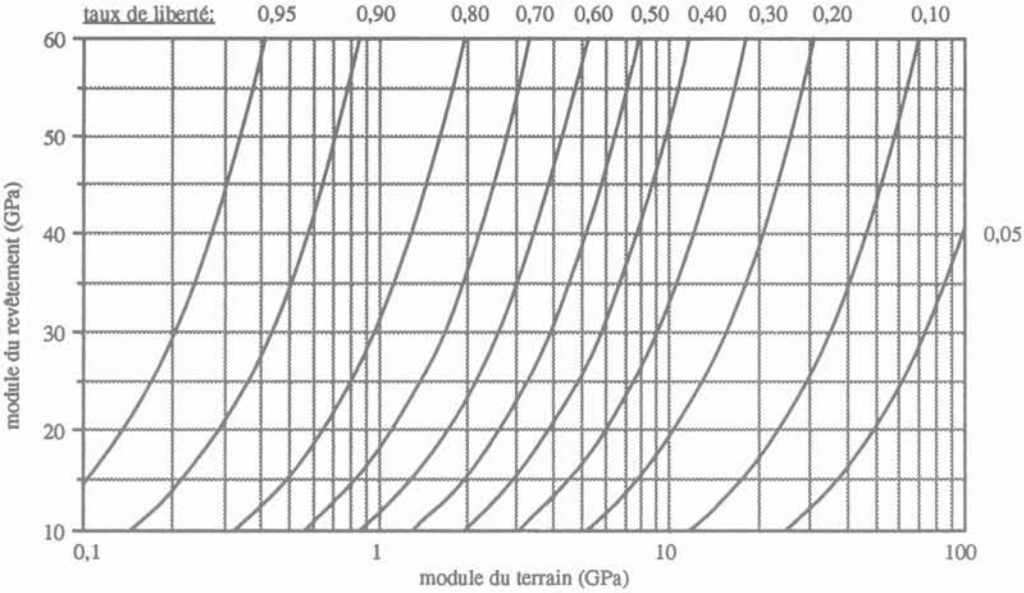


Fig. 2. — Valeur du taux de liberté en fonction des modules du revêtement et du terrain.
Fig. 2. — Rate of freedom value versus the lining and soil Young modulus.

plus faible, vis-à-vis de ce gradient thermique. Ce dernier se manifeste par un moment fléchissant :

$$M = E\ I\ (\mathrm{ngr} - 1)\ \frac{\beta\ \Theta\mathrm{gr}}{h}$$

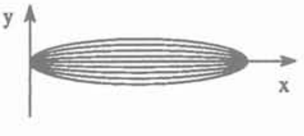
3. LE TÉMOIN SONORE

3.1. Description

Dans le domaine du génie civil, l'appareil le plus utilisé pour mesurer les déformations et en déduire des contraintes, en particulier à long terme, est le témoin sonore à corde vibrante. Cet appareil est constitué d'un fil d'acier tendu entre deux bases solidaires de la pièce auscultée : l'appareil peut être noyé dans le béton ou fixé sur un profilé métallique ou sur tout autre support. A côté du fil d'acier est disposé un électro-aimant chargé de le faire entrer en vibration.

La conception de ce capteur est telle que sa présence n'a pas d'influence sensible sur le phénomène mesuré (il ne constitue pas une inclusion rigide).

La vibration d'une corde flexible tendue entre deux bases fixes est décrite par l'équation de mouvement :



$$\frac{\delta^2 y}{\delta t^2} = \frac{\sigma_c}{\rho}\ \frac{\delta^2 y}{\delta x^2}$$

ρ et σ_c respectivement masse volumique et contrainte interne de la corde.

Cette équation admet pour solution :

$$y = [A \sin\left(\frac{\omega}{a}\ x\right) + B \cos\left(\frac{\omega}{a}\ x\right)] \sin(\omega t + \Phi)$$

avec :

$$a^2 = \frac{\sigma_c}{\rho}$$

La fréquence de vibration d'une corde de longueur l à extrémités fixes (y = 0 pour x = 0 et x = l) est donnée par l'expression :

$$f = \frac{\omega}{2\ \pi} = \frac{1}{2\ l} \sqrt{\frac{\sigma_c}{\rho}} \qquad (4)$$

Le principe de la mesure du témoin sonore consiste à exciter le fil et à mesurer sa fréquence de vibration qui est donc fonction des trois paramètres l, σ_c et ρ.

On peut exprimer le carré de la fréquence en fonction de l, S et σ_c :

$$f^2 = \frac{1}{4\ m}\ \frac{S\ \sigma_c}{l}$$

avec m la masse de la corde (valeur constante) : m = ρ S l et S section transversale de la corde.

Si l_o et S_o sont la longueur et la section de la corde au repos, dl et dS étant les déformations provoquées par la mise en tension initiale à la contrainte σ_c, on peut écrire :

$$f^2 = \frac{1}{4\ m}\ [(S_o + dS)\ \frac{\sigma_c}{l_o + dl}]$$

Les variations de longueur et de température agissant d'une part sur σ_c, d'autre part sur dl et dS, l et S apparaissent comme des paramètres de deuxième ordre par rapport à σ_c. Nous pouvons donc négliger leurs variations et considérer σ_c comme seul paramètre agissant sur la fréquence.

La formule (4) permet d'exprimer la contrainte interne de la corde :

$$\sigma_c = 4\ l^2\ \rho\ f^2$$

et par suite de la remarque ci-dessus :

$$\sigma_c = 4 \rho l^2 (f^2 - f_o^2)$$

D'où, en posant :

$$k = \frac{4 \rho l^2}{E_c}$$

$$\sigma_c = E_c k (f^2 - f_o^2) \quad (5)$$

Le facteur k est dénommé « coefficient extensométrique », c'est une caractéristique fournie par le fabricant pour chaque type de corde vibrante.

L'indication de la température étant une donnée importante pour l'interprétation, on mesure également sur les témoins sonores l'évolution de la température à l'endroit du capteur par la variation de la résistance de la bobine.

3.2. Déformation réelle et déformation non thermique

Une corde vibrante est hyperstatique par rapport à son support car leurs déformations sont égales par principe, mais leur sensibilité thermique généralement différente (la sensibilité thermique du support étant représentée par le produit $n\beta$ défini au paragraphe 2). La déformation gênée de la corde est donc égale à la somme des déformations non thermique et thermique du support :

$$\epsilon_g = \epsilon_{to} + n \beta \Theta$$

La déformation libre de la corde serait uniquement due à la température :

$$\epsilon_l = \alpha \Theta$$

α : coefficient de dilatation thermique de l'acier de la corde.

D'où, en appliquant la formule (1), la contrainte interne de la corde :

$$\sigma_c = E_c (\epsilon_{to} + (n \beta - \alpha) \Theta) \quad (6)$$

Les formules (5) et (6) permettent maintenant d'exprimer les déformations en fonction des variations de fréquence :

$$\epsilon_{to} + (n \beta - \alpha) \Theta = k (f^2 - f_o^2) \quad (7)$$

Cette expression permet de calculer d'une part la déformation :

$$\epsilon = \epsilon_{to} + n \beta \Theta$$

qui est donc *la déformation réelle :*

$$\boxed{\epsilon = k (f^2 - f_o^2) + \alpha \Theta} \quad (8)$$

et d'autre part *la déformation à température constante :*

$$\boxed{\epsilon_{to} = k (f^2 - f_o^2) + (\alpha - n \beta) \Theta} \quad (9)$$

Si les conditions de mesure sont telles qu'il est permis de supposer les déformations non thermiques nulles ($\epsilon_{to} = 0$), on peut calculer le terme $n\beta$ à partir de l'expression (9), les autres termes étant soit mesurés (f, f_o, Θ) soit caractéristiques de la corde (k, α) :

$$n \beta = \frac{k (f^2 - f_o^2)}{\Theta} + \alpha$$

On peut ensuite introduire cette valeur dans l'expression (9) pour calculer les déformations non thermiques.

Remarque sur la notion d'auto-compensation

Le principe de l'auto-compensation du témoin sonore veut que la fréquence de vibration de la corde ne soit pas affectée par les variations de température. Pour cela, le corps de l'appareil est constitué d'un tube en acier, dont le coefficient de dilatation thermique est le même que celui de la corde.

Dans le cas où le témoin sonore est laissé sans support ou si il est fixé sur un support isostatique en acier, on a $n = 1$ et $\beta = \alpha$ et la formule (6) montre que la contrainte thermique de la corde est nulle. La température n'agit donc pas sur la fréquence de vibration.

Si maintenant le témoin sonore est fixé sur un support tel que β soit différent de α ou n différent de 1, alors la température influe sur la contrainte interne de la corde et, par conséquent, sur sa fréquence de vibration.

Il apparaît ainsi que dans la plupart des configurations réelles, à savoir structures isostatiques non métalliques et structures hyperstatiques, l'auto-compensation n'existe pas.

3.3. Aspect pratique

• *Le coefficient $n\beta$,* représentant la déformabilité thermique de la structure, peut être évalué en procédant à une série de mesures pendant une période suffisamment brève pour que les déformations non thermiques soient négligeables ($\epsilon_{to} \approx 0$) ; $n\beta$ est alors la pente de la droite représentant la fonction $\epsilon = f(\Theta)$.

Il est important que ce coefficient soit mesuré sur chaque témoin sonore car les conditions d'appui, donc le taux de liberté n, dépendent de la direction de la déformation mesurée et dans certains cas de sa localisation dans la structure.

• *La déformation non thermique* ϵ_{to} se décompose généralement en trois termes :

— ϵ_e déformation élastique instantanée sous contrainte,

et deux termes non élastiques :

— ϵ_f représentant le fluage du matériau, qui n'induit pas de contraintes ;

— ϵ_h représentant les phénomènes hydriques des matériaux poreux comme le gonflement et le retrait du béton.

$$\epsilon_{to} = \epsilon_e + \epsilon_f + \epsilon_h \quad (10)$$

Remarque : la valeur ϵ_{to} représente la déformation non thermique de la structure, mais cette déformation peut tout de même avoir une origine thermique, ce serait par exemple le cas du revêtement d'une galerie souterraine soumise à des variations de température importantes (stockage de gaz liquéfié) et par conséquent aux variations de volume d'une couronne de terrain encaissant. Les valeurs de ϵ_{to} mesurées sur le revêtement traduiraient alors l'effet mécanique sur celui-ci des déformations thermiques du terrain.

- *La déformation de fluage* ϵ_f peut être évaluée par le calcul ou mesurée grâce à des essais spécifiques (chargements d'éprouvettes sur bâtis de fluage).
- *Les déformations hydriques* ϵ_h peuvent être évaluées par calcul ou, ce qui est nettement préférable, mesurées à l'aide de blocs témoins isolés en contraintes et intégrés à la structure pour être soumis aux mêmes conditions hygrométriques.
- *Le coefficient de dilatation thermique* β du matériau peut être mesuré sur ces mêmes blocs témoins, leur taux de liberté n étant égal à 1 du fait qu'ils sont isolés en contraintes du reste de la structure.
- *Le taux de liberté* n peut être calculé comme le rapport du terme $n\beta$ mesuré sur la structure au coefficient β mesuré sur les blocs témoins.

Dès lors que l'on dispose de valeurs pour les termes ϵ_f et ϵ_h, il devient possible de calculer la déformation élastique sous contrainte ϵ_e, en notant tout de même qu'elle peut représenter l'effet d'un état de contraintes bi ou tridimensionnel, auquel cas il est intéressant de disposer de mesures de déformation dans deux ou dans les trois directions principales.

Les influences respectives des déformations cyclique et acyclique peuvent également être approchées grâce à la « méthode saisonnière globale » développée par EDF pour l'auscultation des grands barrages.

3.4. Evaluation des contraintes

Pour simplifier l'exposé, nous ferons l'hypothèse d'un champ de contraintes uniaxial.

Nous avons vu plus haut que dans une structure hyperstatique les contraintes ont deux origines.

Tout d'abord le chargement, qui induit un champ de contraintes dont nous mesurons l'effet en déformation. L'interprétation demande donc de connaître le module d'Young et le coefficient de Poisson du matériau. Ces caractéristiques peuvent être connues (structures métalliques), mais dans le cas du béton il est nécessaire de mesurer au moins le module d'Young soit par des essais sur éprouvettes, soit sur la structure elle-même par mesure des déformations sous un chargement connu et de courte durée (épreuves d'ouvrage de franchissement, poussée de tunnelier sur un revêtement de galerie...). L'expression de la déformation élastique sous contrainte ϵ_e est déduite de la formule (10) :

$$\epsilon_e = \epsilon_{to} - \epsilon_f - \epsilon_h$$

En multipliant cette déformation par le module d'élasticité instantané du matériau, la déformation de fluage étant déjà prise en compte (ϵ_f) et en remplaçant ϵ_{to} par sa valeur (formule 9), on obtient l'expression de *la contrainte correspondant à la déformation élastique :*

$$\boxed{\sigma_e = E_i\,[k(f^2 - f_o^2) + (\alpha - n\,\beta)\,\Theta - \epsilon_f - \epsilon_h]}$$

Le second facteur de variation des contraintes est l'évolution des températures (cf. paragraphe 2). La formule (2) nous donne *la contrainte thermique :*

$$\boxed{\sigma_\Theta = E_i\,(n - 1)\,\beta\,\Theta}$$

En sommant ces deux termes, on obtient l'expression de *la contrainte totale* :

$$\boxed{\sigma = E_i\,[k\,(f^2 - fo^2) + (\alpha - \beta)\,\Theta - \epsilon_f - \epsilon_h]} \tag{11}$$

Remarque : l'interprétation la plus courante des résultats de témoins sonores consiste à utiliser une méthode basées sur les formules :

$$\epsilon' = k\,(f^2 - f_o^2) + (\alpha - \beta)\,\Theta$$

$$\sigma' = E\,(\epsilon' - \epsilon_f - \epsilon_h)$$

sensées fournir déformation et contrainte non thermiques.

Cette méthode présente une série d'inconvénients :

— elle est basée sur l'hypothèse implicite d'isostaticité de la structure et utilise les lois de l'élasticité, les résultats sont donc faux si cette hypothèse n'est pas vérifiée ;

— elle occulte complètement la déformation réelle et la notion de taux de liberté ;

— il est généralement admis que σ' est la contrainte non thermique alors qu'il s'agit de la contrainte totale (voir formule 11).

Cette méthode d'interprétation ne permet donc, dans le cas d'une structure hyperstatique, qu'une description partielle du comportement de l'ouvrage, l'aspect thermique lui échappant complètement. Même en cas d'isostaticité elle ne permet qu'une correction thermique approchée car la valeur de β est fixée a priori ou, dans le meilleur des cas, mesurée sur éprouvettes.

On peut illustrer les lacunes de la méthode simplifiée par l'interprétation des résultats de mesures suivants :

$$k\,(f^2 - fo^2) = +9 \qquad \Theta = -6\ °C$$

En tenant compte d'un coefficient de dilatation thermique du béton égal à 10 μm/m/°C, valeur souvent adoptée a priori, la méthode simplifiée estime la déformation et la contrainte à :

$$\epsilon' = \sigma' = 0$$

les résultats sont en fait les suivants :

— déformation totale : $\epsilon = -60$ μm/m

— déformation non thermique : $\epsilon_{to} = -15\mu$m/m

— contrainte (si E = 20 000 MPa) : $\sigma = -0{,}3$ MPa.

3.5. Précision des résultats

Le témoin sonore, comme tout appareil de mesures, ne fournit des résultats précis et fiables que sous certaines conditions qui concernent essentiellement le respect de la procédure de mise en œuvre préconisée par le fabricant. Il convient ensuite de s'assurer que le capteur, une fois en place dans la structure, fournira bien la mesure attendue, ce qui suppose le respect de l'implantation et de l'orientation prévues.

Il importe de noter que la grandeur mesurée par ce type de capteur est une fréquence de vibration, fonction de deux variables, la déformation et la température du support, ayant des influences comparables sur le résultat de la mesure.

Si l'interprétation de ces résultats en termes de déformation ne fait appel qu'aux grandeurs mesurées, il n'en est pas de même pour la recherche des contraintes qui intègre, comme nous l'avons vu plus haut, des caractéristiques issues de calculs théoriques ou d'essais de laboratoire (fluage, phénomènes hydriques, module d'Young, coefficient de Poisson). L'évaluation des erreurs proposée ici porte uniquement sur les résultats en déformation, la précision des valeurs des caractéristiques physiques du matériau étant fonction de leur mode d'évaluation.

Nous prendrons en compte les précisions suivantes :

— $d\,[k(f^2 - f_o^2)] = 0{,}002$ de l'étendue de mesure, soit en moyenne 4 μm/m pour une étendue de mesure de 2 000 μm/m ;

— $d\Theta = 0{,}5$ °C ;

— $\alpha = 11{,}5$ μm/m/°C, $d\alpha/\alpha = 1$ %.

Soient les deux relevés de mesure suivants :

$$1 - k\,(f^2 - f_o^2) = -104 \qquad \Theta = 10\ °C$$
$$2 - k\,(f^2 - f_o^2) = -139 \qquad \Theta = 4\ °C$$

Calculons l'erreur sur la déformation réelle ϵ,

— valeur de la déformation :

$$\epsilon = k\,(f^2 - f_o^2) + \alpha\,\Theta$$

— erreur sur la déformation :

$$d\epsilon = d\,[k\,(f^2 - fo^2)] + \alpha\,\Theta\,\left(\frac{d\alpha}{\alpha} + \frac{d\Theta}{\Theta}\right)$$

$$\epsilon_1 = 11\ \mu m/m \pm 11\ \mu m/m$$
$$\epsilon_2 = -93\ \mu m/m \pm 10\ \mu m/m$$

Supposons que le coefficient de dilatation thermique $n\beta$ soit évalué à 9,5 ± 1 μm/m/°C par une série de mesures spécifiques.

Calculons maintenant l'erreur sur la déformation à température constante ϵ_{to},

— valeur de la déformation :

$$\epsilon_{to} = \epsilon - n\,\beta\,\Theta$$

— erreur sur la déformation :

$$d\,\epsilon_{to} = d\epsilon + (n\beta\ \Theta)\,\left(\frac{dn\beta}{n\beta} + \frac{d\Theta}{\Theta}\right)$$

$$\epsilon_{to1} = -\ 84\ \mu m/m \pm 26\ \mu m/m$$
$$\epsilon_{to2} = -\ 131\ \mu m/m \pm 19\ \mu m/m$$

L'erreur sur la déformation réelle est de l'ordre de la dizaine de microns, mais l'erreur sur la déformation à température constante est 2,5 fois plus importante ; celle-ci induit donc lors de l'interprétation en contrainte une erreur égale à 0,5 MPa en supposant un module de 20 000 MPa.

Remarques

• L'erreur la plus importante est due à la mesure de température, la précision des résultats pourrait être améliorée par la mise en place de sondes thermiques permettant une mesure à 0,1 °C près. Les valeurs ci-dessus se présenteraient alors de la manière suivante :

$$\epsilon_1 = 11\ \mu m/m \pm 6\ \mu m/m$$
$$\epsilon_{to1} = -\ 84\ \mu m/m \pm 17\ \mu m$$
$$\epsilon_2 = -\ 93\ \mu m/m \pm 6\ \mu m/m$$
$$\epsilon_{to2} = -\ 131\ \mu m/m \pm 11\ \mu m/m$$

L'erreur sur les déformations serait dans ces conditions deux fois plus faible.

• La bonne connaissance du comportement d'un ouvrage nécessite la mise en place de sections de mesures équipées chacune d'un certain nombre de témoins sonores. Or la précision est améliorée par le nombre de mesures de la même grandeur : en matière de mesures de déformation, la redondance sert la précision. Par exemple, s'il est possible d'appliquer à chacune des sections de mesure d'une poutre l'hypothèse de NAVIER-BERNOUILLI sur les sections planes, on peut réduire l'erreur sur les mesures de déformation réelle en rapportant les résultats à un plan de déformation moyen.

4. EXEMPLE DE CALCUL DE DÉFORMATIONS ET D'ÉVALUATION DE CONTRAINTES : LES TUNNELS DE VILLEJUST

L'ouvrage de Villejust, situé sur la ligne TGV Atlantique, est constitué de deux tunnels parallèles de 4 800 m de longueur et de 8,24 m de diamètre intérieur, creusés au tunnelier à boue bentonitique et revêtus d'anneaux de voussoirs préfabriqués de 40 cm

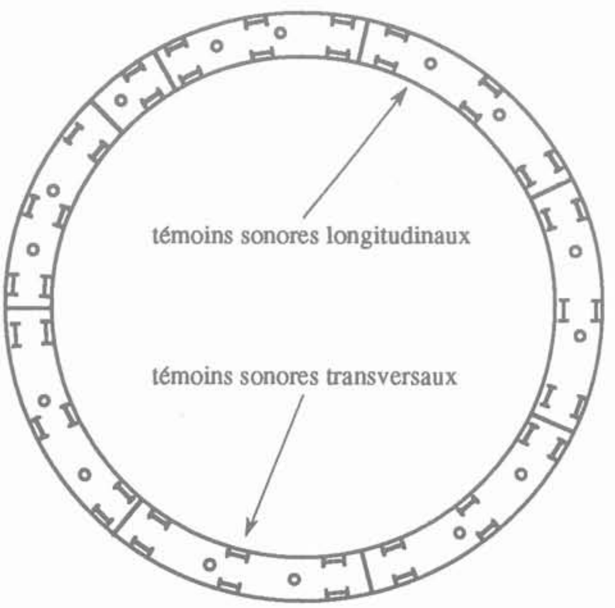


Fig. 3. — Implantation des témoins sonores dans un anneau de voussoirs.

Fig. 3. — Vibrating wire gauges position in a lining ring.

d'épaisseur. Quatre anneaux de voussoirs d'un tunnel ont été équipés chacun de 74 témoins sonores : 30 pour mesurer les déformations longitudinales et 44 par paires pour mesurer les déformations tangentielles à l'intrados et à l'extrados.

Afin de simplifier le développement, la méthode est appliquée aux valeurs moyennes relevées sur un anneau (anneau n° 31, voie 2, tête Sud).

4.1. Visualisation des déformations réelles

Le graphe ci-dessous représente les déformations réelles moyennes dans le sens tangentiel (extrados et intrados) et dans le sens longitudinal. On a superposé à ce graphe la courbe des températures avec une échelle telle qu'une variation de 1 °C a la même amplitude qu'une déformation de 10 μm/m.

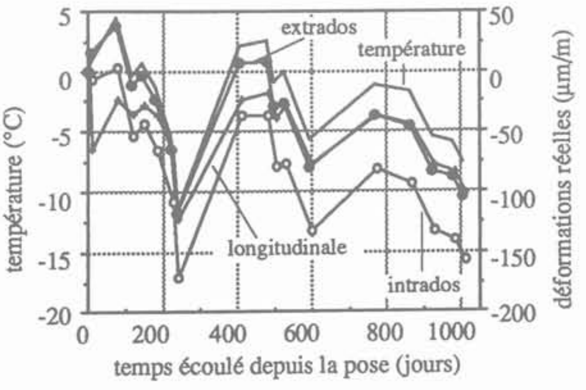


Fig. 4. — Evolution à long terme des déformations réelles et de la température de l'anneau.

Fig. 4. — Long term evolution of true strains and of the temperature of the ring.

Les courbes de température et de déformation tangentielle sont presque parallèles, ce qui permet de supposer un coefficient de dilatation thermique nβ voisin de 10μm/m/°C dans le sens transversal. Par contre, l'amplitude des déformations longitudinales est plus faible, d'où probablement un coefficient plus réduit dans ce sens.

Le graphique fait apparaître un important différentiel de déformation entre l'extrados et l'intrados qui peut être expliqué par un phénomène déjà observé dans quelques tunnels : après mise en place du revêtement, l'extrados n'est plus aéré alors que l'intrados l'est toujours, quelquefois avec une hygrométrie plus faible que celle qu'a connu le revêtement préfabriqué à l'extérieur du tunnel. On observe donc la poursuite du phénomène de retrait à l'intrados, voire son accélération, alors que l'extrados n'évolue plus et peut même subir un certain gonflement au contact de la nappe phréatique ou en cas d'injection du vide annulaire avec un coulis très liquide.

4.2. Recherche des coefficients de dilatation thermique

La représentation des déformations réelles en fonction de la température permet de tracer des droites de régression dont les pentes sont égales aux coefficients de dilatation thermique recherchés (fig. 5).

Ces valeurs de nβ calculées sur les voussoirs confirment les observations faites sur le graphe des déformations réelles.

Le bloc témoin fait apparaître le coefficient β de dilatation thermique du matériau (fig. 6).

4.3. Calcul des taux de liberté

En considérant un coefficient de dilatation thermique du béton égal à 11,1 μm/m/°C (valeur mesurée sur le bloc témoin), nous obtenons trois taux de liberté différents :

n = 0,95 pour l'extrados ;

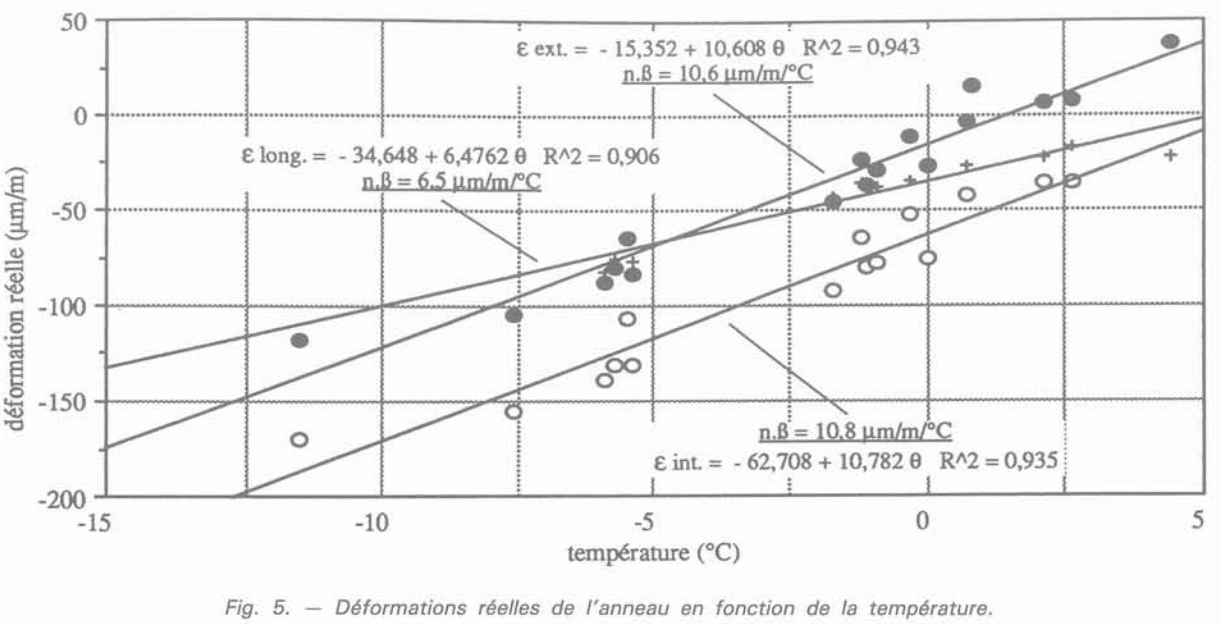


Fig. 5. — Déformations réelles de l'anneau en fonction de la température.

Fig. 5. — True strains of the ring versus temperature.

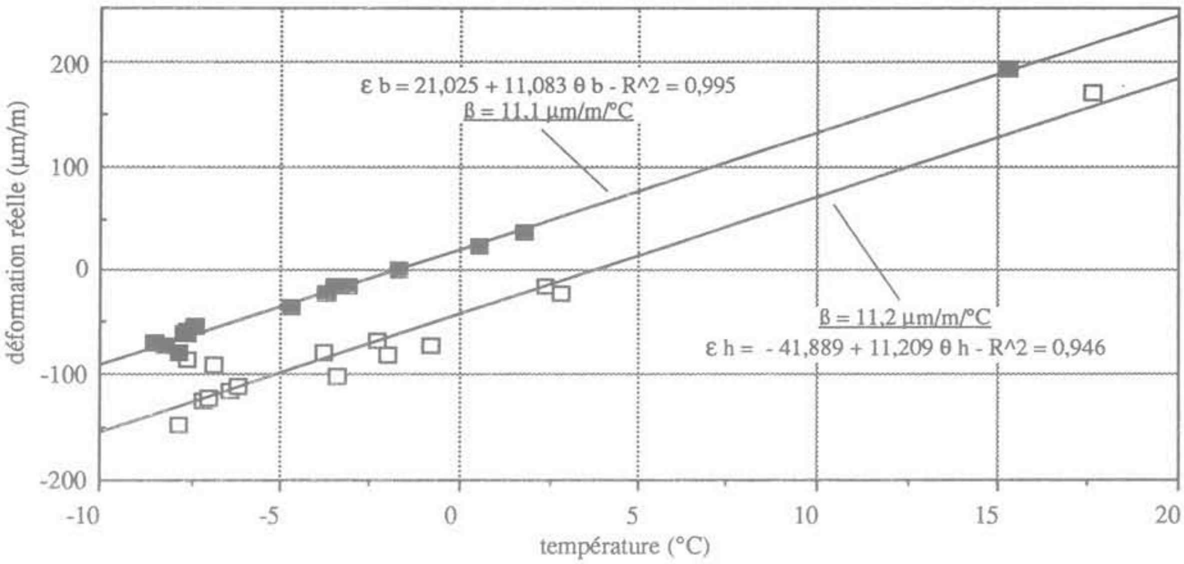


Fig. 6. — Déformations réelles du bloc témoin en fonction de la température.
Fig. 6. — True strains of the check sample versus temperature.

n = 0,97 pour l'intrados ;

n = 0,59 dans le sens longitudinal.

Cette dernière valeur, que l'on aurait pu attendre égale à 0 du fait de la continuité du revêtement et en supposant un blocage parfait des anneaux entre eux, s'explique par une certaine latitude en déformation tolérée par les joints boulonnés garnis de feutre bitumineux.

La petite différence entre les valeurs d'intrados et d'extrados est peut-être à relier aux phénomènes hydriques évoqués plus haut : l'intrados des voussoirs s'étant rétréci, les joints à faces planes assurent le contact par l'extrados, laissant ainsi l'intrados relativement plus libre vis-à-vis de l'évolution de la température.

4.4. Calcul des déformations non thermiques

Les graphiques ci-après représentent l'évolution des déformations non thermiques de l'anneau, c'est-à-dire la superposition des effets du chargement (effet mécanique et fluage) et des variations hydriques. Ces déformations sont calculées par application de la formule (8) avec les coefficients de dilatation thermique déterminés ci-dessus.

Sur la figure 7 (évolution des déformations non thermiques à court terme) l'alternance des phases de foration et de pose apparaît clairement :

— sur la courbe des déformations longitudinales, les pointes vers le bas représentent les phases de foration, les vérins du tunnelier exerçant leur poussée sur le revêtement,

— sur les courbes des déformations tangentielles, les variations sont de sens contraire et plus réduites.

Connaissant l'amplitude des déformations ϵ_l et ϵ_t ainsi que les pressions σ_l appliquées longitudinalement par les vérins de poussée du tunnelier, il est possible de calculer le module de Young du béton et la contrainte

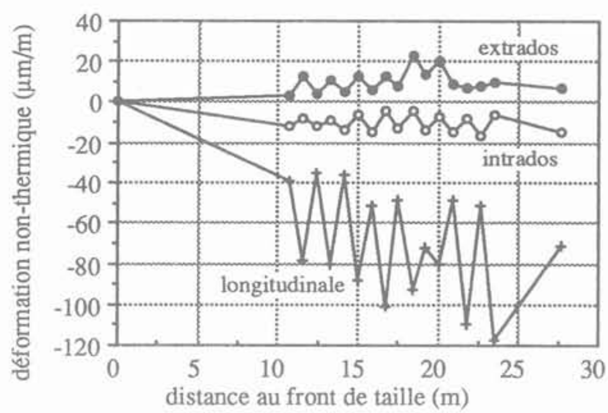


Fig. 7. — Evolution à court terme des déformations réelles de l'anneau en fonction de la distance au front de taille.
Fig. 7. — Short term evolution of true strains of the ring versus the distance to the face.

tangentielle σ_t dans le revêtement sous la forme d'un problème en contraintes planes, la contrainte radiale σ_r pouvant être négligée car beaucoup plus faible que σ_t et σ_l.

On aboutit à la formulation suivante :

$$E = \frac{(1 - \nu^2)\ \sigma_l}{\epsilon_l + \nu\ \epsilon_t}$$

$$\sigma_t = (\epsilon t + \nu\ \epsilon_l)\ \frac{E}{1 - \nu^2}$$

En prenant pour ν la valeur 0,2 le module de Young ressort à 45 400 MPa, à comparer à la valeur moyenne 46 700 MPa mesurée sur éprouvettes.

La contrainte tangentielle moyenne dans l'anneau atteint 1,4 MPa une semaine après la pose de l'anneau alors que le front de taille s'est déplacé de plus de 25 m (la déformation de fluage étant prise égale à 20 % de la déformation instantanée).

On observe d'autre part sur ces courbes :

— une contraction de l'intrados de l'anneau, qui représente probablement le début de la mise en charge du revêtement par le terrain ;

— une dilatation de l'extrados (déformation positive) qui peut s'expliquer par le contact avec un coulis d'injection très liquide.

L'évolution à long terme des déformations non thermiques (fig. 8) confirme le différentiel intrados-extrados déjà constaté à court terme et fait apparaître dans le sens longitudinal une détente puis une stabilisation après quatre mois environ.

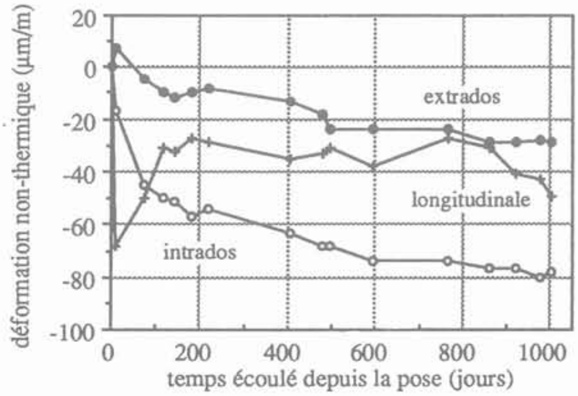


Fig. 8. — Evolution à long terme des déformations non thermiques de l'anneau.

Fig. 8. — Long term evolution of the non thermic strains of the ring.

Si la courbe d'extrados, en principe non affectée par le retrait, fait apparaître une déformation différée importante, la prise en compte d'un fluage théorique à 1 000 jours égal à 85 % de la déformation instantanée suppose une contrainte tangentielle moyenne de 1,5 MPa, soit un accroissement de 0,1 MPa seulement sur le long terme.

5. RÉSUMÉ DE LA MÉTHODE

5.1. Calcul des déformations réelles :

$$\epsilon = k\ (f^2 - f_o^2) + \alpha\ \Theta$$

5.2. Calcul du coefficient $n\beta$ (ou β) pour chaque témoin sonore :

$$n\ \beta = \frac{k\ (f^2 - f_o^2)}{\Theta} + \alpha$$

$n\beta$ est la pente de la droite représentative de la fonction $\epsilon = f(\Theta)$ si on ne retient que les mesures satisfaisant au critère $\epsilon_{to} \simeq 0$ (déformations essentiellement thermiques).

le coefficient β est fourni par les mesures sur blocs témoins ou éventuellement sur témoins sonores spécifiques pour un champ de contraintes unidimensionnel (il faut dans ce cas tenir compte de l'effet de déformation transversale).

5.3. Calcul du taux de liberté de la structure :

$$n = \frac{n\ \beta}{\beta}$$

En théorie on peut caractériser une structure par trois taux de liberté correspondant aux trois directions principales.

5.4. Calcul des déforations non thermiques :

$$\epsilon_{to} = k\ (f^2 - f_o^2) + (\alpha - n\ \beta)\ \Theta$$

5.5. Recherche des valeurs des déformations différées (fluage et phénomènes hydriques) par calcul ou essais spécifiques :

$$\epsilon_f \qquad \epsilon_h$$

5.6. Calcul des déformations élastiques :

$$\epsilon_e = \epsilon_{to} - \epsilon_f - \epsilon_h$$

5.7. Calcul des contraintes correspondant aux déformations élastiques à l'aide de la loi de Hooke généralisée et autant d'hypothèses simplificatrices que nécessaires :

$$[\sigma_e] = [C]\ .\ [\epsilon_e]$$

[C] : matrice d'élasticité du matériau faisant appel au module de Young E_i et au coefficient de Poisson ν.

5.8. Calcul des contraintes thermiques :

$$\sigma_\Theta = E_i\ (n - 1)\ \beta\ \Theta$$

5.9. Calcul des contraintes totales :

$$\sigma = \sigma_e + \sigma_\Theta$$

CONCLUSION

La méthode proposée ici enrichit l'interprétation des mesures de témoins sonores car elle permet de calculer les déformations réelles. Il est ainsi possible de mesurer sur l'ouvrage lui-même son coefficient de dilatation thermique, et de tenir compte d'un terme correctif précis pour le calcul des déformations non thermiques.

Dans le cas des structures hyperstatiques, ce terme correctif revêt une importance particulière car les écarts de température peuvent être un facteur prépondérant de variation du champs de contraintes. Ce terme fait appel au coefficient de dilatation thermique in situ de la structure, qui n'est qu'une fraction du coefficient de dilatation thermique du matériau qui la constitue, les conditions d'appui réduisant ses possibilités de déformation. Le rapport de ces deux coefficients est appelé « taux de liberté » de la structure.

Cette méthode permet donc de caractériser le type de réponse de l'ouvrage aux variations de température et d'évaluer les contraintes en les dissociant selon leur origine : mécanique ou thermique.

BIBLIOGRAPHIE

BOCHON A., *Mémoire de synthèse des mesures effectuées pendant la construction des tunnels de Villejust.* Mémoire d'ingénieur. Conservatoire National des Art et Métiers. Paris 1990.

BONVALET CH., *Difficultés d'interprétation des mesures extensométriques à long terme dans les matériaux poreux tels que les bétons et les roches.* Revue pratique de contrôle industriel n° 129.

Comportement mécanique d'un sable homométrique stabilisé

Mechanical behaviour of fine stabilised sand

J. BERTOZZI

Laboratoire de Construction Civile et Maritime*

Rev. Franç. Géotech. n° 60, pp. 51-59 (juillet 1992)

Résumé

Afin d'étudier le comportement mécanique d'un sable homométrique stabilisé par le liant « cendres volantes-chaux », nous avons suivi l'évolution de la courbe intrinsèque de ce matériau en fonction des trois paramètres : temps, pourcentage de cendres volantes, pourcentage de chaux.

Les résultats des essais de compression triaxiale montrent que la courbe intrinsèque, assimilée à une droite, évolue suivant un parallélisme en fonction du temps, quel que soit le pourcentage de cendres volantes et de chaux.

On propose :

— d'une part, une loi de variation de R_c ($R_c = f(R_{c\infty})$) qui permet, à partir d'un essai de compression simple effectué à 7 jours, de prédire la résistance du sable stabilisé à un an, et par suite, à un âge quelconque compris entre 7 et 360 jours ;

— d'autre part, un abaque qui, à partir de la résistance à la compression simple du sable pur compacté à l'OPM, définit la composition du mélange qui atteindrait les caractéristiques désirées à un âge donné.

Abstract

In order to study the mechanical behaviour of fine sand (same size sand) stabilised with a fly-ash and lime mixture, we have followed the evolution of the intrinsic curve of this mixture as a function of age, the percentage of fly-ash, and the percentage of lime.

The results of triaxial compression tests show that the evolution of the intrinsic curve, which is assimilated to a straight line, evolves in a regular upward parallel movement with time, wathever the percentage of fly-ash, and lime are.

From these results, we can propose :

— on one hand a variation law for the simple compression test ($R_c = f(R_{c\infty})$) which allows us to predict the resistance at the end of one year, from a simple compression test done on the seventh day and, as a result, to any age between 7 and 360 days ;

— on an other hand, one abacus from the value of the simple compression resistance of pure sand compacted with OPM (Optimum Modified Proctor) characteristics, defines the composition of the mixture which attains the required characteristics at any age.

* IUT, rue de Roux, 17026 La Rochelle Cedex.

1. INTRODUCTION

Depuis quelques dizaines d'années, l'augmentation rapide de la consommation en sable, dans le domaine routier et celui de la construction immobilière, est telle que de sérieux problèmes d'approvisionnement se posent actuellement. Ces problèmes sont d'autant plus cruciaux que les sables fins (de moins bonne qualité et des plus répandus tant en France que dans les autres pays du monde), ont été délaissés au profit des sables nobles (sables alluvionnaires).

Les gisements non inextinguibles de ces derniers, les atteintes portées à l'environnement, les nuisances, les affouillements (ex ; pont de Wilson, sur la Loire, à Tours) dus à leur exploitation, ont conduit à une réglementation plus stricte de leur extraction. De plus, les sables, comme tous les granulats, sont des matériaux pondéreux dont le coût de transport devient de plus en plus élevé vis-à-vis du coût de production.

Pour toutes ces raisons, il serait économiquement intéressant pour plusieurs régions, de substituer, en totalité ou en partie, aux granulats habituellement utilisés, des sables fins (sables d'origine marine, sables éoliens). Or ces sables fins, de par leur granulométrie souvent homométrique et leur forme, possèdent des qualités médiocres. Aussi est-il indispensable de les amender ou de les stabiliser pour une utilisation plus rationnelle.

Ainsi, dans l'espoir d'élargir le champ d'exploitation des sables fins très répandus en France, nous avons étudié la stabilisation d'un sable de dune par le liant hydraulique : cendres volantes-chaux [4].

Cette étude s'est faite par le suivi de l'évolution de la courbe intrinsèque, assimilée à une droite. Les résultats d'essais de compression triaxiale, effectués sur des éprouvettes compactées à l'Optimum Proctor Modifié nous ont permis de définir les lois de comportement des caractéristiques mécaniques, angle de frottement interne Φ et cohésion c, en fonction de trois variables : temps, pourcentage de cendres volantes, pourcentage de chaux, et d'en déduire l'évolution de la résistance à la compression simple ainsi que celle du rapport R_t/R_c.

D'autre part, pour exploiter ces résultats obtenus à partir d'essais triaxiaux, pour des applications pratiques simples, nous avons défini la loi de variation de $R_c = f(R_{c\alpha})$, ainsi qu'un abaque permettant de déterminer le traitement de stabilisation à effectuer sur le sable, connaissant la résistance à la compression simple R_{co} du sable pur.

2. MATÉRIAU

Le matériau étudié est un sable de dune (fig. 1) stabilisé au liant hydraulique.

L'allure de la courbe granulométrique révèle une pente relativement forte qui caractérise un matériau bien trié, mal gradué, qui est dit « homométrique » : plus de 75 % d'éléments supérieurs à 80 μm sont inférieurs à 0,5 mm.

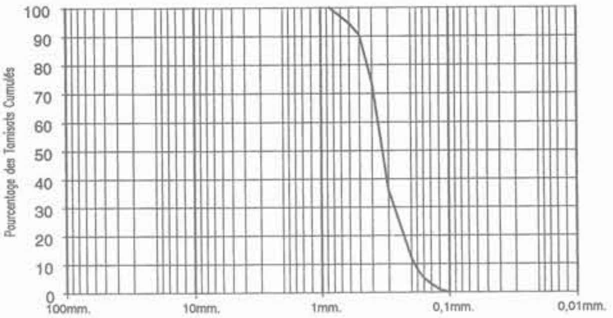


Fig. 1. — Courbe granulométrique du sable de dune.
Fig. 1. — Granulometric curve of dune sand.

Le coefficient d'uniformité inférieur à 2, confirme une granulométrie serrée.

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = 1,7$$

d_{60} = diamètre de tamis correspondant à 60 % de passants ;

d_{10} = diamètre de tamis correspondant à 10 % de passants.

Ce sable ne contient pratiquement pas d'éléments fins passant au tamis de 80 μm. De ce fait, il possède un équivalent de sable au piston, supérieur à 70.

En résumé ce sable appartient donc à la catégorie A_1 des sables fins, très propres, dans la classification RTR pour les utilisations routières [12].

Sa finesse (0,2/0,5 mm) et sa granulométrie uniforme lui confèrent des aptitudes médiocres au compactage.

Le liant hydraulique utilisé pour la stabilisation, est constitué de cendres volantes activées par de la chaux : les cendres volantes de lignites proviennent de la centrale thermique d'Arjuzanx dont la composition est présentée dans le tableau 1 [7] ; les caractéristiques de la chaux (chaux de Sauveterre dans le Lot-et-Garonne) satisfont aux directives officielles (passant au tamis de 80 μm supérieur à 90 % et teneur en chaux libre supérieure à 50 %).

Tableau 1. — Analyse chimique des cendres volantes.
Table 1. — Chemical analysis of fly-ash.

Composition chimique	CV Arjuzanx
SiO_2	35
Al_2O_3	11
$Fe_2O_3 + TiO_2$	33
CaO	10
MgO	2
$Na_2O + K_2O$	1
SO_3	7
Divers	1

Les caractéristiques des mélanges sable-liant étudiés correspondent à celles définies par l'optimum Proctor modifié (OPM) [10]. Caractéristiques moyennes OPM des mélanges :

$$\gamma_d = 17{,}7 \text{ kN/m}^3 \qquad w_{opm} = 13{,}5 \ \%$$

3. PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

3.1. Préparation des éprouvettes

Les éprouvettes de sable stabilisé ont été directement carottées dans un moule CBR contenant le matériau compacté à l'OPM. Seule la partie centrale des éprouvettes a été retenue (diamètre : 35 mm, hauteur : 80 mm). Celles-ci ont été conservées à température et hygrométrie constantes, (Θ = 20° et 95 % d'hygrométrie).

3.2. Paramètres étudiés

Afin de mettre en évidence le rôle joué par les cendres volantes d'une part, et par la chaux d'autre part, nous avons choisi de définir les mélanges par le rapport CV/S. Dans la composition des trois mélanges étudiés, le sable garde une valeur constante S = cte, la quantité de cendres volantes varie (CV/S = 17 %, 24 % et 35 %), ainsi que la composition du liant : L_1 = 10 % CaO – 90 % CV et L_2 = 20 % CaO – 80 % CV.

L'étude du comportement mécanique de ces mélanges (3 pourcentages de CV/S traités par deux compositions de liant) a été suivie en fonction du temps : 0, 7, 28, 90, 180 et 360 jours.

La dispersion inhérente aux différentes étapes de préparation des éprouvettes nous a amené, pour améliorer la précision des résultats, à fabriquer un grand nombre d'éprouvettes (700 environ).

3.3. Essai triaxial de compression

Tous les essais ont été effectués, suivant le mode opératoire : essai triaxial [11]. Afin de suivre la variation diamétrale au centre de l'éprouvette durant l'essai, nous avons équipé, après une expérimentation par laser non concluante, une cellule triaxiale classique d'un système optique permettant d'obtenir sur un écran l'image de l'échantillon grossie 20 fois.

Matériel utilisé :

— presse mécanique à vitesse de déplacement constante (0,5 mm/mn) ;

— capteur à induction pour mesure de la force axiale ;

— capteur potentiométrique au 1/100 mm pour la mesure des déformations axiales de l'éprouvette ;

— système optique pour mesure des déformations diamétrales ;

— table traçante pour le tracé des courbes efforts-déformations.

Sur un cylindre d'acier préalablement enrobé d'une couche de sable, nous avons vérifié que l'effet de pénétration de la membrane était insignifiant ou négligeable dans le domaine des contraintes radiales utilisées (0 à 0,5 MPa).

4. RÉSULTATS - INTERPRÉTATION

Après avoir vérifié que, dans le domaine des contraintes étudiées, la courbe intrinsèque est assimilable à une droite, nous avons choisi de représenter les résultats des essais triaxiaux par la droite joignant les sommets des cercles de Mohr de rupture : p = f(q) :

$$p = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \; ; \; q = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

Nous allons démontrer que la droite enveloppe des cercles de Mohr $C_TT_1T_2$ et la droite joignant les sommets de ces cercles $C_AA_1A_2$ sont concourantes en C.

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{C_TO_1}{C_TO_2} = \dfrac{O_1T_1}{O_2T_2} = \dfrac{R_1}{R_2} \\[2ex] \dfrac{C_AO_1}{C_AO_2} = \dfrac{O_1A_1}{O_2A_2} = \dfrac{R_1}{R_2} \end{array}\right\| \Rightarrow \frac{C_TO_1}{C_TO_2} = \frac{C_AO_1}{C_AO_2}$$

CT et CA sont confondus, d'où :

$$\left.\begin{array}{l} \sin\Phi = \dfrac{O_1T_1}{CO_1} = \dfrac{R_1}{CO_1} \\[2ex] \tan\Psi = \dfrac{O_1A_1}{CO_1} = \dfrac{R_1}{CO_1} \end{array}\right\| \Rightarrow \sin\Phi = \tan\Psi$$

$$\left.\begin{array}{l} \tan\Phi = \dfrac{c}{x} \\[2ex] \tan\Psi = \dfrac{e}{x} \end{array}\right\| \Rightarrow c = e\,\frac{\tan\Phi}{\tan\Psi}$$

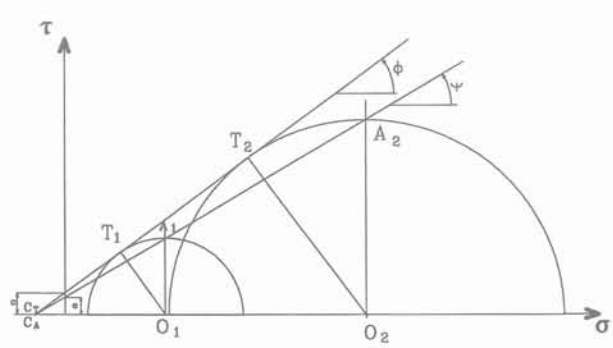


Fig. 2. — Relation entre la droite enveloppe des cercles de Mohr de rupture et la droite joignant les sommets des cercles.

Fig. 2. — Straight line tangent to the Mohr failure circles and straight line connecting the vertex of each cercle.

Les caractéristiques mécaniques Φ et c sont telles que :

$$\Phi = \text{Arc sin } [\tan\Psi] \quad c = \frac{e}{\sqrt{1 - \tan^2 \Psi}}$$

4.1. Caractéristiques mécaniques du sable pur

Les résultats des essais triaxiaux effectués sur le sable compacté à l'OPM sont représentés sur la figure 3.

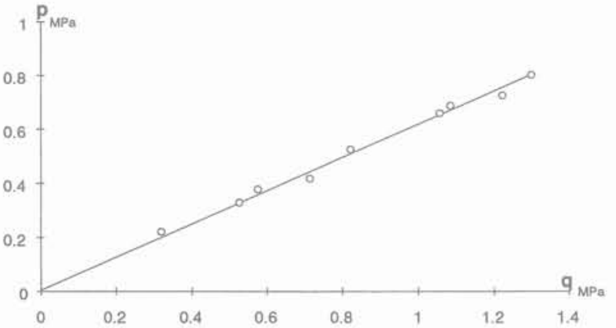


Fig. 3. — Droite p = f(q) du sable pur.
Fig. 3. — Straight line p = f(q) of pure sand.

Sable pur :

$\Psi = 31°$ $e = 0{,}005$ MPa
$\Phi = 38°$ $c = 0{,}006$ MPa

4.2. Evolution des caractéristiques mécaniques Φ et c aux âges inférieurs à sept jours

Pour l'ensemble des mélanges (sable + liant) que nous qualifions de frais ($t < 7$ j), les résultats des essais triaxiaux obtenus, sont très proches les uns des autres (fig. 4). Nous notons, pour ces mélanges, une amélioration par rapport aux caractéristiques mécaniques du sable pur (tableau 2).

La faible augmentation de l'angle de frottement interne Φ peut s'expliquer par le caractère frottant limité des fines ajoutées (CV), celle de la cohésion c par la lenteur du phénomène de prise du liant utilisé. En effet, la chaux solubilise lentement la silice et l'alumine contenues dans les cendres volantes pour donner des silicates et aluminates de chaux.

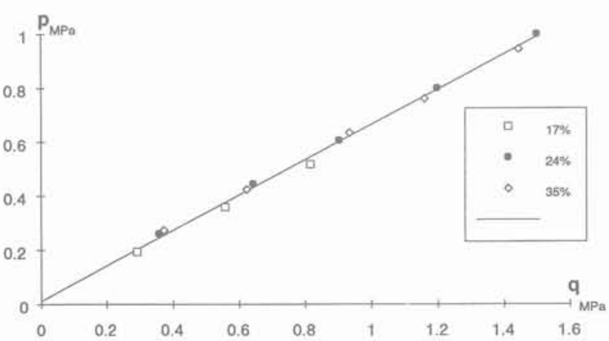


Fig. 4. — Droite p = f(q) des mélanges frais.
Fig. 4. — Straight line p = f(q) of fresh mixtures.

Tableau 2. — Caractéristiques mécaniques du sable pur et des mélanges frais.
Table 2. — Mechanical caracteristics of pure sand and of fresh mixtures.

	Φ	C_{MPa}
Sable	38°	0,006
Mélange frais	41°	0,014

4.3. Evolution des caractéristiques mécaniques Φ et c pour des âges égaux et supérieurs à sept jours

Nous avons constaté que les droites p = f(q) évoluaient, en fonction du temps, suivant un parallélisme, ceci quel que soit la valeur du rapport CV/S et la composition du liant comme l'indique les figures 5, 6, 7, 8, 9 et 10.

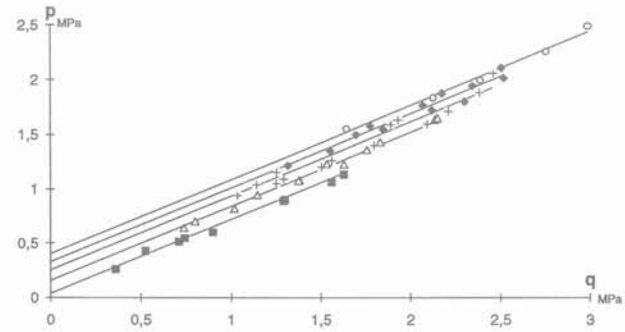


Fig. 5. — Droites p = f(q) Liant L_1 CV/S = 17 %.
Fig. 5. — Straight lines p = f(q) hydraulic binder one CV/S = 17 %.

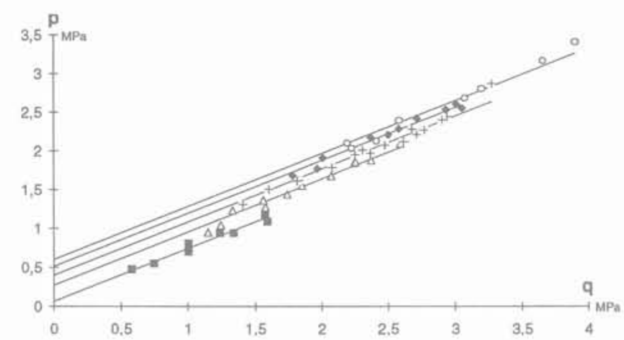


Fig. 6. — Droites p = f(q) Liant L_1 VC/S = 24 %.
Fig. 6. — Straight lines p = f(q) hydraulic binder one CV/S = 24 %.

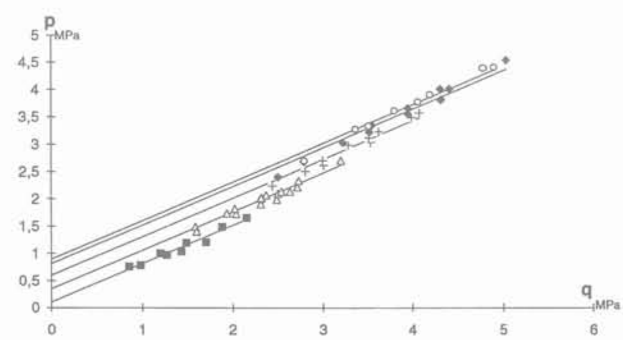


Fig. 7. — Droites p = f(q) Liant L_1 CV/S = 35 %.
Fig. 7. — Straight lines p = f(q) hydraulic binder one CV/S = 35 %.

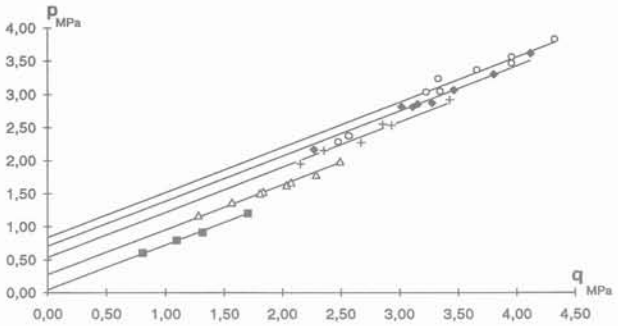


Fig. 8. — Droites $p = f(q)$ Liant L_2 VC/S = 17 %.
Fig. 8. — Straight lines $p = f(q)$ hydraulic binder two CV/S = 17 %.

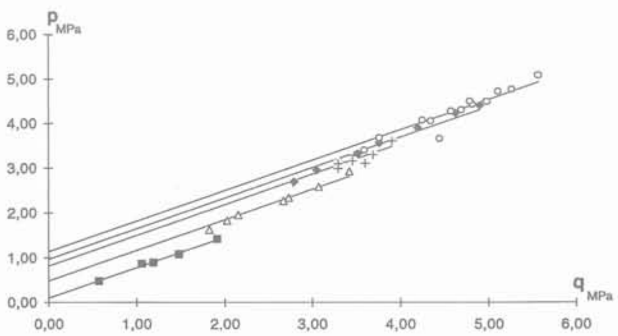


Fig. 9. — Droites $p = f(q)$ Liant L_2 VC/S = 24 %.
Fig. 9. — Straight lines $p = f(q)$ hydraulic binder two CV/S = 24 %.

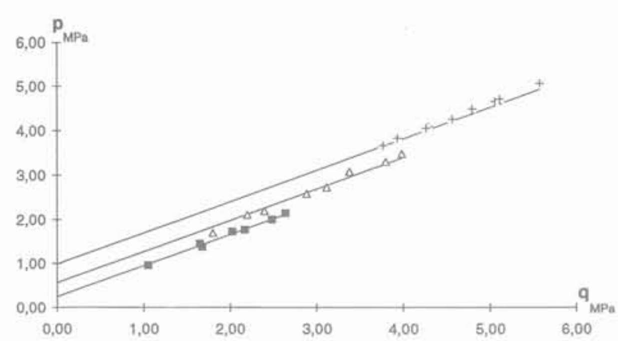


Fig. 10. — Droites $p = f(q)$ Liant L_2 VC/S = 35 %.
Fig. 10. — Straight lines $p = f(q)$ hydraulic binder two CV/S = 35 %.

4.3.1. Angle de frottement interne Φ

L'évolution de l'angle de frottement interne (dont les valeurs sont regroupées dans le tableau 3) correspond à une amélioration de 5° par rapport au sable pur, pour les rapports CV/S = 17 % et 24 %, et une amélioration légèrement supérieure à 7°, pour un remplissage des vides du squelette du sable plus important (CV/S = 35 %), qui n'atteint pas toutefois le remplissage maximal théorique.

Nous pouvons donc en déduire que pour les rapports CV/S les plus couramment utilisés dans la stabilisation d'un sable, l'angle de frottement interne peut être

Tableau 3. — Variation de l'angle de frottement interne Φ.
Table 3. — Variation of internal friction angle Φ.

CV/S Liant	17 %	24 %	35 %
10-90	43°	43°	45°
20-80	43°	43°	45°

considéré comme constant en fonction des trois variables étudiées, car le dosage usuel en cendres volantes, n'atteindra pas 35 %.

4.3.2. Cohésion

La cohésion, caractéristique essentiellement liée au phénomène de prise et de durcissement du liant est une fonction croissante des trois variables (temps, % CV, % CaO).

Les courbes de la variation de la cohésion en fonction du temps c = f(t) (fig. 11 et 12) indiquent que la cohésion qui se manifeste dès sept jours subit une augmentation maximale entre sept et vingt-huit jours. Pourtant à vingt-huit jours, la cohésion, quel que soit le mélange, ne représente que 40 % de la cohésion à trois cent soixante jours. La réaction d'hydraulicité, phénomène de prise et durcissement, se poursuit donc

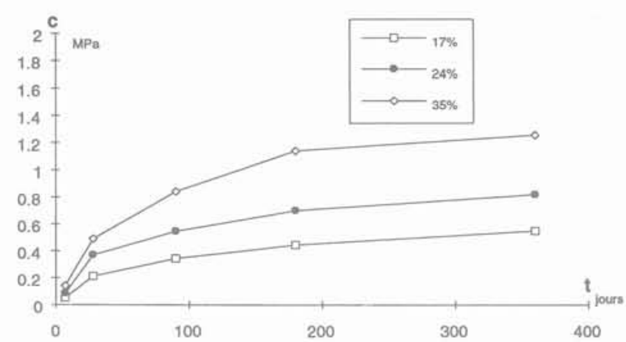


Fig. 11. — Variation de la cohésion en fonction du temps. Liant L_1.
Fig. 11. — Variation of cohesion versus time. Binder one.

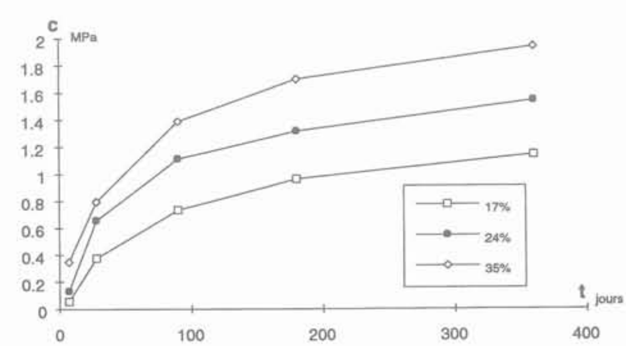


Fig. 12. — Variation de la cohésion en fonction du temps. Liant L_2.
Fig. 12. — Variation of cohesion versus time. Binder two.

activement en fonction du temps pour tendre vers une valeur asymptotique vers trois cent soixante jours. A cent quatre-vingt jours, la cohésion atteint 80 à 90 % de la cohésion à un an.

L'expression des résultats de la variation de la cohésion en fonction du temps, sous la forme du rapport C/C_∞ (cohésion à un âge quelconque sur la cohésion à un an), nous semble plus approprié aux applications pratiques. L'étude du rapport C/C_∞, en fontion du logarithme de t (fig. 13 et 14), montre que pour les deux liants, cette fonction présente une certaine linéarité entre sept et trois cent soixante jours. Nous pouvons approximer sans grande erreur, en une seule droite, les trois courbes pour chaque liant.

Ces droites permettraient de déterminer la cohésion à un âge quelconque, connaissant celle à sept jours.

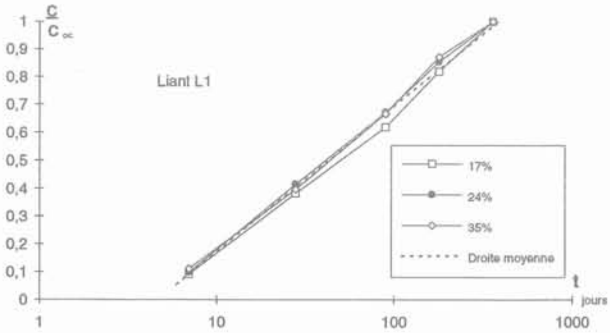


Fig. 13. — C/C_∞ en fonction du temps. Liant L_1.
Fig. 13. — C/C_∞ as a function of time. Binder one.

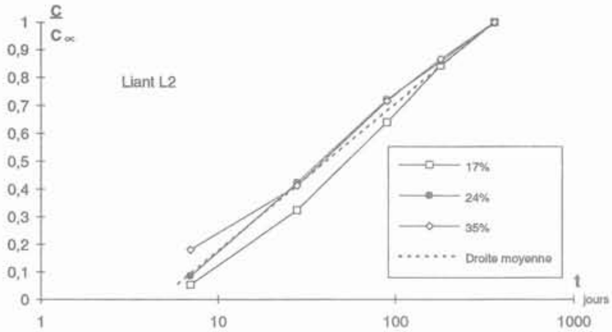


Fig. 14. — C/C_∞ en fonction du temps. Liant L_2.
Fig. 14. — C/C_∞ as a function of time. Binder two.

La détermination des caractéristiques mécaniques Φ et c, nécessite un appareillage spécifique, et son interprétation, un minimum de connaissances théoriques. Des lois précédentes concernant l'angle de frottement interne et la cohésion, nous déduisons la loi de variation de la compression simple R_c et abordons l'étude de la résistance à la traction R_t par le biais du rapport R_t/R_c. Ainsi, nous rendons l'utilisation des résultats théoriques ci-dessus aisément accessibles à un plus grand nombre de praticiens car l'essai de compression simple R_c est très facilement réalisable.

5. UTILISATIONS PRATIQUES DES RÉSULTATS

5.1. Résistance à la compression simple

Compte tenu de la loi de variation de Φ, nous pouvons déduire que R_c suit la même loi de variation que la cohésion ($R_c = 2\ c\ tg(\pi/4 + \Phi/2)$) pour les variables : temps, pourcentage de CV/S, pourcentage de chaux.

Nous avons étudié la variation de R_c sous la forme du rapport $R_c/R_{c\infty}$, car son exploitation nous semble plus intéressante pour les applications pratiques (fig. 15).

La variation de $R_c/R_{c\infty}$ en fonction des trois variables temps, CV/S et chaux, est définie dans un repère semi-logarithmique par une loi linéaire d'équation :

$$R_c/R_{c\infty} = 0{,}64 \log (T/10) \qquad (1)$$

R_c : résistance à la compression à un âge t quelconque compris entre sept et trois cent soixante jours ;

$R_{c\infty}$: résistance à la compression à trois cent soixante jours ;

T : variable exprimée en jour $T = t + 7$.

Cette droite unique permet, à partir d'un essai simple de compression exécuté dès sept jours sur le sable traité, d'extrapoler la résistance de ce sable en fonction de l'âge.

Ex : pour un matériau dont $R_{c7j} = 0{,}4$ MPa, l'équation (1) nous donne $R_{c7j}/R_{c\infty} = 0{,}0935$.

Nous en déduisons donc que $R_{c\infty} = 4{,}3$ MPa.

La connaissance de $R_{c\infty}$ permet de déduire, à son tour, la résistance à un âge quelconque : 90 j, 60 j.

Pour $R_{c\infty} = 4{,}3$ MPa, à 90 jours nous avons $R_{c90}/R_{c\infty} = 0{,}63$ donc $R_{c90j} = 2{,}7$ MPa.

Les valeurs de $R_{c\infty}$ déduites de la droite $R_c/R_{c\infty}$ le sont avec une erreur relative de l'ordre de 10 % (zone d'incertitude définie par rapport aux points expérimentaux extrêmes).

Nous avons vérifié si la droite $R_c/R_{c\infty} = 0{,}64 \log ((t + 7)/10)$ était une caractéristique intrinsèque du sable étudié ou si son champ d'application pouvait s'étendre à l'ensemble des sables homométriques de la même catégorie (catégorie A_1 de la classification RTR) [10]. A ces fins, nous avons relevé d'une part les valeurs de R_c obtenues par d'autres chercheurs [2] pour un sable de même catégorie traité par le même liant et d'autre part nous avons fait quelques essais de contrôle avec un sable de Fontainebleau stabilisé au liant L_1.

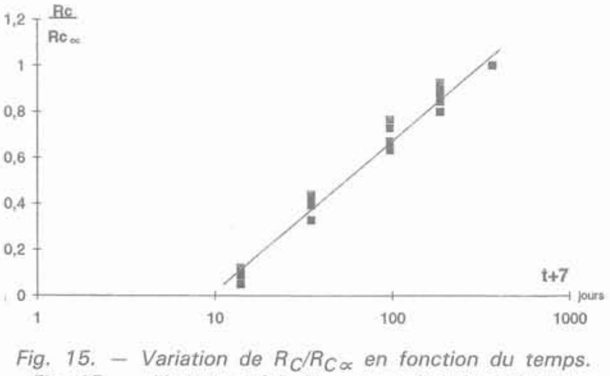


Fig. 15. — Variation de $R_C/R_{C\infty}$ en fonction du temps.
Fig. 15. — Variation of $R_C/R_{C\infty}$ as a function of time.

Nous avons constaté que l'ensemble de ces points se situe dans l'espace délimité par nos points expérimentaux extrêmes. Ce qui correspond à une marge d'erreur de 10 % par rapport à la valeur moyenne.

Nous pensons donc pouvoir conclure que le domaine d'application de la droite $R_c/R_{c\alpha}$ ainsi définie peut s'étendre aux sables fins de catégorie A_1, stabilisé par le liant : cendres volantes-chaux de type L_1 ou L_2.

Nous retrouvons pour le sable homométrique étudié une loi (1) similaire à celle définie par AVRAM et al. [3] pour des bétons de ciments différents.

5.2. Etude du rapport R_t/R_c

Comme $R_t/R_c = (1 - \sin \Phi)/(1 + \sin \Phi)$, ce rapport ne dépend que de l'angle de frottement interne Φ, il est donc constant pour les rapports CV/S se situant dans l'intervalle des valeurs les plus utilisées dans la pratique. Pour le sable stabilisé étudié (Φ = 43° pour CV/S = 17 % et 24 %) nous en déduisons que : $R_t/R_c = 1/5{,}3$.

La conclusion R_t/R_c = cte recoupe celles de diverses publications [2] [5] [6] d'autres chercheurs. Ces derniers, à partir d'essais de compression simple et de traction directe, sur des sables non creux, ou graves traités aux liants hydrauliques, avaient mis en évidence que le rapport R_t/R_c évoluait dans les limites de 1/7 à 1/13 en fonction de la nature du sable, de la grave et du liant, mais ce rapport restait constant en fonction du temps.

5.3. Abaque : composition du mélange

Cet abaque définit le traitement du sable à utiliser pour atteindre les caractéristiques mécaniques désirées connaissant la résistance à la compression simple R_{co} du sable pur compacté à l'OPM (fig. 16).

L'étude de la fonction $Y = (R_c/R_{co})/(CV/S)$ dans un repère semi-logarithmique ($X = \log (t + 7)$), se traduit pour les deux liants par deux droites concourantes au point d'abscisse X = 10. La pente de ces droites varie avec le type de liant.

En posant $K = R_c/R_{co}$ et $Z = 1/CV/S$ et en donnant différentes valeurs au coefficient K, nous obtenons un faisceau de droites Y = KZ.

En associant la fonction Y = KZ à la fonction Y = f(X), nous définissons un abaque. Ce dernier permet, connaissant la résistance R_{co} du sable pur compacté à l'OPM, de déduire, selon que l'on choisisse le liant L_1 ou L_2, la valeur du rapport CV/S qui donnera par simple lecture la résistance désirée à un âge donné (âge compris entre sept et trois cent soixante jours).

Ex : Quel pourcentage de CV/S et quel liant utiliser pour qu'un sable stabilisé ait une résistance à la compression simple de 4 MPa à quatre-vingt-dix jours ?

Si R_{co} = 0,04 MPa, on aura $K = R_{c90}/R_{co} = 100$. Sur l'abaque, nous élevons, à partir du point d'abscisse t + 7 = 97 jours, une perpendiculaire à l'axe des abscisses. Cette dernière coupe la droite D_1 (liant L_1) en un point A_1 et la droite D_2 (liant L_2) en un point A_2. Par ces points A_1 et A_2, nous menons 2 horizontales qui coupent la droite K = 100 en 2 points B_1 et B_2. De ces derniers, nous abaissons les perpendiculaires à l'axe des abscisses. Les points C_1 et C_2 ainsi définis nous donnent les valeurs du rapport CV/S selon le type de liant ;

— pour un liant L_1, nous aurons besoin d'un rapport CV/S = 23,5 % ;

— pour un liant L_2, un rapport de 13 % de CV/S suffit pour atteindre R_c = 4 MPa à 90 j.

Nous pensons, d'après les résultats précédents et les vérifications effectuées, que le champ d'utilisation de cet abaque peut s'étendre à l'ensemble des sables homométriques de catégorie A_1.

6. CONCLUSION

Le suivi de l'évolution de la courbe intrinsèque d'un sable homométrique stabilisé, par le liant CV-CaO en fonction de trois variables : temps, % CV, % CaO, nous permet de conclure que l'angle de frottement interne Φ du sable stabilisé est essentiellement lié à l'allure de la courbe granulométrique (Φ = constante pour un sable d'une catégorie) et que la cohésion évolue en fonction du temps avec le pourcentage et la nature du liant.

Des résultats des essais triaxiaux, nous avons déduit la loi de variation de la résistance à la compression simple R_c, et celle du rapport R_t/R_c (résistance à la traction sur résistance à la compression). Nos résultats recoupent ceux d'autres chercheurs qui avaient réalisés des essais de compression simple et de traction directe sur d'autres granulats stabilisés.

Guidés par le souci de contribuer à élargir les applications des sables homométriques plus ou moins délaissés mais très répandus, et pour rendre plus facilement accessibles les résultats de nos travaux, nous présentons :

— une relation qui permet, à partir d'un essai simple de compression à sept jours, d'extrapoler, en fonction de l'âge, la résistance d'un sable fin de catégorie A_1 traité par le liant CV-CaO ;

— un abaque qui donne, à partir de l'essai de compression simple du sable pur compacté à l'OPM, la composition du mélange (sable + chaux + cendres volantes) qui aurait à un âge donné la résistance désirée.

Nous précisons que la méthode proposée pour la détermination de l'abaque doit pouvoir s'étendre à d'autres catégories de sables (A2, B1, gravier...), de liants (ciments, laitier...) ainsi qu'à d'autres types de caractéristiques mécaniques (R_t, E).

Le domaine d'application des sables homométriques stabilisés pourrait s'étendre, en dehors des sous-couches de chaussées, à diverses réalisations : stabilisation des talus, mur de soutènement massif, barrage en terre, etc.

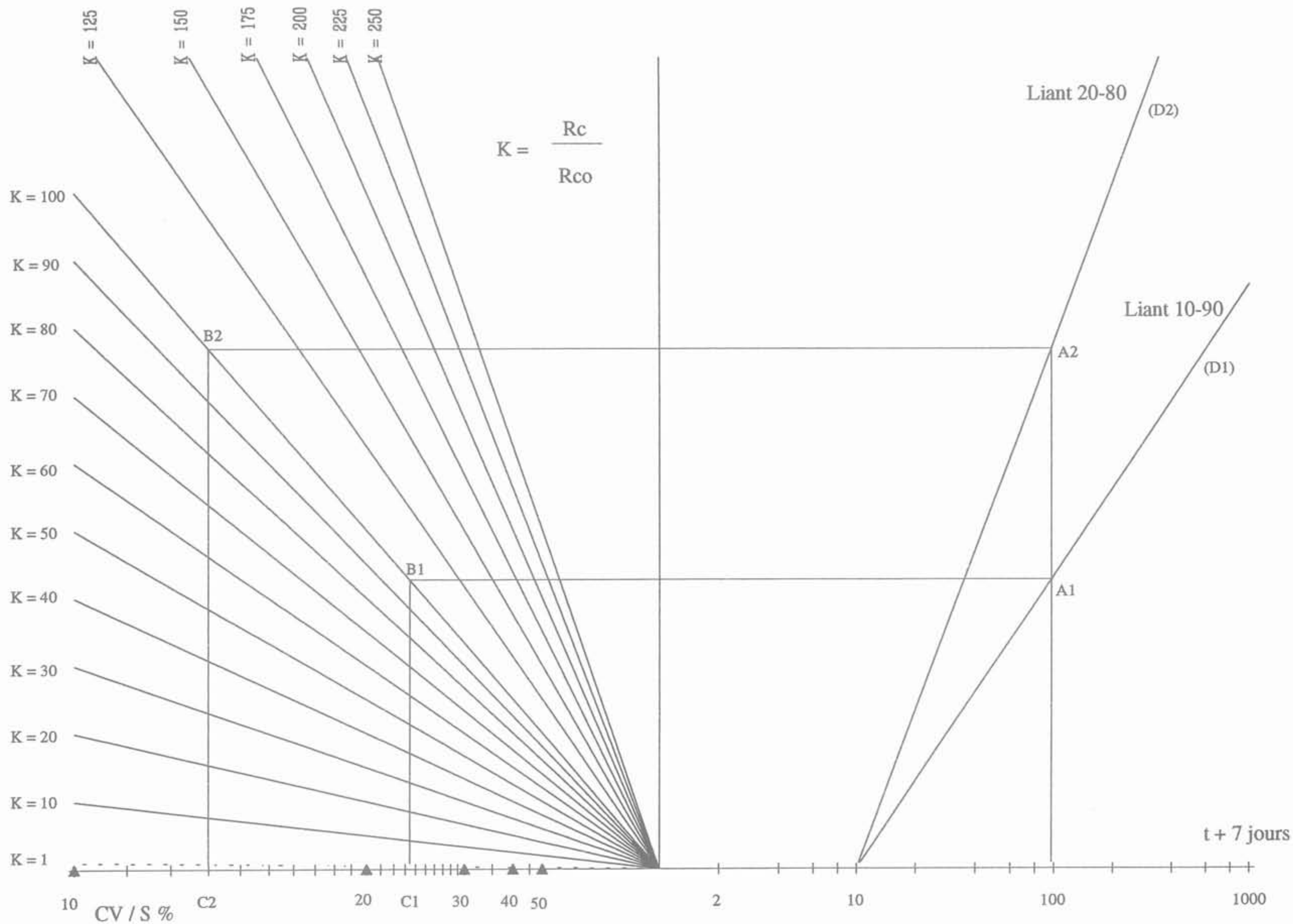


Fig. 16. — Abaque.
Fig. 16. — Abacus.

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie M. Y. TCHENG, Directeur du Laboratoire de Construction Civile et Maritime, pour ses conseils et son aide déterminante dans la réalisation de ces travaux, ainsi que M. J-F. COSTE, Directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pour sa bienveillante disponibilité.

BIBLIOGRAPHIE

[1] ANDRIEUX P., COLOMBEL J.M. (1976), *Utilisation des cendres volantes en technique routière*. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 83, p. 77.

[2] ANDRIEUX P., COLOMBEL J.-M. (1976), *Application des sables aux cendres volantes*. Journées d'information du laboratoire central des Ponts et Chaussées, Bordeaux. Diffusion du laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC), Paris.

[3] AVRAM C. et al. (1981), *Concrete strenght and strains*. Developments in Civil Engineering, vol. 3, Editeur Elsevier.

[4] BERTOZZI J. (1989), *Comportement mécanique d'un sable homométrique stabilisé*. Thèse de Doctorat de l'Université de Poitiers, avril 1989, Université de Poitiers.

[5] JEUFFROY G., SAUTEREY R. (1984), *Cours de routes. Dimensionnement des chaussées*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

[6] NGUYEN Da Chi et al. (1974), *Assises traitées au liant hydraulique. Résultats généraux (chap. VI)*. Journées d'information du laboratoire central des Ponts et Chaussées, Nantes. Diffusion LCPC, Paris.

[7] CHARBONNAGES DE FRANCE/EDF, *Les cendres volantes des centrales thermiques*. Document diffusé par les Charbonnages de France/EDF, Paris.

[8] DIRECTION DES ROUTES (1983), *Réalisation des assises de chaussées en graves traitées aux liants hydrauliques*. Directive du Ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports. Diffusion LCPC, Paris.

[9] DIRECTION DES ROUTES (1985), *Réalisation des assises de chaussées en sables traités aux liants hydrauliques*. Ministère de l'Urbanisme du Logement et des Transports. Diffusion LCPC, Paris.

[10] LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES, *Mode opératoire de l'essai Proctor*. Diffusé par les Editions Dunod, Paris.

[11] LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES, *Mode opératoire de l'essai triaxial*. Diffusé par les Editions Dunod, Paris.

[12] SETRA, *Classification RTR*. Document réalisé et diffusé par le SETRA et le LCPC, Paris.

Analyse de l'instabilité par flambage des couches à la mine de Grand-Baume, Charbonnages de France

Analysis of a strata buckling mechanism at the Grand-Baume coal mine, Charbonnages de France

P. CHOQUET, J. HADJIGEORGIOU
Université Laval, Département des mines et métallurgie*
P. MANINI, E. MATHIEU, V. SOUKATCHOFF
Ecole des Mines de Nancy - Laboratoire de mécanique des terrains, INERIS**
Y. PAQUETTE
INERIS, Groupe géotechnique et atmosphères industrielle**

Rev. Franç. Géotech. n° 60, pp. 61-70 (juillet 1992)

Résumé

La communication décrit un mécanisme de flambage des couches rocheuses qui pourrait se produire le long du flanc ouest de la mine à ciel ouvert de Grand-Baume au moment où la profondeur maximale d'exploitation sera atteinte.

Afin d'étudier ce mécanisme de rupture, deux méthodes d'analyse ont été utilisées, d'une part des essais en modèle réduit sur table à frottement et d'autre part la modélisation mathématique par un programme de calcul à l'équilibre limite du flambage à trois pivots. Le détail de la mise en œuvre de ces deux méthodes de même que leur confrontation au cas de la mine de Grand-Baume sont décrits dans l'article.

Abstract

The paper describes a three hinge strata buckling mechanism and its influence on the west wallof the Grand-Baume open pit coal mine. The analysis is extended to investigate the stability at the projected maximum depth of the pit.

In order to study and quantify the failure mechanism, two analysis methods were employed. The first method used the base friction table on which scale models of the slope were represented. The second method made use of the mathematical modelling of the slope stability by means of a limit equilibrium computer program, specific to three hinge strata buckling.

Details on the application and the results of the two methods are presented. These are henceforth compared with the field observations at the Grand-Baume mine.

* QUE G1X 794 Québec, Canada.
** Parc de Saurupt, 54042 Nancy Cedex.

1. INTRODUCTION

La mine de Grand-Baume située dans le Gard (France), au nord de la Grand'Combe, est exploitée depuis environ huit années. Il s'agit d'une fosse ayant environ 1 km de longueur et 0,4 km de largeur subdivisée en quatre fosses numérotées 1 à 4. Les fosses 1 à 3 ont été exploitées successivement suivant un axe sud-ouest/nord-est jusqu'à une profondeur approximativement de 150 m et sont maintenant remblayées. Le côté ouest des fosses est formé d'un pli couché dont le flanc supérieur a un pendage de l'ordre de 40° (fig. 1), de telle sorte que le talus ouest adopte l'inclinaison des couches formées de grès et de siltites d'âge Stéphanien moyen.

La fosse 4, en cours d'exploitation, atteint actuellement (1er janvier 1991) une profondeur de 150 m, soit approximativement la profondeur atteinte par les fosses 1 à 3. Il est prévu d'exploiter la fosse 4 jusqu'à une profondeur de 250 m pour récupérer la charnière du pli dans laquelle la couche de charbon s'épaissit.

Dans les fosses 2 et 3, des glissements superficiels de quelques mètres d'épaisseur des couches schisteuses constituant le talus ouest ont été observés en fin d'exploitation des fosses. Ces glissements ont été décrits et analysés par SOUKATCHOFF et al. (1991). L'occurrence de ces glissements de petite envergure a toutefois fait craindre que des glissements à plus grande échelle puissent se produire vers la fin de l'exploitation de la fosse 4, au moment où la charnière du pli sera dégagée. Ce dégagement aura pour effet de libérer la base des couches de leur butée à un endroit particulièrement critique puisque la courbure concave des couches (fig. 2) au-dessus de la charnière est a priori défavorable à la stabilité. Face à cette situation, un soutènement par boulons câbles a été dimensionné et mis en place sur le talus ouest de la fosse. Les performances de ce soutènement ne sont toutefois pas discutées dans cette communication.

Le but de cette communication est de décrire deux approches : l'utilisation d'un modèle physique puis d'un logiciel, ayant servis à étudier en détail le mécanisme de rupture qui pourrait affecter le talus ouest de la fosse 4, lorsque celle-ci aurai atteint ses limites ultimes. Le mécanisme de rupture est un flambage des couches de roche situées dans la partie inférieure de la fosse, sous l'effet de la poussée apportée par la partie supérieure de ces mêmes couches.

2. MÉCANISME DU FLAMBAGE DES COUCHES

Le flambage des couches est un mécanisme qui ressemble à celui que l'on interprète normalement par la théorie de flambage des poutres d'Euler. Ainsi, une partie active d'un banc de roche exerce une force qui provoque le flambage d'une partie passive sous-

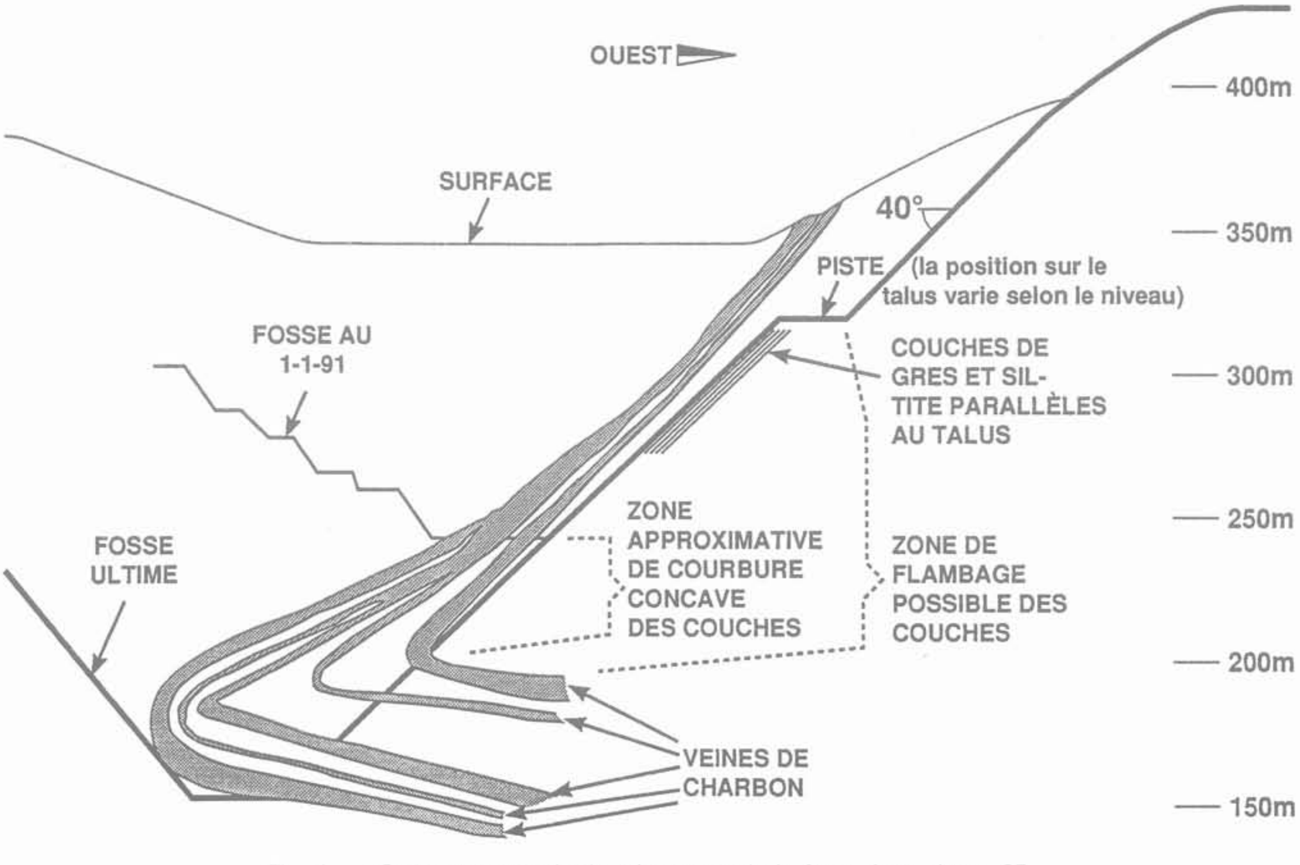


Fig. 1. — Coupe transversale du talus ouest de la fosse 4 au niveau 95.
Fig. 1. — Transversal section of west wall of pit 4 at level 95.

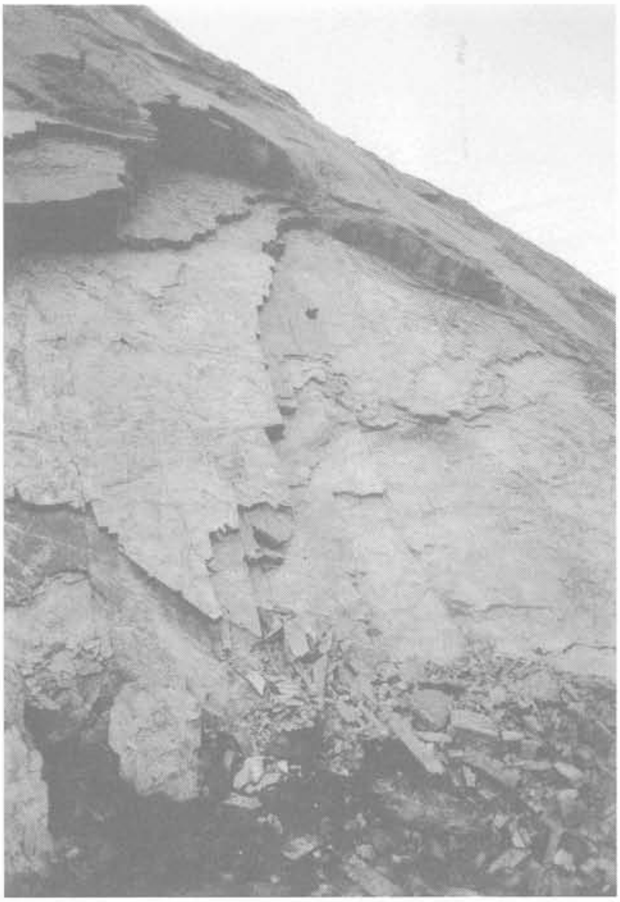


Fig. 2. — Couches de grès à l'élévation 250 m du talus ouest (noter la courbure concave des couches vers l'intérieur de la fosse).

Fig. 2. — Sandstone layers at elevation 250 m of West Wall (note the concave curvature of layers towards inside of pit).

jacente. Lorsque la force exercée par la partie active est suffisante, il y a rupture, c'est-à-dire expulsion vers l'extérieur des couches de roche, tel qu'illustré à la figure 3.

En règle générale, la théorie d'Euler ne permet pas à elle seule d'expliquer l'occurrence du flambage et

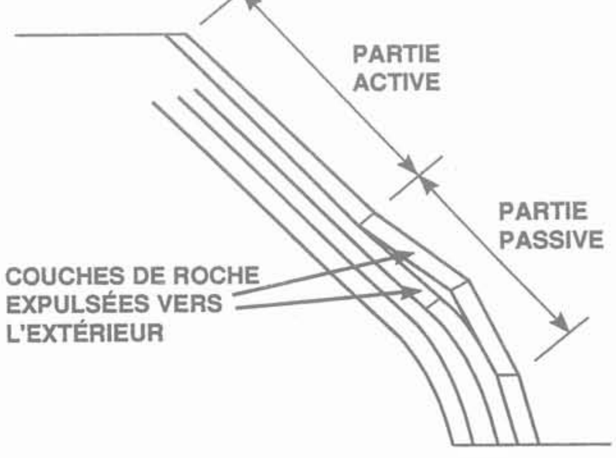


Fig. 3. — Mécanisme de rupture par flambage des couches.

Fig. 3. — Failure mechanism by strat buckling.

de la rupture. Les couches ont de façon naturelle un certain rayon de courbure alors que les formules d'Euler qui correspondent à la théorie classique du flambage des poutres et que l'on retrouve dans tous les livres de référence en résistance des matériaux, ont été développées en supposant les couches parfaitement rectilignes. Les formules d'Euler ne tiennent pas compte des moments fléchissants engendrés par les forces agissant à l'extérieur de l'axe des couches et qui amplifient les effets de flexion. Ainsi, l'application des seules formules d'Euler à un cas particulier où les couches présentent une certaine courbure pourrait mener à prédire la stabilité pour une situation qui en réalité mènera à la rupture.

Un modèle de calcul à l'équilibre limite s'appliquant aux couches non planes a été proposé par CAVERS (1981). Par la suite, dans le cadre d'un contrat de recherche de CANMET (Ministère de l'Energie, Mines et Ressources, Canada), CAVERS a préparé un code de calcul appelé Curvbuk (CAVERS, 1988 ; CANMET, 1986) permettant de réaliser l'analyse de stabilité des couches face au flambage. La version source du code de calcul est disponible (CANMET, 1986).

Le logiciel Curvbuk a été utilisé par les auteurs afin d'étudier le modèle géométrique de la figure 3 en l'adaptant à la géométrie particulière du flanc ouest de la fosse de Grand-Baume. Afin de corroborer les résultats obtenus à l'aide du logiciel, une étude en modèle réduit par table à frottement décrite dans le paragraphe suivant a aussi été réalisée.

3. ÉTUDE EN MODÈLE RÉDUIT PAR LA TABLE À FROTTEMENT

La table à frottement permet d'étudier le comportement d'un massif rocheux sur un modèle réduit (HOBBS, 1966 ; SPANG, 1976 ; EGGER et al., 1979). Cet appareil est basé sur le principe du frottement de base, qui permet le placement des forces de gravité dans un modèle physique à deux dimensions par des forces de frottements à la base de celui-ci. Ce principe a été mis en équation par BRAY et GOODMAN (1981). Le modèle est soumis à un mouvement de translation par le biais d'une large courroie continue en papier sablé, sur laquelle il repose, et qui est entraîné par un petit moteur à faible vitesse constante (fig. 4). Ce mouvement de translation est par la suite restreint par une barrière fixe installée au bout approprié de la table, immobilisant ainsi le modèle tout en permettant le déplacement de la courroie sous celui-ci. Le frottement exercé par la courroie sur le modèle engendre sur la barrière fixe une force permettant de simuler ainsi la gravité. La table à frottement permet de bien visualiser ce qui pourrait se passer en réalité. Pour utiliser ce mécanisme, il faut au préalable trouver le bon matériau équivalent, destiné à remplacer le matériau réel que l'on désire représenter à plus petite échelle.

3.1. Choix du matériau équivalent

Le matériau doit vérifier des équations de similitude dont la plus importante est la suivante (MANDEL, 1962) :

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_r} = \frac{\rho_e g_e l_e}{\rho_r g_r l_r} \tag{1}$$

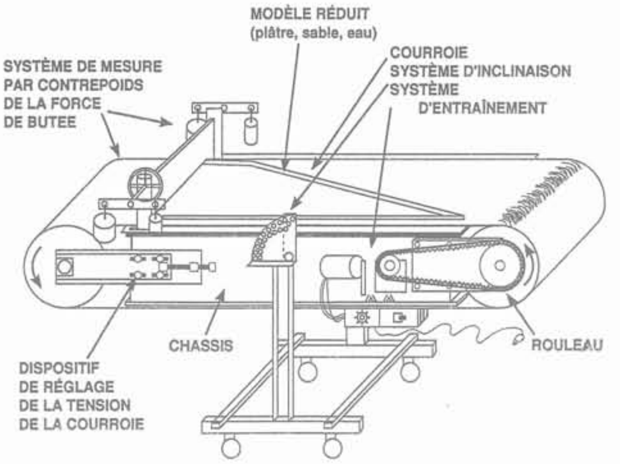


Fig. 4. — Schéma de la table à frottement.
Fig. 4. — Schematic of friction table.

avec : σ : tenseur des contraintes,
ρ : masse volumique,
g : force de masse, par unité de volume,
l : longueur,
e : désignant le matériau équivalent,
r : désignant le matériau réel.

Le matériau sélectionné pour l'application présente est un mélange de plâtre, sable et eau. Les proportions en poids sont les suivantes : 60 % de sable, 25 % d'eau et 15 % de plâtre. Des échantillons de 4,1 cm de diamètre et 8,2 cm de longueur ont d'abord été moulés pour vérifier les propriétés mécaniques du matériau.

Dix-sept échantillons ont été préparés en utilisant des proportions identiques mais en faisant varier le temps d'étuvage de 5 heures à 48 heures. La masse volumique des échantillons a également été déterminée.

Les tableaux des figures 5 et 6 résument les caractéristiques des échantillons et les résultats des essais de compression uniaxiale et des essais de traction effectués. Sur ces tableaux, on a aussi ajouté la valeur de la résistance en compression et en traction du matériau réel que le matériau équivalent permet de représenter par application de l'équation 1, en tenant compte des paramètres suivants :

ρ_e = 1,48 (moyenne de tous les échantillons préparés) ;

ρ_r = 2,50 (masse volumique du grès) ;

$\frac{l_e}{l_r}$ = 180 (facteur d'échelle géométrique choisi en tenant compte des dimensions de la table à frottement et du talus à modéliser).

Le rapport $\frac{\sigma_e}{\sigma_r}$ obtenu est alors de 106,6 et a été utilisé dans les figures 5 et 6.

En observant les résultats des tableaux, il s'avère que plus les échantillons sont étuvés et plus leur résistance en compression diminue, sans toutefois que la variation ne soit excessivement importante. Une durée d'étuvage de 24 heures a en conséquence été choisie pour la construction des modèles réduits décrits au paragraphe suivant.

En ce qui concerne les essais de résistance en traction, les résultats obtenus ont été, semble-t-il, entachés d'erreur par le fait que deux essais seulement ont été réalisés pour chaque durée d'étuvage sur les deux moitiés d'un même échantillon de 8,2 cm de longueur. Ainsi, tel qu'indiqué à la figure 6, la partie haute de l'échantillon placée dans l'étude a chaque fois donné une résistance en traction plus faible que la partie basse du même échantillon. On peut expliquer ce phénomène par l'accumulation de l'eau dans l'échantillon du bas qui contribue à en rehausser la résistance.

Durée d'étuvage (heures)	Masse volumique (g/cm³)	Résistance en compression (MPa)	Résistance en compression du matériau réel (MPa)
5 5 5	1,49 1,53 1,55	0,42 0,60 0,51	
Moyenne	1,53	0,51	54,4
24 24 24 24	1,54 1,51 1,48 1,53	0,53 0,49 0,48 0,48	
Moyenne	1,52	0,49	52,2
48 48 48 48	1,45 1,48 1,44 1,55	0,39 0,46 0,40 0,55	
Moyenne	1,48	0,45	48,0

Figure 5. — Résultats des essais de résistance en compression sur le matériau équivalent.
Figure 5. — Results of compressive strength tests on the equivalent material.

Durée d'étuvage (heures)	Masse volumique (g/cm^3)	Résistance en compression (MPa)	Résistance en traction du matériau réel (MPa)
5 5	1,47 1,55	0,099 0,266	
Moyenne	1,51	0,183	19,5
24 24	1,37 1,45	0,049 0,133	
Moyenne	1,41	0,091	9,7
48 48	1,43 1,45	0,066 0,121	
Moyenne	1,44	0,094	10,02

Figure 6. — Résultats des essais de résistance en traction sur le matériau équivalent.
Figure 6. — Results of tensile strength tetst on the equivalent material.

L'objectif recherché lors de la sélection du matériau équivalent était de reproduire le matériau réel constitué de couches de grès et siltites. Bien que ne disposant pas de résultats d'essais de compression unixaxiale ou de traction sur ces roches, une valeur de 50 MPa avait préalablement été jugée représentative, par les auteurs, de leur résistance en compression réelle sur le terrain. La sélection du matériau équivalent a ensuite été faite en recherchant un dosage d'ingrédients tel que la résistance en compression du matériau réel représenté soit approximativement égale à cette valeur.

3.2. Réalisation des essais

Il s'est avéré nécessaire de simplifier la géométrie du flanc ouest à modéliser à cause de la faible échelle de 1/180 du modèle, mais aussi dans le but de reproduire des géométries similaires à celles qui devraient par la suite être analysées par le logiciel Curvbuk. La figure 7 illustre la géométrie du modèle

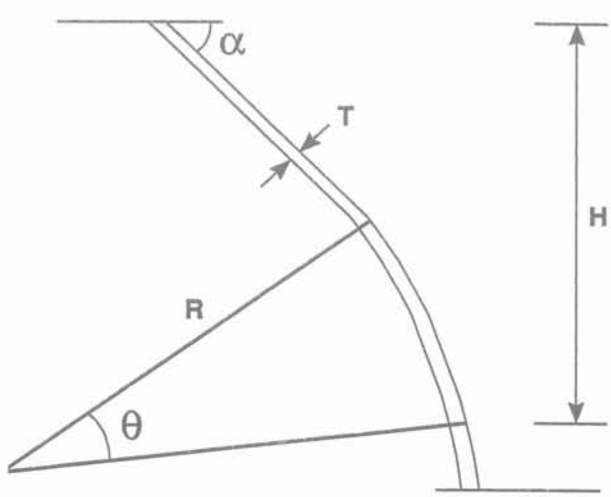


Fig. 7. — Modèle géométrique pour étude en modèle réduit par la table à frottement.
Fig. 7. —Geometrical model for reduced scale study with the friction table.

qui a été retenue de même que la définition des paramètres qui sont le pendage α, le rayon de courbure R, l'angle de courbure θ, l'épaisseur du banc T et la hauteur H.

Le rayon de courbure R a été le même pour tous les modèles, soit 28 cm, ce qui représente 50 m dans la réalité. Cette valeur est représentative du rayon de courbure réel des couches près du pied du flanc ouest. D'autre part, l'épaisseur des modèles a été arbitrairement choisie à 2 cm. Toutefois, ce dernier paramètre n'influence pas la valeur de la gravité simulée dans le modèle tel qu'on peut le déduire des équations théoriques du principe de la table à frottement (BRAY et GOODMAN, 1981). En ce qui concerne la hauteur H, elle a varié selon l'espace disponible sur la table à frottement entre 75 cm et 88 cm, ce qui représente 135 à 158 m de hauteur.

Le moulage des modèles a été réalisé de la façon suivante. Il faut déterminer les quantités des différents produits selon les proportions et la dimension du modèle. On verse l'eau dans un mélangeur, puis le sable. Le plâtre est ensuite versé progressivement dans le mélangeur pour éviter la formation de grumeaux. Le mélange est coulé dans le moule, mis dans un four et chauffé à 125 °C pendant 24 h. Ensuite, le modèle est démoulé et placé sur la table à frottement.

Onze moulages représentant autant de configurations différentes décrites au tableau de la figure 8 ont été effectués. Il est à noter que chaque configuration a pu être soumise à l'essai trois fois en découpant dans le modèle un nouveau banc parallèle au premier après chaque essai. Les résultats des essais sont également présentés sur la figure 8.

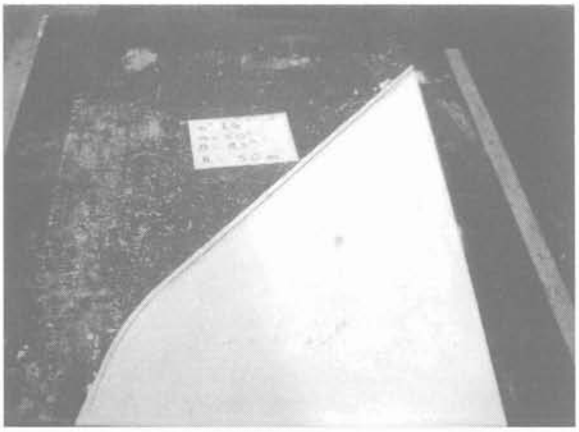
La hauteur indiquée sur la figure 8 est la hauteur H du modèle au moment des essais. Cette hauteur est très importante car plus la hauteur est grande, plus il y a de l'instabilité. Or, avec la table à frottement, la hauteur est limitée par la grandeur du moule et de la table. Ainsi lorsque le modèle est stable, on peut conclure que tous les modèles qui ont une hauteur plus petite seront stables, par contre dans le cas d'une instabilité, on peut dire que tous les modèles qui ont

Configuration	α (degrés)	θ (degrés)	Modèle		Talus réel		Commentaires
			T (cm)	H (cm)	T (m)	H (m)	
1	40	25	1	77	1,8	138	Stable
2	40	25	1,5	75	2,7	135	Stable
3	45	30	1	88	1,8	158	Rupture
4	45	30	1,5	87	2,7	157	Stable
5	45	30	2	84	3,6	151	Stable
6	50	25	1	88	1,8	158	Rupture
7	50	25	1,5	88	2,7	158	Stable
8	50	25	2	84	3,6	151	Stable
9	55	30	1	88	1,8	158	Rupture
10	55	30	1,5	80	2,7	144	Rupture
11	55	30	2	82	3,6	148	Stable

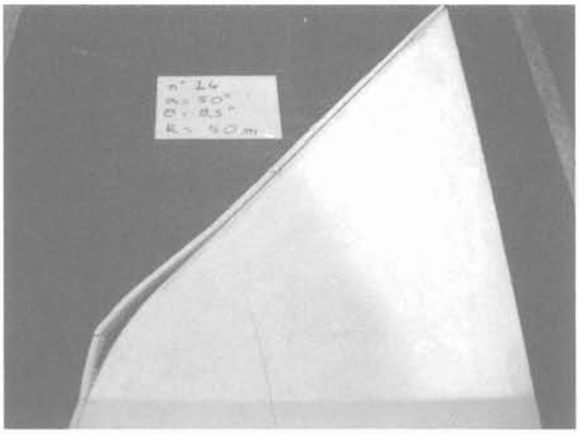
Figure 8 — Résultats des essais sur la table à frottement. - *Figure 8. — Results of tests with the friction table.*

une hauteur plus grande seront instables. Les figures 9 et 10 présentent différents essais obtenus avec la table à frottement. La figure 9 est un essai fait sur la configuration 6 ayant un pendage de 50°, un angle de courbure de 25° et un rayon de courbure réel de 50 m. L'épaisseur du banc est de 1 cm, ce qui représente 1,8 m, la base du modèle fait 80 cm. A l'endroit de la courbure du banc, il y a eu gonflement puis rupture du banc. De plus, on observe qu'il est possible d'évaluer la longueur L1 du bloc supérieur qui est un paramètre important dans la modélisation par Curvbuk présentée au paragraphe suivant. Cette observation constitue en soi un apport de très grande utilité qui justifie l'utilisation de la table à frottement. La figure 10 représente un essai fait sur la configuration 3 ayant un pendage de 45° et un angle de courbure de 30°. La rupture s'est faite également au niveau de la courbure et on peut remarquer la longueur L1 du bloc supérieur qui est plus petite que celle de la figure 9. La hauteur des deux modèles est de 88 cm, ce qui représente 158 m ; le talus de la mine de Grand-Baume atteindra une hauteur supérieure lorsque le coude de la couche de charbon sera enlevé.

En conclusion, l'utilisation de la table à frottement laisse entrevoir qu'il y a possibilité de rupture par flambage des couches au moment où le fond de fosse atteindra l'élévation 200 m (fig. 1), puisqu'à ce moment la hauteur du talus dépassera 200 m du sommet à la base. Les configurations 1 et 2 avec $\alpha = 40°$ qui est la valeur la plus proche du véritable pendage du talus n'ont pas atteint la rupture lors des essais, toutefois, les autres configurations avec $\alpha = 45°$ à 55° ont présenté des cas de rupture qui apparaissent principalement influencés par l'épaisseur T des couches. Ainsi, la configuration 3 indique que pour une épaisseur des couches inférieure à 1,8 m, la rupture serait atteinte dans le talus. Des essais supplémentaires de configurations avec $\alpha = 40°$ seraient nécessaires afin de cerner la valeur de l'épaisseur des couches au-dessous de laquelle la rupture serait possible afin de comparer cette valeur à l'épaisseur véritable des couches de grès et de siltite à la mine de Grand-Baume. D'autre part, il faut souligner que malgré sa grande utilité pour visualiser les mécanismes de rupture, la table à frottement ne permet pas de tenir compte de l'effet des pressions interstitielles d'eau dans le talus qui peuvent considérablement modifier la stabilité de ce dernier.



Avant l'essai. - *Before test.*



Rupture observée après l'essai. - *Failure observed after test.*

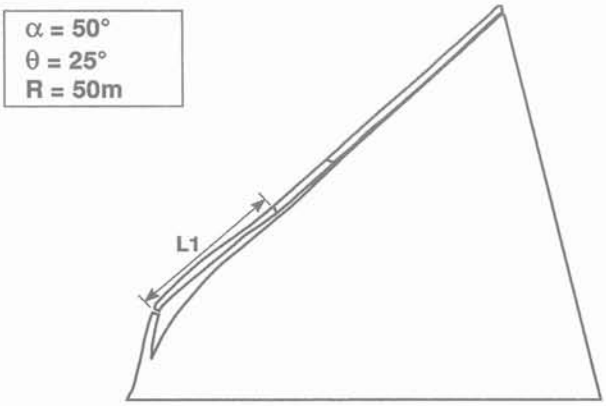
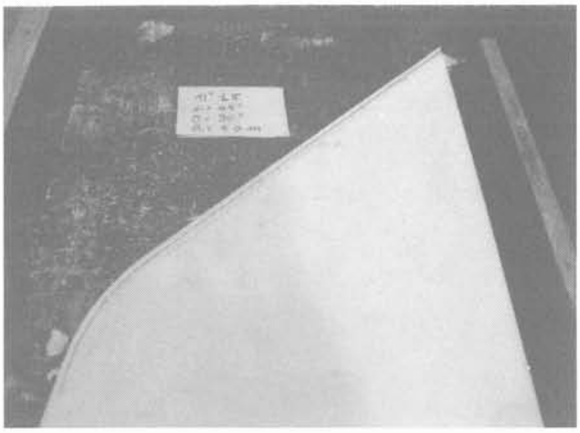
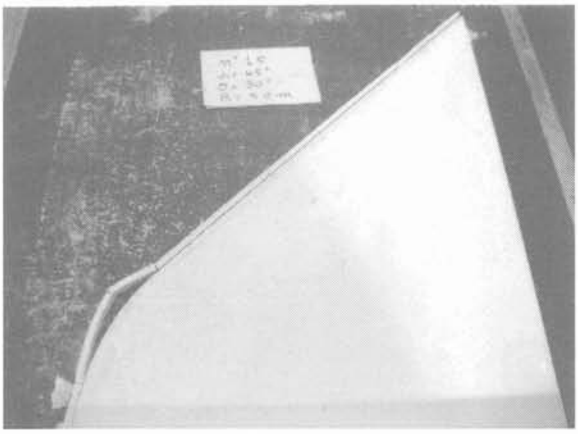


Schéma du modèle rupturé. - *Schematic of model at failure.*

Fig. 9. — Essai sur la configuration 6.
Fig. 9. — Test on configuration 6.



Avant l'essai. - Before test.



Rupture observée après l'essai. - Failure observer after test.

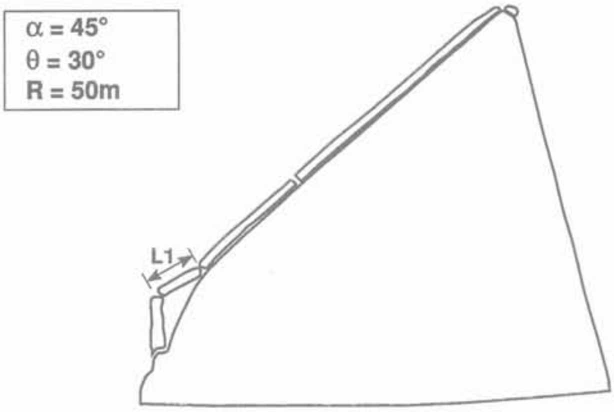


Schéma du modèle à la rupture. - Schematic of model at failure.

Fig. 10. — Essai sur la configuration 3.
Fig. 10. — Test on configuration 3.

4. ANALYSE DE L'ÉQUILIBRE LIMITE PAR LE LOGICIEL CURVBUK

Le logiciel Curvbuk est un programme écrit en Turbo Pascal qui permet d'analyser l'équilibre limite d'un talus courbé à l'aide de la méthode de flambement à trois pivots. Les méthodes de flambement à trois pivots ont été utilisées par CHUGH (1977) et BEER (1982) pour l'analyse de la stabilité de toits de mines souterraines et par CAVERS (1981) pour la stabilité de talus de mines à ciel ouvert.

Le modèle géométrique analysé dans le cadre de cette étude est illustré à la figure 11, toutefois le logiciel permet aussi d'analyser des configurations sensiblement différentes de celle illustrée. L'analyse à l'équilibre limite fait intervenir des forces inter-blocs à chacun des trois pivots, consécutives au poids propre des blocs, à la pression interstitielle d'eau agissant à l'arrière des blocs 1 et 2 et à des forces d'ancrage agissant sur ces mêmes blocs 1 et 2 (CANMET, 1986). Les différents paramètres nécessaires au logiciel sont les suivants (fig. 11) :

α : pendage des couches (degrés) ;

R : rayon de courbure (m) ;

θ : angle au centre (degrés) ;

poids volumique de l'eau et de la roche (kN/m^3) ;

h : hauteur de la nappe phréatique (m) ;

T : épaisseur du banc (m) ;

L1 : longueur du bloc 1 (m) ;

ϕ : angle de frottement inter-couche.

Le logiciel a été utilisé pour développer des abaques liant la hauteur du talus H à la longueur L1 du bloc 1 passif qui cause la rupture par flambage, ou plus précisément par expulsion à l'endroit du pivot 2. Il est important de noter que la longueur L1 ne peut pas être visualisée sur le terrain car elle n'apparaît en réalité qu'au moment de la rupture. Toutefois, les résultats du logiciel sont donnés en fonction de ce paramètre qui a un effet important sur la hauteur limite du talus H, lorsque tous les autres paramètres sont fixés.

Un exemple d'abaque pour le cas $\alpha = 40°$, $\theta = 30°$, $\phi = 25°$ et diverses épaisseurs de banc T est présenté à la figure 12. De tels abaques constituent un résultat intéressant et inédit car on y observe que les courbes ont un minimum qui représente la hauteur maximale H que peut avoir le talus pour être stable.

La figure 13 représente un second type d'abaque développé à l'aide des résultats des simulations du

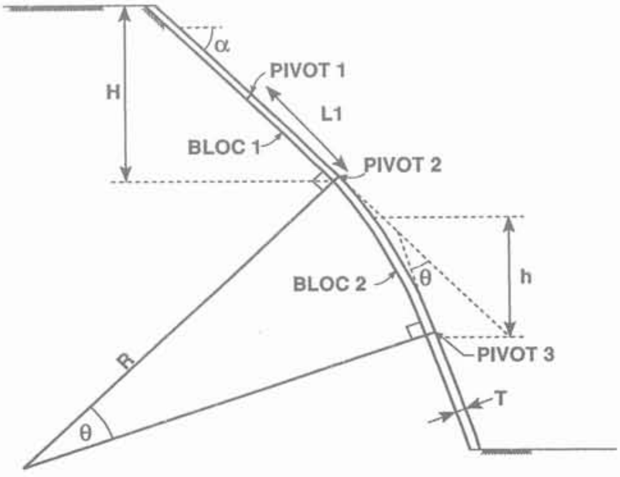


Fig. 11. — Modèle géométrique pour analyse par le logiciel Curvbuk.
Fig. 12. — Geometrical model for analysis with program Curvbuk.

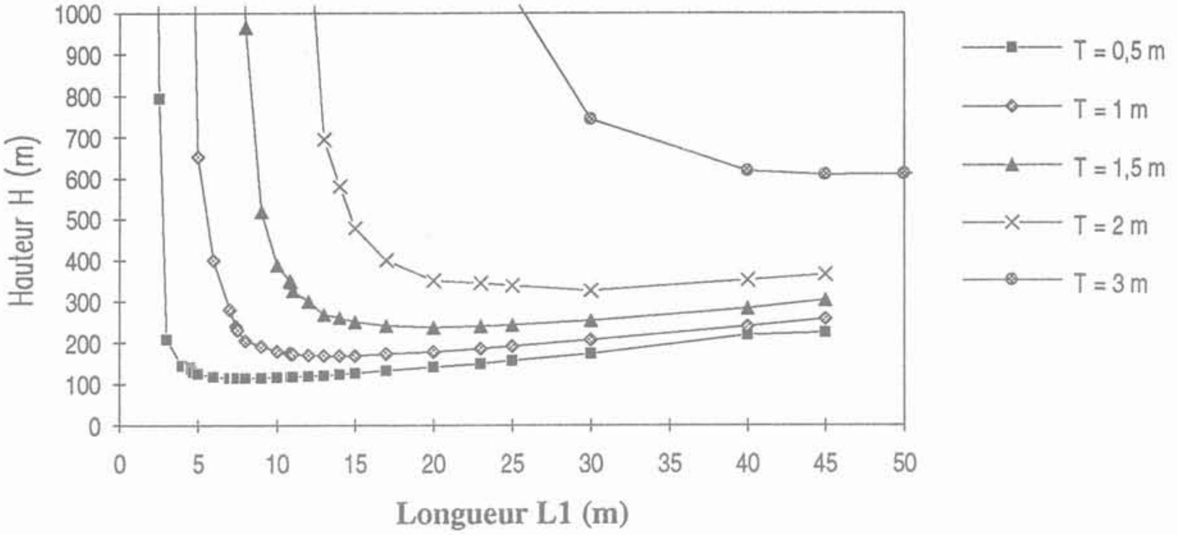


Fig. 12. — Abaque de la hauteur H en fonction de la longueur L1 pour α = 40°, θ = 30°, ϕ = 25°.
Fig. 12. — Nomogram of height H as a function of length L1 for α = 40°, θ = 30°, ϕ = 25°.

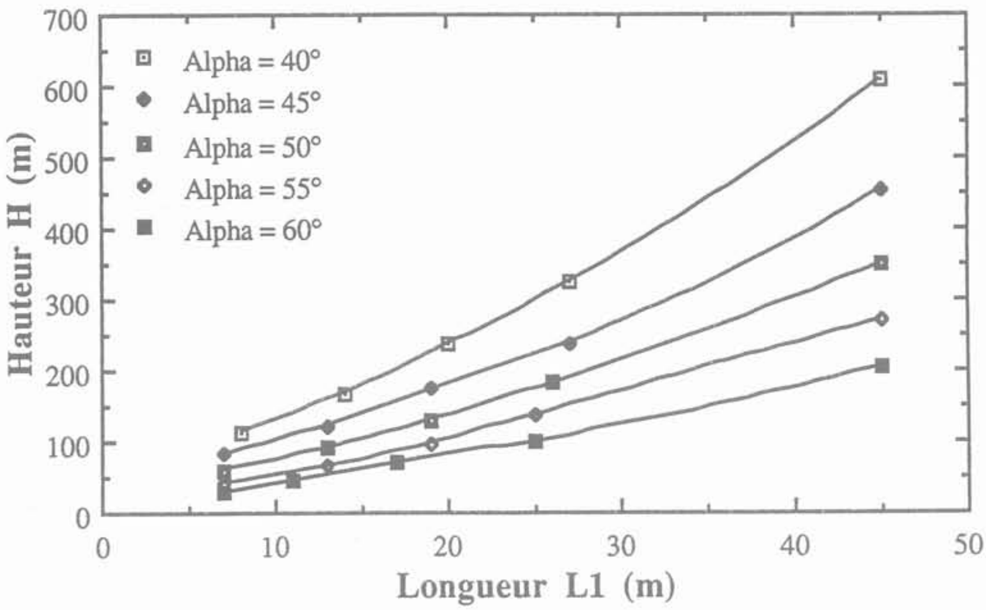


Fig. 13. — Minima des hauteurs pour θ = 30° et ϕ = 25° (de gauche à droite, les points correspondent à T = 0,5, 1, 1,5, 2, 3 m).
Fig. 13. — Heights minimum for θ = 30° et ϕ = 25° (from left to right, points correspond to T = 0,5, 1, 1,5, 2, 3 m).

logiciel. Cet abaque représente une synthèse d'abaques similaires à ceux de la figure 12 mais obtenus pour différentes valeurs de α. Il représente les différents minima des hauteurs maximales que peut avoir le talus pour être stable, et ce pour différentes valeurs de α et avec θ et ϕ fixés. Il faut noter que chacun des cinq points des courbes de l'abaque correspond à une épaisseur de banc T bien définie qui augmente de la gauche vers la droite.

A partir de l'abaque de la figure 13, il est possible de déterminer une hauteur minimale du talus H. Si cette hauteur est dépassée, les conditions de rupture par flambage des couches sont alors rencontrées.

4.1. Confrontation des résultats du logiciel

A titre d'exemple de l'utilisation des abaques et afin de corroborer les résultats du logiciel Curvbuk avec les essais par table à frottement, les configurations 3 à 5 et 9 à 11 de la figure 8 peuvent être confrontées aux prévisions du logiciel. Ces configurations ont un angle de courbure θ = 30° ce qui permet d'utiliser l'abaque de la figure 13 pour déterminer la hauteur minimale du talus au-delà de laquelle les conditions de rupture sont rencontrées. Bien qu'il n'ait pas été mesuré expérimentalement, l'angle ϕ s'appliquant aux modèles de la table à frottement a été supposé égal à 25°, ce qui correspond à l'abaque de la figure 13.

Dans le cas de la figuration 3 dont l'épaisseur des couches est de 1,8 m, l'interpolation sur la courbe correspondant à l'angle $\alpha = 45°$ donne une hauteur minimale de talus de 220 m. Par contre, le modèle qui représente une hauteur de talus réelle de 158 m a atteint la rupture ce qui n'est pas conforme aux prévisions du logiciel.

Les résultats des autres confrontations réalisées de la même façon sont résumés sur le tableau de la figure 14.

Il y apparaît qu'il y a une certaine concordance entre les résultats de Curvbuk et de la table à frottement, en particulier pour les configurations 9 à 11. Toutefois, la confrontation montre bien qu'un nombre beaucoup plus grand d'essais par la table à frottement serait requis pour cerner de façon plus précise le seuil d'apparition de la rupture en fonction de l'épaisseur T des couches et comparer ce seuil à celui prédit par le logiciel.

4.2. Application du logiciel au cas de la mine de Grand-Baume

Dans le cas de la mine de Grand-Baume, le pendage du talus est de l'ordre de 40° (fig. 1). En supposant l'angle θ égal à 30°, on peut évaluer sur la figure 13 que la hauteur critique varie de 115 m pour une épaisseur des couches T de 0,5 m, à 170 m pour une épaisseur de 1 m et à 240 m pour une épaisseur de 1,5 m.

Ces valeurs de hauteur critique correspondent tout à fait à la hauteur du talus qui sera atteinte lorsque l'exploitation aura atteint la profondeur maximale de 250 m. De même, les épaisseurs de couche de 0,5 m à 1,5 m correspondent à l'ordre de grandeur observable à la mine. Ainsi, l'analyse par le logiciel fait apparaître l'importance de cerner sur le terrain la valeur véritable de l'épaisseur des couches qui pourrait être mobilisée lors de l'amorce d'un glissement, puisque le passage de l'épaisseur de 0,5 m à 1,5 m suffit à rehausser la hauteur critique du talus de 115 m à 240 m.

En réalité, l'analyse de la stabilité du talus par le logiciel Curvbuk a fait apparaître l'influence prépondérante de plusieurs autres paramètres en plus de l'épaisseur des couches sur la hauteur critique du talus. Le paramètre θ, aussi difficile à évaluer sur le terrain que l'épaisseur des couches, contribue à modifier de façon très significative la valeur de la hauteur critique. De même, la hauteur h de la nappe phréatique dans le talus modifie de façon importante la valeur de la hauteur critique. Les forces d'ancrage des couches que le logiciel permet de simuler ont certainement une influence favorable sur la stabilité, toutefois elles n'ont pas été introduites dans les simulations réalisées au cours de cette étude.

5. CONCLUSION

L'utilisation de deux approches, d'abord par un modèle physique puis par un logiciel d'équilibre limite, pour l'étude de la stabilité du talus ouest de la fosse de Grand-Baume permet de mieux expliquer le mécanisme de flambage des couches qui pourrait se produire au moment où l'exploitation atteindra une profondeur suffisante pour dégager la charnière d'un pli couché qui délimite le talus.

Les modélisations réalisées permettent de mettre en lumière les caractéristiques géométriques du talus, soit l'épaisseur des couches et leur angle de courbure, qui doivent être estimées avec la meilleure précision possible afin de réduire l'incertitude associée à la détermination de la hauteur critique du talus. La meilleure connaissance de ces paramètres permettra de dimensionner de façon plus rationnelle le soutènement à utiliser pour stabiliser le talus.

Il semble important de pouvoir prendre en compte dans la modélisation, le renforcement, car ce renforcement existe et permet d'expliquer qu'actuellement aucune rupture n'ait été observée à Grand-Baume. L'étude réalisée a aussi permis de confronter les résultats obtenus en modèle réduit par la table à frottement avec ceux du logiciel. La confrontation n'a pu être que partielle à cause du faible nombre d'essais réalisés à l'aide de la table, toutefois la relative similitude des résultats et conclusions des deux approches obtenus jusqu'à maintenant justifie de continuer à utiliser les deux méthodes pour la poursuite de l'étude.

Finalement, l'étude réalisée a aussi permis de développer à l'aide du logiciel Curvbuk une approche à la préparation d'abaques d'évaluation de la stabilité des talus en présence de flambage des couches à trois pivots.

Configuration	Hauteur minimale requise pour rupture (m)	Stabilité selon Curvbuk	Stabilité selon table à frottement (fig. 8)
3	220	stable	rupture
4	390	stable	stable
5	> 600	stable	stable
9	130	rupture	rupture
10	250	stable	rupture
11	350	stable	stable

Figure 14. — Confrontation des prévisions de stabilité par Curvbuk et par la table à frottement.
Figure 14. — Comparison of stability predictions by Curvbuk and the friction table.

BIBLIOGRAPHIE

BEER G., MEEK J.L. (1982), *Design curves for roof and hangingwalls in bedded rock based on voussoir beams and plate solutions.* Transactions institution of mining and metallurgy, Section A, Mining Industry, Vol. 91, p. 18-22.

BRAY J.W., GOODMAN R.E. (1981), *The theory of base friction model.* Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. and Geomech. Abst., vol. 18, p. 453-468.

CANMET, Canada centre for mineral and energy technology (1986), *Development of design criteria for steeply dipping footwall stability in mountain regions (UP-H-221).* Final report by Hardy Associates (1978) ltd., DSS contract serial number : 1SQ85-00295, novembre 1986.

CAVERS D.S. (1981), *Simple methods to analyze buckling of rock slopes.* Rock Mechanics, Vol. 14/2, p. 87-104, 1981.

CAVERS D.S., SINGHAL R.K. (1988), *Three hinge beam analysis for buckling of stratified rock strata.* Proceedings of the first canadian conference on computer applications in the mineral industry, editors Fytas, Collins & Singhal, 7-9 mars 1988, p. 269-275.

CHUGH A.K. (1977), *Stability analysis of a jointed beam.* International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 1, p. 323-341.

EGGER P., GINDROZ C. (1979), *Tunnels ancrés à faible profondeur. Etude comparative sur modèles physiques et mathématiques.* Comptes rendus, 4e Congrès de la Société internationale de mécanique des roches, vol. 2, p. 121-136.

HOBBS D.N. (1986), *Scale model studies of strata movement around mine roadways. Apparatus, technique and some preliminary results.* Int. J. Rock. Mech. Min. Sci., vol. 3, p. 101-127.

MANDEL J. (1962), *Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains. Etude des conditions de similitudes.* Revue de l'industrie minérale, vol. 44, n° 9, p. 611-620.

SOUKATCHOFF V., HANTZ D., MATHIEU E., PAQUETTE Y. (1991), *Renforcement et contrôle des parements dans une mine à ciel ouvert de charbon.* Comptes rendus, 7e Congrès de la Société internationale de mécanique des roches, Aachen, 19-21 septembre 1991.

SPANG R.M. (1976), *Möglichkeiten und grenzen des base friction konzepts,* Rock Mechanics, vol. 8/3, p. 185-198, 1976.

Une banque de données pour le calcul de barrage

A data bank for dam computation

N. NEDJAT
Chercheur, EDF-CNEH*, Ecole Centrale Paris**
J.-J. FRY
Ingénieur d'études et développement hydraulique à EDF-CNEH*

Rev. Franç. Géotech. n° 60, pp. 71-81 (juillet 1992)

Résumé

L'objet de cet article est la définition des domaines de variation d'un certain nombre de paramètres mécaniques concernant les différents matériaux des barrages en enrochement. L'outil de base est une banque de données qui collationne entre autres les paramètres de DUNCAN. Les résultats trouvés restent en accord avec ceux déjà connus en mécanique des sols et ils permettent également de suggérer des résultats qui peuvent donner matière aux réflexions futures.

Abstract

This paper points out the fields of variation of some typical mechanical parameters used to described rockfill dams'materials. A data bank collecting various parameters, in particular DUNCAN parameters, serves as a basis for the present report. Naturally, the discovered results are in harmony with the usual knowledge of soils mechanics, but furthermore, these results suggest other results which open new prospects for futures studies.

* Centre national d'équipement hydraulique, 73373 Le Bourget Cedex.
** Ecole centrale des arts et manufactures, 92295 Châtenay-Malabry Cedex.

INTRODUCTION

Le projeteur confronté dès l'avant-projet à la conception d'un ouvrage, sans avoir la possibilité de connaître l'ensemlbe des propriétés du remblai et de sa fondation est amené à justifier son projet à partir d'un calcul paramétrique. L'expérience montre que ce calcul est plus rapide et plus représentatif si les paramètres sont issus d'études antérieures sur des ouvrages similaires. La variété des situations incite alors à emmagasiner l'expérience acquise sous forme de banque de données.

Une banque de données concernant principalement les barrages en enrochement regroupe plus de 170 grands barrages dans le monde (décrits pour la plupart dans les comptes rendus de la CIGB) ; 750 matériaux constitutifs y sont répertoriés ; 124 paramètres définissent le comportement des matériaux et du barrage.

Une première exploitation succinte est présentée ci-après. L'accent est mis sur le lien entre les paramètres physiques d'identification (densité, granulométrie) et les paramètres mécaniques issus de la loi de DUNCAN. Cette dernière a été choisie en raison notamment de l'utilisation internationale intensive qui nous a permis de retrouver un volume conséquent de données.

1. RAPPEL CONCERNANT LA LOI DE DUNCAN

La première formulation de cette loi est due à KONDNER (1963) qui a proposé que la courbe triaxiale contrainte déviatoire fonction de la déformation axiale soit approximée par l'hyperbole :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1}$$

où :

$$a = \frac{1}{E_i} \text{ et } b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

avec :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$$

et $(\sigma_1 - \sigma_2)_f$: déviateur maximal.

La formulation complète de cette loi est donnée par DUNCAN en 1970. Les paramètres sont définis de la manière suivante.

Le module initial est donné par la relation :

$$E_i = K \text{ Pa } \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \text{ où : Pa } = 0,1 \text{ MPa}$$

Un module tangentiel est obtenu en dérivant l'équation de l'hyperbole :

$$Et = K \text{ Pa } \left(\frac{\sigma^3}{Pa}\right)^n X^2$$

où :

$$X = 1 - \frac{Rf\ (\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\Phi)}{2\ c \cos\Phi + 2\ \sigma_3 \sin\Phi}$$

avec :

c	:	cohésion
Φ	:	angle de frottement
σ_3 et σ_1	:	contraintes principales
K, n	:	coefficients sans unité

Le coefficient de Poisson est défini par une autre relation hyperbolique entre la déformation axiale ϵ_1 et la déformation radiale ϵ_3 :

$$\epsilon_1 = \frac{\epsilon_3}{F + D\ \epsilon_3}$$

Les coefficients de Poisson initial ν_i et tangentiel ν_{ot} sont définis de la même manière par :

$$\nu_i = G - F \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)$$

et :

$$\nu_t = \frac{G - F\log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)}{(1 - D(\sigma_1 - \sigma_3)/K\ Pa(\sigma_3/Pa)^n X)^2}$$

avec : G, F, D : coefficients sans dimension.

Et enfin, l'angle de frottement peut suivre une variation suivant la contrainte de confinement :

$$\Phi\ (\sigma_3) = \Phi - \Delta\Phi \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)$$

Les paramètres principaux sont ceux qui caractérisent :

— la résistance : Φ (angle de frottement pour 0,1 MPa de confinement) et $\Delta\Phi$ (décroissance de l'angle de frottement entre 0,1 et 1 MPa) ;

— le module K (sans unité, mais en pratique équivalent au module d'YOUNG pour 0,1 MPa puisque si on prend Pa = σ_3 = 0,1 MPa dans la formule de E_i, on obtient E = K en 0,1 MPa) et n (exposant de la loi d'accroissement du module fonction de la contrainte).

2. CLASSES DE MATÉRIAUX

2.1. Typologie étudiée

Un remblai en terre est composé de matériaux aux fonctions bien distinctes comme le précise le tableau 1. Par conséquent, une première exploitation de la banque consiste à rechercher le comportement moyen, typique de chaque classe. La description granulométrique de chaque matériau est synthétisée par la figure 1 qui représente les principales classes en fonction de la taille de la portion fine ($\log_{10}$ (Cu), avec CU = d_{60}/d_{10} où d_{60} est le diamètre de grain correspondant à 60 % de passant en poids).

Il apparaît que l'étalement de la granulométrie augmente avec la finesse du matériau. Ainsi on note une évolution continue de l'enrochement au drain, puis au filtre jusqu'au sol de noyau. Les matériaux de transition recouvrent, bien sûr, les filtres et les drains.

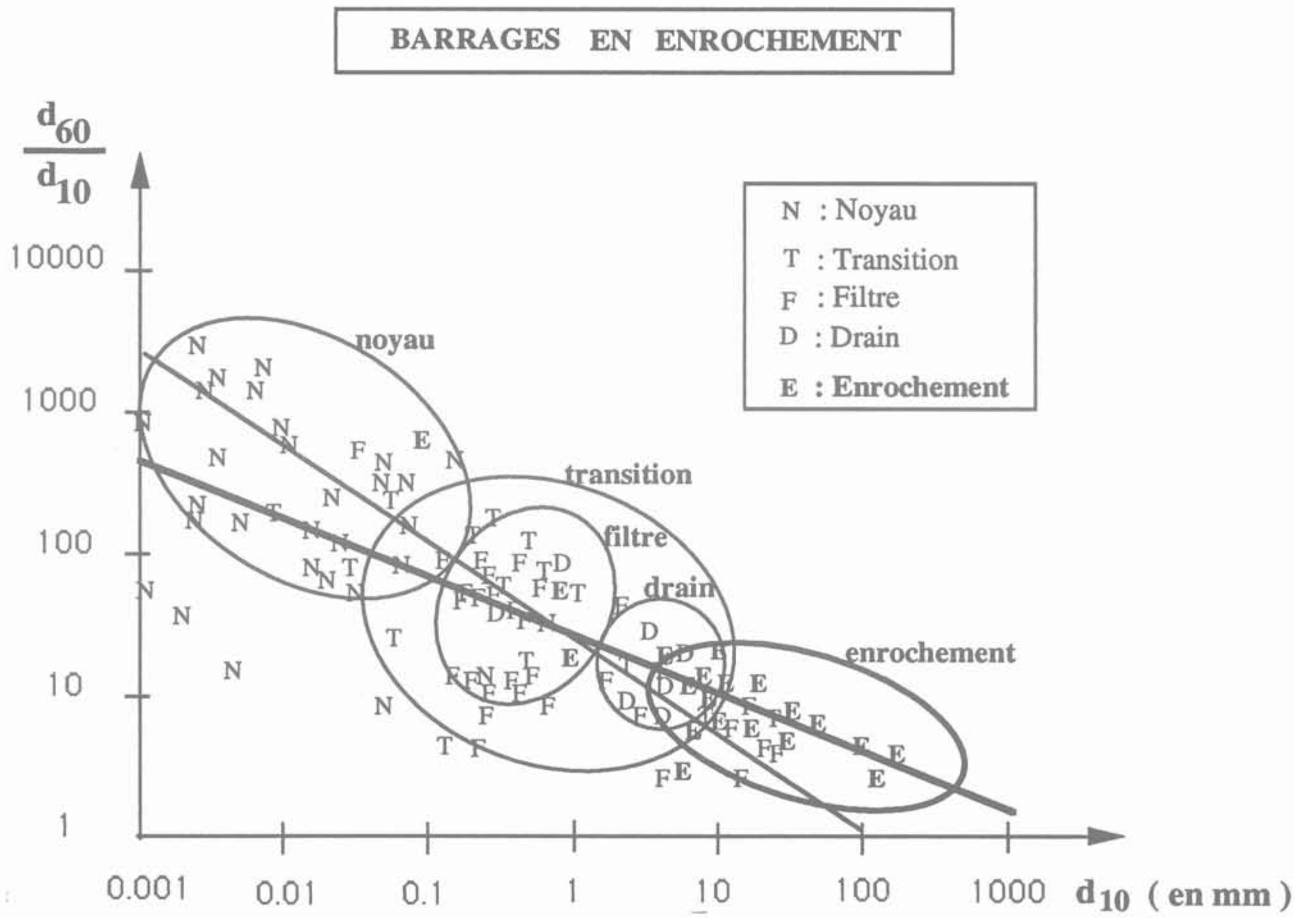


Fig. 1. — Variation de d_{60}/d_{10} en fonction de d_{10} (en échelle logarithmique).

Tableau 1. — Typologie des matériaux constitutifs d'un remblai en terre.

Fonction	Matériau
Etanchéité	noyau
Lutte anti-érosion	filtre
Drainage	drain
Stabilité	recharge
Transition	transition
Stabilité et insensibilité à l'eau	enrochement

2.2. Résistance fonction de classe

Les tableaux 2 et 3 montrent la répartition de Φ pour trois classes de matériaux au sein du barrage. Deux types de données concernant l'angle de frottement sont disponibles dans la banque :

— celles qui sont liés à $\Delta\Phi$ (tableau 2) ;

— et celles qui sont en dépendance étroite avec la cohésion c (tableau 3).

Sur les deux tableaux, la décroissance de l'angle de frottement interne de l'enrochement jusqu'au noyau avec plus de 50 % de fines, est nette.

Tableau 2. — Evolution de l'angle de frottement suivant la classe du matériau.

L'angle de frottement à σ_3 = Pa = 0,1 MPa correspondant à l'expression de Φ_1 donnée par :

$$\Phi(\sigma_3) = \Phi_1 - \Delta\Phi \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)$$

Classe	Φ_1(°)			tg Φ_1		
	moyenne m	écart-type σ	σ/m	m	σ	σ/m
Enrochement	45,91	5,21	0,11	1,05	0,21	0,20
Filtre	39,83	5,63	0,14	0,85	0,18	0,21
noyau (f < 50 %)	36,39	7,78	0,21	0,75	0,20	0,26
noyau (f > 50 %)	30,00	2,30	0,08	0,58	0,04	0,06

On remarque sur le tableau 3 que l'angle de frottement lié à la cohésion est plus faible par rapport au cas où cet angle est lié à $\Delta\Phi$ et ceci pour toutes les classes de matériaux.

Tableau 3. — Evolution de l'angle de frottement suivant la classe du matériau.

L'angle de frottement correspondant à l'expression de Φ_1 donnée par :

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \Phi$$

Classe	Φ_1 (°)			tg (Φ)		
	moyenne m	écart-type σ	σ/m	m	σ	σ/m
Enrochement	42,00	2,94	0,07	0,90	0,09	0,10
Filtre	36,67	3,79	0,10	0,75	0,11	0,14
noyau (f < 50 %)	28,31	8,52	0,30	0,55	0,19	0,34
noyau (f > 50 %)	24,67	8,55	0,34	0,47	0,18	0,38

La décroissance de l'angle de frottement avec la contrainte est d'autant plus grande que le matériau est grossier, comme le montre le tableau 4. Elle varie de 9 degrés pour les enrochements, à 2 degrés pour les argiles fines du noyau. On note deux types de noyaux : ceux en argile et ceux en sable et grave argileux. La frontière entre les deux est $\Phi = 30°$.

L'expression :

$$\Phi_{10}/\Phi_1 = (\Phi_1 - \Delta\Phi) \; / \; \Phi_1$$

du tableau 4 mesure la variation relative de Φ entre 0,1 MPa et 1 MPa.

2.3. Déformabilité des matériaux

Le module K varie considérablement suivant l'emplacement des matériaux. Les enrochements et les drains ont des valeurs moyennes voisines de 800, alors que les noyaux sableux et graveleux descendent à 330, et les noyaux d'argile fine atteignent la valeur de 50 (tableau 5).

Ce résultat met en évidence le risque de fissuration des barrages en enrochement à noyau argileux.

Tableau 4 — Décroissance de $\Delta\Phi$ de la recharge vers le noyau.

Classe	Φ_1 (°)		(Φ_1 − $\Delta\Phi$) / Φ_1		
	moyenne m	écart-type σ	m	σ	σ/m
Enrochement	9,6	4,0	0,85	0,11	0,13
Filtre	6,8	5,7	0,81	0,07	0,08
noyau (f < 50 %)	2,3	2,8	0,79	0,11	0,14

La croissance du module avec la contrainte est cependant d'autant plus forte que le pourcentage de fines augmente. Le tableau 5 montre un exposant n compris entre 0,25 et 0,4 pour les matériaux grossiers, et un exposant supérieur à 0,6 pour les matériaux de noyau. Ce phénomène est heureusement bénéfique car il diminue la déformabilité différentielle entre le noyau et les filtres ou drain qui reste cependant très forte pour les barrages de taille modeste.

L'écart-type du module K est très grand, car des valeurs très fortes ont été répertoriées. Cette dispersion est à la fois symptomatique de la difficulté de mesurer le module et de sa grande variabilité.

Le paramètre Rf présenté dans le tableau 5, est en moyenne soit 0,7 (enrochement, transition, recharges), soit 0,8 (filtre et drain).

Le tableau 6 donne une idée des valeurs de G, F et D pour les différents emplacements du barrage. On y note toutefois une valeur moyenne de G variant de 0,30 à 0,35, et une valeur moyenne de D qui varie de 6,5 à 9.

3. INFLUENCE CONJUGUÉE DE LA GRANULOMÉTRIE ET DE L'INDICE DES VIDES

3.1. Densité fonction de la granulométrie

La densité des échantillons ne devrait en fait dépendre principalement que de la granulométrie. En effet,

Tableau 5. — Evolution des paramètres définissant le module d'YOUNG en fonction des classes.

Classe	Rf		K		n	
	moyenne m	écart-type σ	m	σ	m	σ
Enrochement	0,71	0,10	813	691	0,40	0,21
Recharge	0,71	0,15	762	793	0,50	0,22
Transition	0,71	0,10	1 225	1 041	0,25	0,46
Drain	0,85	0,10	860	589	0,28	0,21
Filtre	0,81	0,11	941	583	0,46	0,21
Noyau (f < 50 %)	0,80	0,12	340	247	0,60	0,35
Noyau (f > 50 %)	0,69	0,10	50	40	0,70	0,10

Tableau 6. — Evolution des paramètres définissant le coefficient de Poisson en fonction des classes.

Classe	G		F		D	
	moyenne m	écart-type σ	m	σ	m	σ
Enrochement	0,34	0,08	0,16	0,10	6,69	3,66
Recharge	0,33	0,11	0,10	0,10	7,13	3,42
Transition	0,32	0,08	0,14	0,08	8,95	6,34
Drain	0,30	0,06	0,28	0,15	7,30	3,81
Filtre	0,35	0,03	0,16	0,10	6,52	3,02
Noyau (f < 50 %)	0,32	0,12	0,10	0,10	7,28	14,34

la plupart des matériaux sont compactés à l'énergie proche du Proctor Normal. Ainsi l'indice des vides devrait suivre l'évolution définie par BIAREZ et ROPERS (1980) en fonction de l'étalement de la granulométrie et de la forme des grains, mais l'on note des variations importantes (fig. 2).

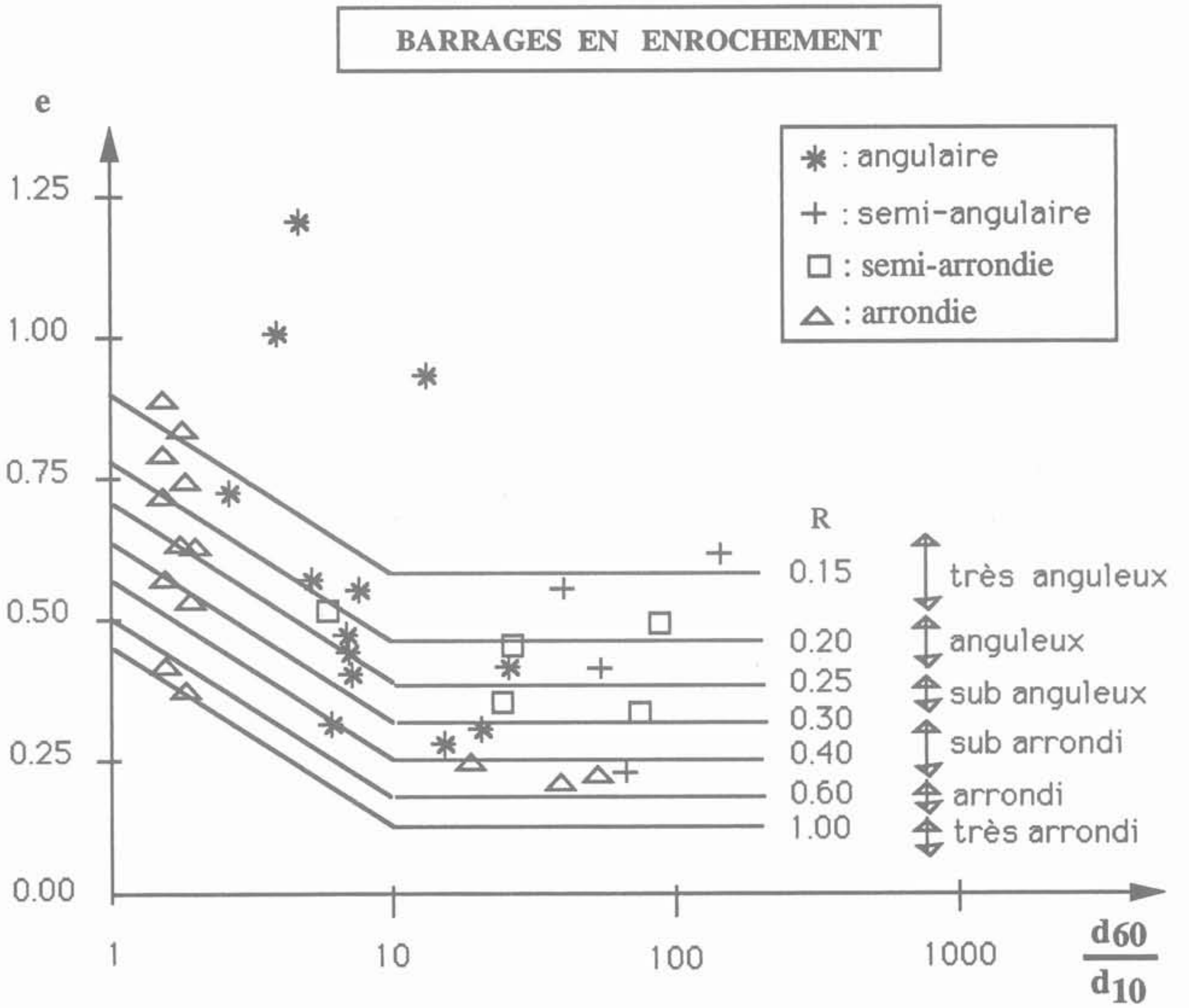


Fig. 2. — Variation d'indice des vides en fonction de $\frac{D_{60}}{d_{10}}$ et de l'angularité (sols avec moins de 10 % de fines (d_{10} < 80 microns)). Les droites proviennent de l'analyse de ROPERS.

Au-delà de d_{60}/d_{10} = 15, l'indice des vides ne devrait dépendre que de l'angularité ; en fait on constate seulement que les particules arrondies créent les arrangements les plus denses.

3.2. Résistance

a. Le rôle de l'indice des vides

La figure 3 représente la variation de l'angle de frottement interne du noyau, du filtre et de l'enrochement, avec l'indice des vides après compactage. Il semblerait que l'indice des vides n'ait d'influence significative que sur les matériaux du noyau, car en augmentant, il fait chuter l'angle de frottement.

b. Le rôle du pourcentage de fines

La figure 4 montre une décroissance linéaire de l'angle de frottement avec le pourcentage des fines. Cette tendance est confirmée malgré une dispersion importante.

c. Le rôle de la limite de liquidité W_L

Nous observons sur la figure 5 que l'angle de frottement décroît quand W_L augmente. Ce graphique prend en compte les matériaux ayant une valeur de d_{10} < 20 microns (en fait ce graphique reste presque inchangé pour d_{10} < 80 microns). Nous vérifions que :

— la plupart des points se situent au dessus de la courbe Φ_{pp} de l'angle de plasticité parfaite (TAIBI) ;

— la courbe de l'angle de frottement résiduel, Φ résiduel, se trouve encore plus en dessous de Φ_{pp}. Ce qui est conforme au fait que les résistances de cette banque ne correspondent pas aux Φ résiduels, mais au pic ;

— il existe un point particulier (point entouré) qui correspond au matériau du noyau du barrage de Mrica (d'une hauteur de 110 m, situé à Java, en Indonésie) dont quelques caractéristiques sont données au tableau 7.

La faible valeur de K (50) et un angle de frottement fort pour un noyau (30°) font de ce matériau un matériau particulier, d'autant plus que sa valeur de W_L = 84 % est une valeur extrême de la banque de données. En fait ce matériau est représentatif des sols résiduels andosols et autres argiles riches en halloïsite qui possèdent une grande résistance malgré des limites d'Atterberg importantes et une grande déformabilité.

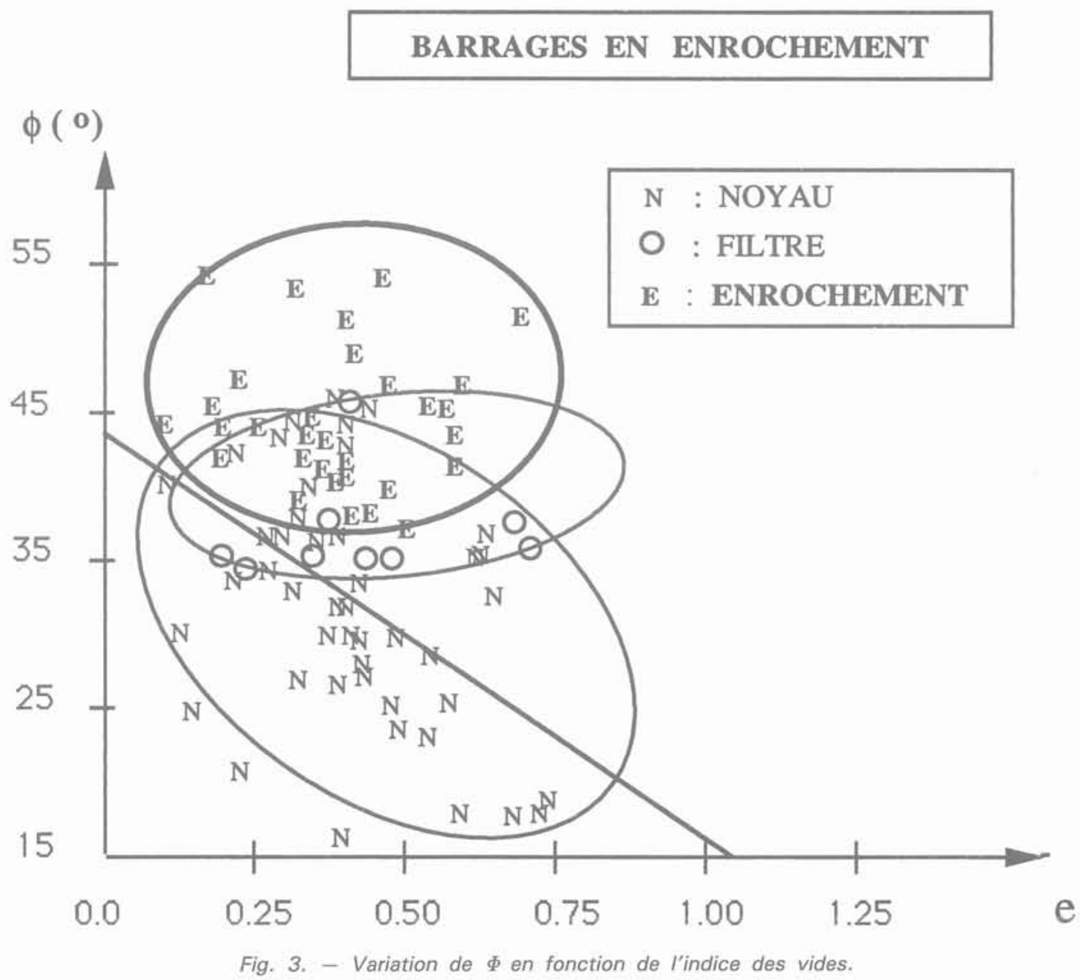


Fig. 3. — Variation de Φ en fonction de l'indice des vides.

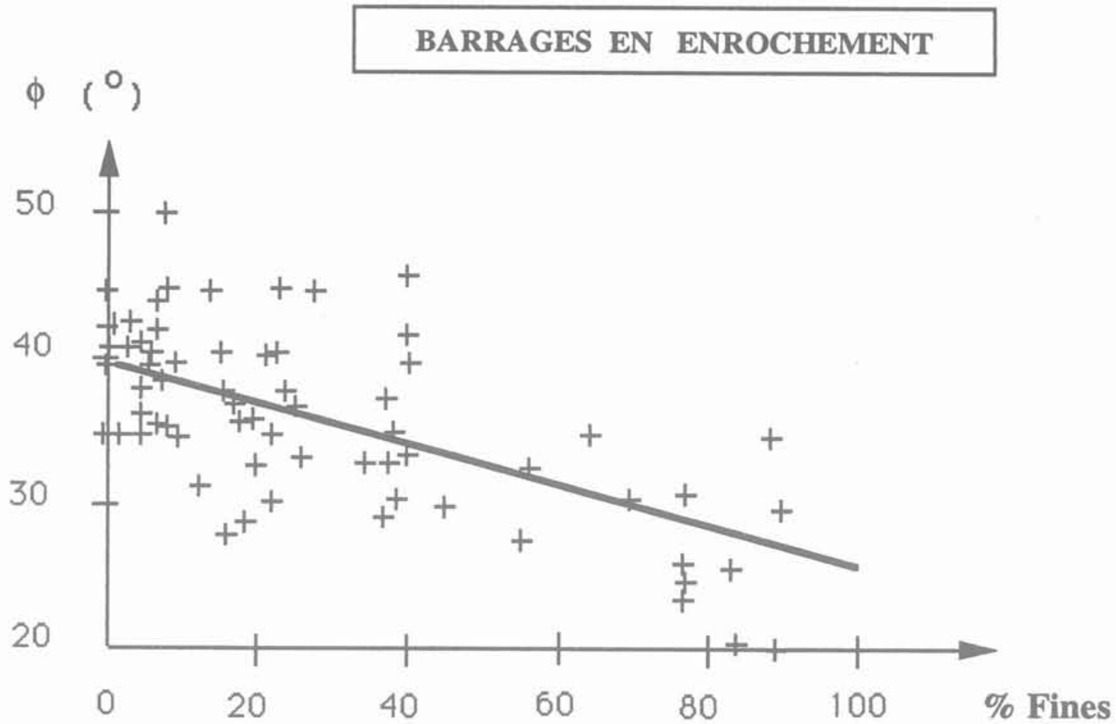


Fig. 4. — Variation de Φ en fonction de pourcentage de fines (tous les matériaux du barrage).

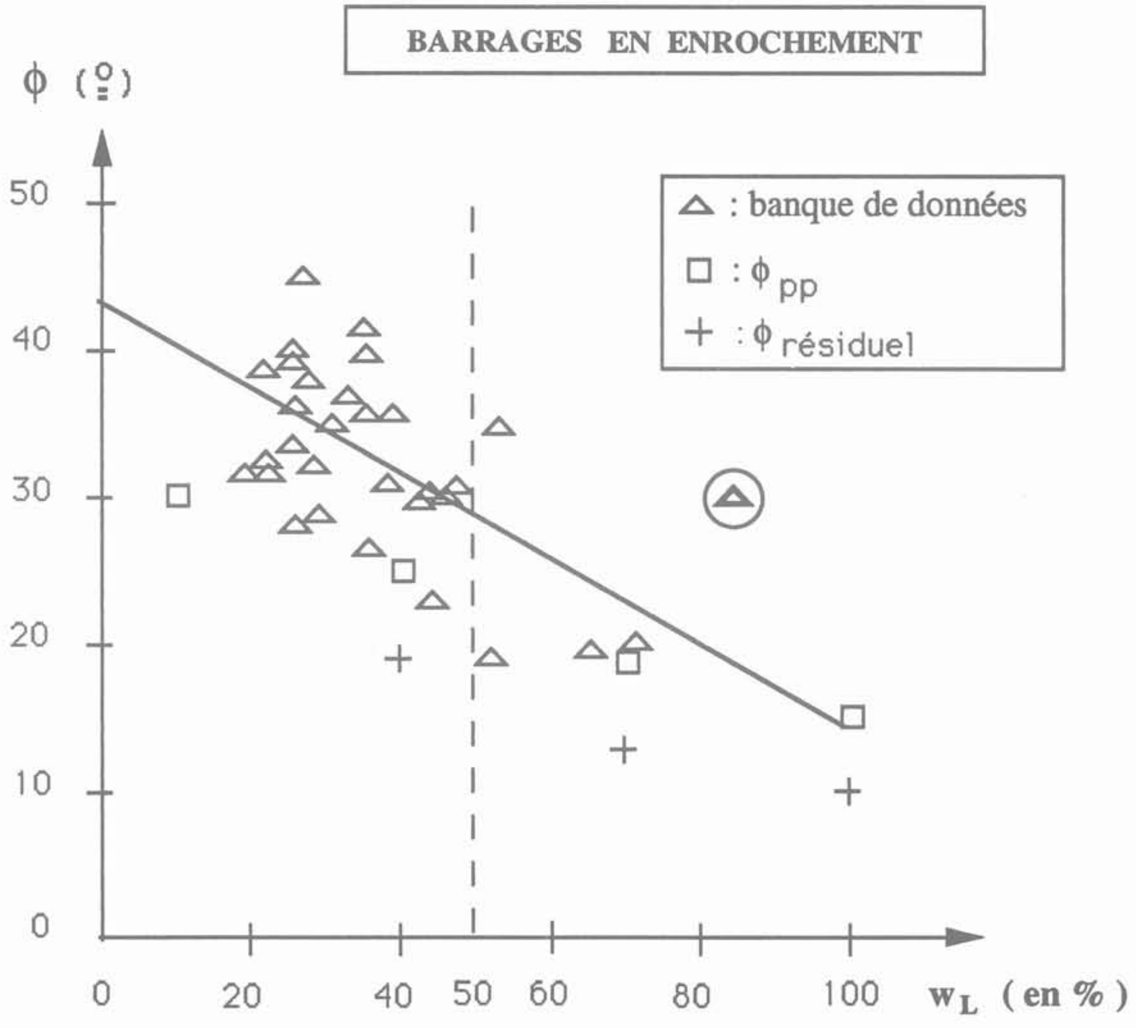


Fig. 5. — Variation de Φ en fonction de W_L. (Les matériaux avec d_{10} < 20 microns).

Tableau 7. — Caractéristiques du matériau de noyau du barrage de Mrica.

Caractéristiques du sol					Paramètres de DUNCAN			
Type du sol	W_L	W	c (MPa)	Φ	Kur	K	n	Rf
Argile halloïsite	84	57,5	0,01	30	150	50	0,7	0,69

d. Le rôle de la taille des grains

Il est intéressant de noter une évolution en forme de cloche (fig. 6) qui laisserait supposer qu'au-delà d'un certain diamètre, l'angle de frottement diminue (à l'échelle d'un milieu continu). C'est sans doute parce que pour d_{10} grand e est grand aussi.

L'angle de frottement maximal est constaté pour d_{10} = 1 mm.

e. Paramètre e.tgΦ en fonction de d_{60}/d_{10} et de l'angularité

De même, sur la figure 7 nous avons remplacé e par e.tgΦ pour voir son évolution en fonction de d_{60}/d_{10}. Nous voyons les allures de courbes semblables à celles de e fonction de d_{60}/d_{10}. Nous vérifions un résultat intéressant annoncé par AL-ISSA pour le sable d'Hostun, à savoir e.tgΦ = 0,5. En fait il existe une légère décroissance avec d_{60}/d_{10} jusqu'à d_{60}/d_{10} > 15. Là, est sous-jacente l'idée d'un arrangement optimum des petits grains dans les vides laissés par les gros.

D'autre part, le paramètre e.tgΦ varie peu pour un sol donné et il dépend non seulement de d_{60}/d_{10} et de l'angularité, mais également de la minéralogie du sol en question.

L'intérêt de cette expression est de déterminer, pour certains types de matériaux, la variation d'angle de frottement en fonction du compactage.

BARRAGES EN ENROCHEMENT

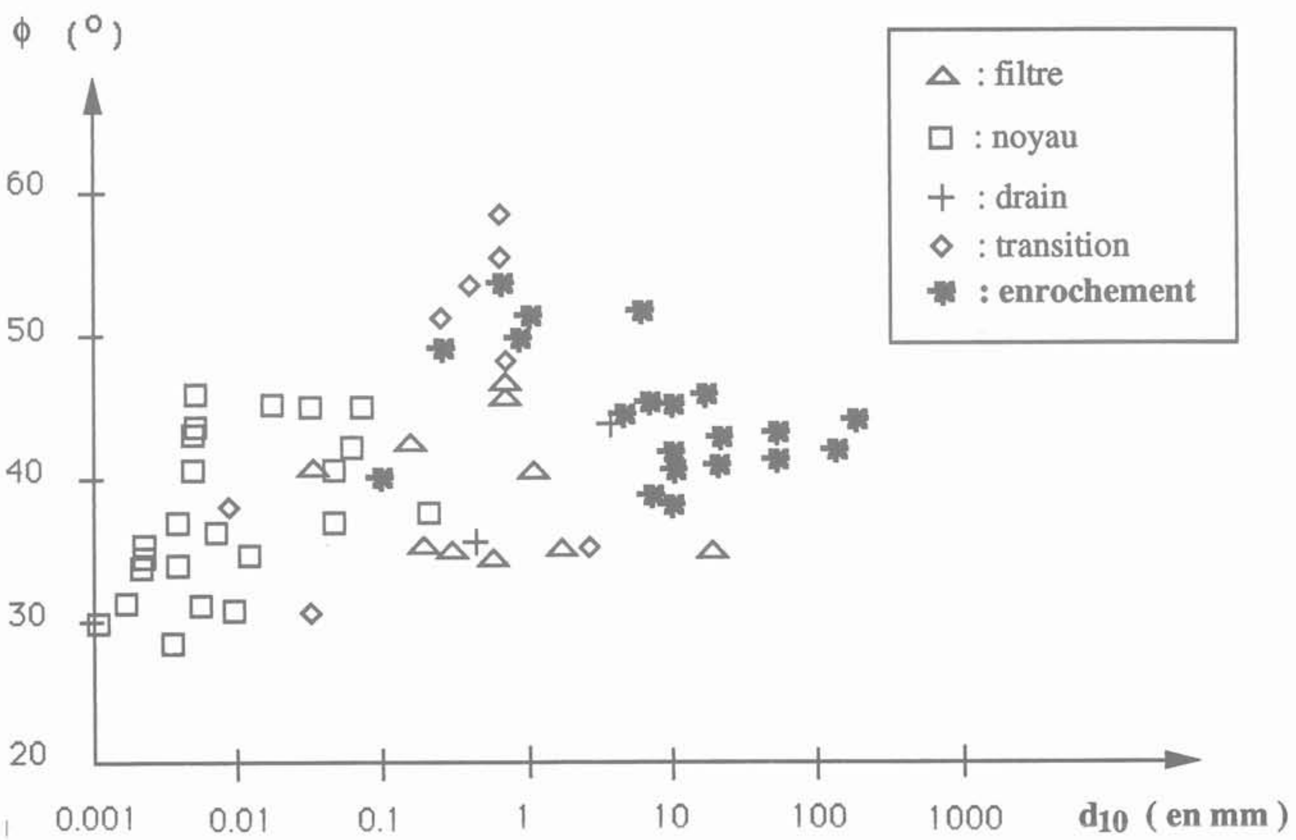


Fig. 6. — Variation de Φ en fonction de d_{10}.

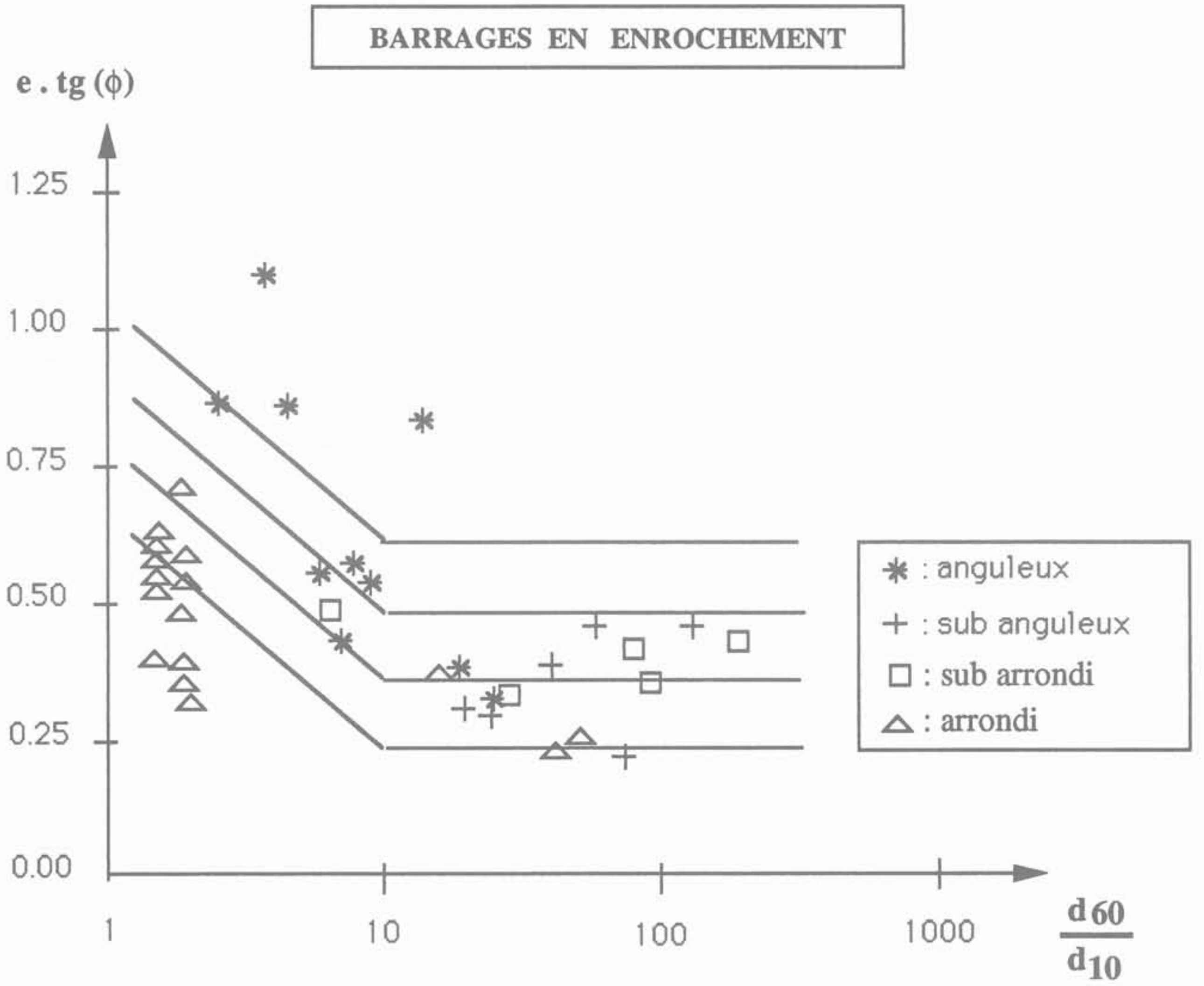


Fig. 7. — Hypothèse sur la variation de e.tg (Φ) en fonction de $\frac{d_{60}}{d_{10}}$ et l'angularité (sols avec moins de 10 % de fines (d_{10} < 80 microns).

3.3. Déformabilité

a. Le rôle de l'indice des vides

La figure 8 montre la baisse linéaire du module K avec l'indice des vides. Cette décroissance s'effectue de manière similaire pour le noyau d'une part, le filtre, le drain et la transition d'autre part.

La dispersion des valeurs de n dans la banque était telle que nous ne pouvions rien conclure sur la variation de n en fonction des vides pour l'ensemble des matériaux. Par contre, nous tirons profit du classement par catégorie de ces matériaux, comme nous le montre la figure 9.

La croissance est assez forte pour le noyau. En revanche, l'enrochement a un exposant décroissant qui traduit une tendance à module constant. En effet, après une rigidité initiale forte à moyenne d'enrochement, l'écrasement des particules limites la rigidificaiton du matériau.

On remarque sur la figure 9 que pour des faibles valeurs d'indice des vides, la valeur de n est non loin de 0,5 pour le noyau et l'enrochement.

b. Le rôle de d_{10}

La figure 10 représente la variation de K en fonction de d_{10}. On remarque deux zones distinctes :

— dans la première zone où d_{10} < 0,4 mm, K croît avec d_{10} ;

— dans la zone où d_{10} > 0,4 mm, K décroît.

Mais on voit qu'il y a des valeurs de K entre :

0,1 mm < d_{10} < 1 mm (100 < K < 4 000)

qui sont supérieures à celles des autres zones :

(100 < K < 1 000).

Ce graphique nous amène aux remarques suivantes :

— pour les matériaux d'enrochement, drain, filtre et transition (matériaux grossiers), K décroît avec d_{10}.

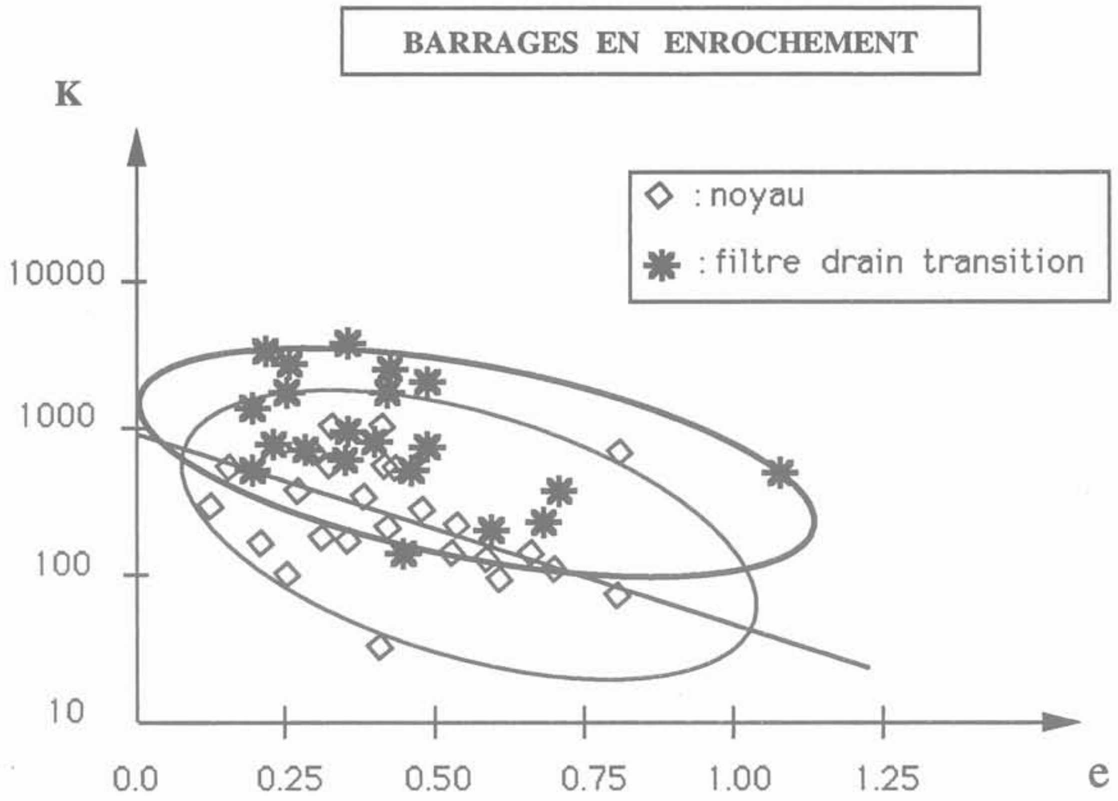


Fig. 8. — Variation du module K en fonction de l'indice des vides.

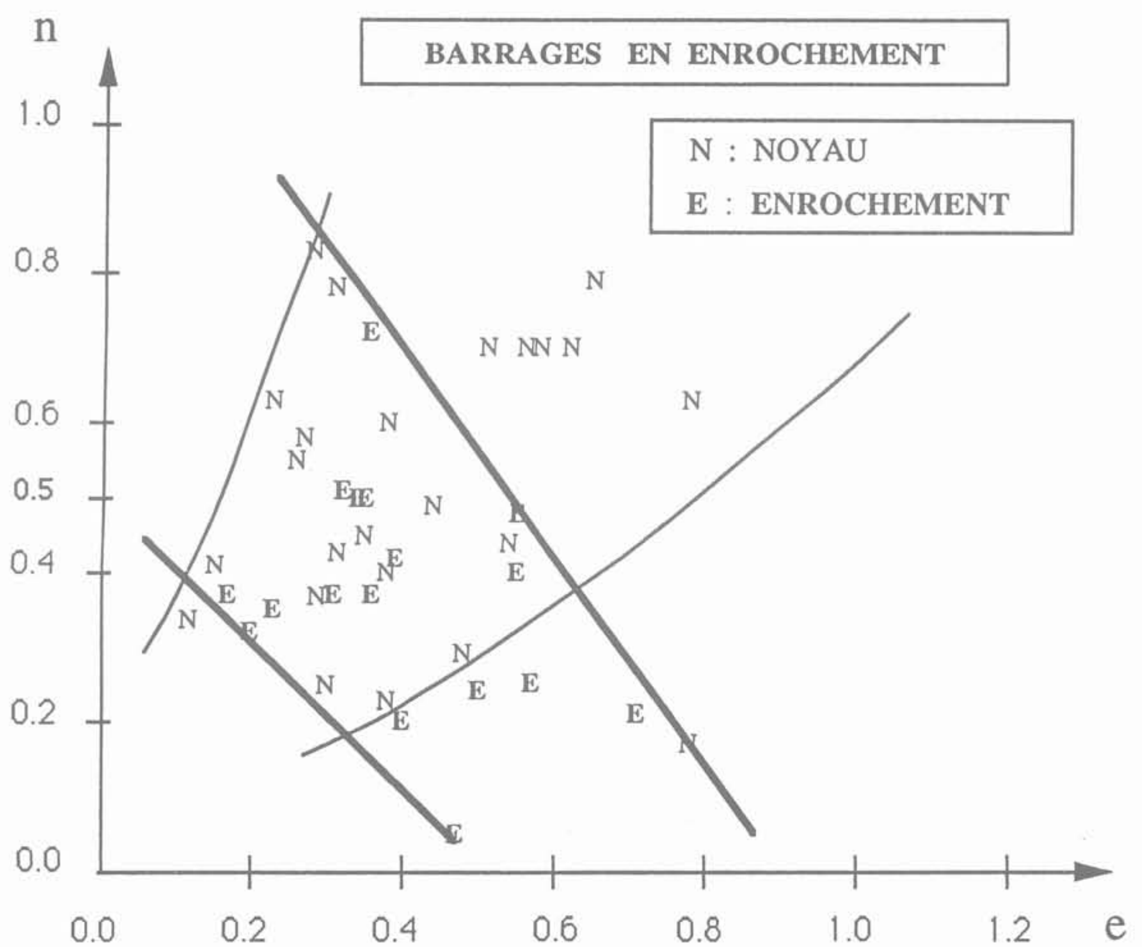


Fig. 9. — Variation de n en fonction de l'indice des vides.

Fig. 10. — Variation du module K en fonction de d_{10} (tous les matériaux).

Cette décroissance est due à l'angularité des matériaux et aussi au manque de fines ;

— en revanche, K croît avec d_{10} pour les matériaux fins comme celui du noyau. Nous savons en effet que le module de Young E diminue avec le pourcentage de fins.

CONCLUSION

Quelques phénomènes essentiels concernant le comportement des sols ont été retrouvés et chiffrés par exploitation statistique de cette banque.

L'intérêt majeur de cette banque est de fournir un échantillon de paramètres suffisamment étoffés sur des matériaux difficiles à mesurer, pour en connaître leur ordre de grandeur et leur domaine de variation, ainsi que d'identifier le sens de variation de chaque paramètre en fonction des autres.

Cependant, si ces grandes tendances sont utiles pour des études d'avant-projet, elles sont à affiner par une analyse de cas, afin de réduire une importante dispersion.

BIBLIOGRAPHIE

AL-ISSA M. (1973), *Recherche de lois contrainte-déformation des milieux pulvérulents. Analyse de la validité des lois hyperboliques. Application aux pieux et barrages.* Thèse de Docteur Ingénieur, ECP.

BIAREZ J., HICHER P.Y. (1990), *Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires.* Notes de cours (tome 1) ECP.

BIAREZ J., TAIBI S. (1991), *Classement des paramètres en mécanique des sols.* Séminaire ECP, 18-22 novembre.

CHANG C.Y., DUNCAN J.M. (1970), *Analysis of soil movement around a deep excavation.* Proc. ASCE Vol. 96, n° SM5.

CHARLES J.A., SOARES M.M. (1984), *Stability of compacted rockfill slopes*, Géotechnique, 34, p. 61-70.

FRY J.J., FLAVIGNY E., MAMBA M. (1989), *Classification et propriétés des enrochements : cas d'un grès.* Proceeding of the 12th. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio De Janeiro, p. 713-714.

JANSSON S., NILSSON A. (1991), *Experience of halloysitic clay in damfills and foundations at the Mrica dam, Indonesia.* CIGB 1991, Vienne, Q 61 R 1.

KONDNER R.L. (1963), *Hyperbolique stress-strain response : cohesive soils.* ASCE. J. Soil Mech. and Found. Div., N° SM1, p. 115-143.

NEDJAT N. (à paraître), *Lois de comportement des barrages en enrochement.* Thèse de Doctorat, ECP.

ZERVOYANNIS C. (1982), *Etude synthétique des propriétés mécaniques des argiles saturées et des sables sur chemin œdométrique et triaxial de révolution.* Thèse de Docteur Ingénieur, ECP.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES
FORMATION CONTINUE

Sessions de formation
Géotechnique, matériaux, structures
Routes, ouvrages d'art

La sécurité sur les chantiers de génie civil	29 septembre au 1er octobre	Paris
Fondations profondes	6 au 8 octobre	Paris
Ingénierie du matériau béton : formuler pour maîtriser	13 au 15 octobre	Paris
Les enrobés à chaud	13 au 16 octobre	Nantes
Terrassements et couches de forme : exécution des travaux	20 au 23 octobre	Rouen
Colloque international Géotechnique et informatique	29 septembre au 1er octobre	Paris

Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I., 28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS. Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).

ACHEVÉ D'IMPRIMER
SUR LES PRESSES DE
L'IMPRIMERIE CHIRAT
42540 ST-JUST-LA-PENDUE
EN JUILLET 1992
DÉPÔT LÉGAL 1992 N° 6975

IMPRIMÉ EN FRANCE