

Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 85
4 trimestre 1998

- Influence des déformations intermédiaires (de 10^{-5} à 10^{-3})
sur la modélisation du phénomène de la liquéfaction
M. KORDJANI, P.-Y. HICHER 3
-
- Les mouvements de versant de la montagne des Piniès (Drôme) :
importance du contexte géologique
P. ANTOINE, P. DESVARREUX, A. GIRAUD 13
-
- Étude et réalisation de la boîte à plan de cisaillement vertical
T. MESSAS, C. COULET, J. GIELLY, R. AZZOUZ 23
-
- Étude expérimentale en station d'essais du comportement
d'un mur de soutènement
J. BALAY, Th. DUBREUCQ, A. MORBOIS 39
-
- Traitement d'un sol effondrable par un liant hydrocarboné
T. AYADAT 57
-
- Modélisation numérique du comportement à long terme
des ouvrages souterrains
F. LAIGLE, Ph. KOLMAYER 65
-
- De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction :
théories, observations et ordres de grandeur
P. SCHMITT 79
-

CONSEIL DU COMITÉ DE LECTURE

Dans le but de rendre plus transparent le fonctionnement du comité de lecture de la *Revue française de géotechnique*, un Conseil du comité de lecture a été établi paritairement entre les trois comités français de Mécanique des sols, de Mécanique des roches et de Géologie de l'ingénieur. Le rôle de ce Conseil sera de choisir et d'orienter chaque article reçu par la *Revue* vers deux lecteurs particulièrement compétents en fonction des sujets traités.

La composition du Conseil du Comité de Lecture est la suivante :

- pour la Mécanique des sols :
G. AUVINET
E. FLAVIGNY
J. SALENÇON
F. SCHLOSSER
- pour la Mécanique des roches :
E. DETOURNAY
Y. GUEGUEN
M. PANET
G. VOUILLE
- pour la Géologie et l'ingénieur :
R. COJEAN
J.-L. DURVILLE
J.-L. GIAFFERI
A. PARRIAUX

L'actuel directeur de la *Revue française de Géotechnique* saisit cette occasion pour citer tous ceux qui l'ont assisté bénévolement dans cette mission essentielle pour le rayonnement de la *Revue*, et c'est pour lui un plaisir de remercier MM. AMAR, AURIAULT, BAGUELIN, BENAMAR, BERGUES, MME BERNAUD, MM. BÉREST, BIAREZ, BILLAUX, BORDES, BOULON, BRULOIS, DE BUHAN, CORDARY, DELAGE, DORMIEUX, DUFFAUT, DUPEUBLE, FEUGA, FRANK, FRY, GAMBIN, GARNIER, GARY, MME GENTIER, MM. GHOREYCHI, ISNARD, LECA, LONDE, LUONG, MAGNAN, MALATRAIT, A. MONNET, J. MONNET, PANET, PIGUET, PHILIPPONNAT, PICARD, POUYA, RADENKOVIC, ROUSSET, SALENÇON, SCHLOSSER, SHAHROUR, SIRIEYS, SU KUN, TCHENG, THOREL, TOURET, VOUILLE, WEBER et probablement quelques autres dont les noms sont égarés dans les archives des 82 premiers numéros de la *Revue française de Géotechnique*.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib
Président du Comité de Direction : J. Lagardère
Comité de Direction : M. Londez, P. Berest, J.P. Tisot (Présidents des trois comités)
Comité de Rédaction : E. Absi, P. Antoine, F. Bonnechère, Prof. Descœudres, P. Duffaut, J. Kérisel, P. La Rochelle, P. Londe, L. Parez, F. Schlosser

Revue trimestrielle
Abonnement 1998 (numéros 82 à 85) franco : 680 F
Prix au numéro franco : 180 F (valable également pour les numéros anciens)
La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.
Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40
Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 01 48 24 93 79
Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.
N° d'imprimeur : 34951. Dépôt légal : janvier 1999

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

(©) 1998

Commission paritaire n° 60855
ISSN 0181 — 0529

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

Influence des déformations intermédiaires (de 10^{-5} à 10^{-3}) sur la modélisation du phénomène de la liquéfaction

M. KORDJANI

Laboratoire de Mécanique,
Sols, Structures et Matériaux,
CNRS URA 850,
École centrale de Paris,
92295 Châtenay-Malabry

P.-Y. HICHER

Laboratoire de Génie civil
de Nantes – Saint-Nazaire
École centrale de Nantes,
44321 Nantes

Résumé

L'objectif de cette étude est la modélisation du comportement du sol sous un chargement statique ou dynamique. Ce travail vise à montrer qu'il est possible de modéliser le comportement du sol avec un jeu unique de paramètres dans une large gamme de déformation (de 10^{-6} à quelques pour-cent) avec une loi élastoplastique. La modélisation du comportement du sol est faite grâce à une loi élastoplastique, multimécanisme, basée sur le concept de l'état critique (Hujeux, 1984) [1]. Un écrouissage cinématique nous permet de modéliser le comportement cyclique du matériau. Après une présentation de la formulation mathématique de la loi ainsi que l'écriture des paramètres d'écrouissage pour les différents mécanismes, nous procéderons à sa validation sur des résultats d'essais de référence (Mohkam, 1983) [7]. On montre le rôle fondamental des déformations intermédiaires (10^{-5} à 10^{-3}) dans le comportement des sols sous un chargement monotone ou cyclique. Cet effet est justifié par l'augmentation de la pression interstitielle.

Mots clés : loi élastoplastique, chargement cyclique, écrouissage cinématique, liquéfaction.

Influence of the medium strains (10^{-5} to 10^{-3}) on the liquefaction phenomenon behaviour

Abstract

The aim of this study is to characterise and to model the soil behavior in static and dynamic conditions. The work included numerical aspects, in order to demonstrate that is possible to model the soil behavior in a large range of strains (for 10^{-6} to few percents) with an elastoplastic model using a unique set of parameters.

The modelling of the soil behavior is performed using an elastoplastic, multimechanism model, based on the critical state concept (Hujeux, 1984), [1]. Kinematic hardening allowed us to model the material cyclic behavior. We presented a mathematical formulation of the behavior law and the kinematic parameters of the different mechanisms.

The study, using in particular the $(E/E_{\max}, e_i)$ decay curves, was to propose an approach to determine these parameters, using the simulation of monotonic test results at small and large strains. Doing so, we showed the fundamental role of the medium strains (10^{-5} to 10^{-3}) along monotonic and cyclic loading. We were able to predict the main phenomena like a pore pressure increase in that range of strains observed during cyclic loading.

We showed that the model was able to simulate the liquefaction test performed by Mohkam (1983) [7].

Key words : elastoplastic law, cyclic loading, kinematic hardening, liquefaction.

NOTATIONS

- ϵ_v^p : déformation volumique plastique.
- e_k^p : vecteur de déformation déviatoire plastique.
- γ_k : distorsion.
- P_c : pression critique.
- P_{co} : est la pression critique initiale.
- β : est le module de compressibilité plastique.
- e_{ij} : composantes du tenseur de déformation.
- s_{ij} : composantes du tenseur de contrainte.
- K : module élastique volumique.
- G : module élastique de cisaillement.
- K_{ref} : module élastique volumique de référence.
- G_{ref} : module élastique de cisaillement de référence.
- n : exposant élastique.
- P_{ref} : pression de référence (1 MPa).

1

Modélisation du domaine plastique sous une charge monotone

La loi « Hujeux » [1] est une loi multimécanisme avec un écrouissage cinématique. Trois mécanismes déviatoires portés chacun par un plan de l'espace et un mécanisme isotrope purement volumique. On suppose que les contraintes s'exerçant sur une facette tournant autour de l'axe K ne produisent que des taux de déformations plastiques planes dans le plan (i, j) , perpendiculaire à l'axe k .

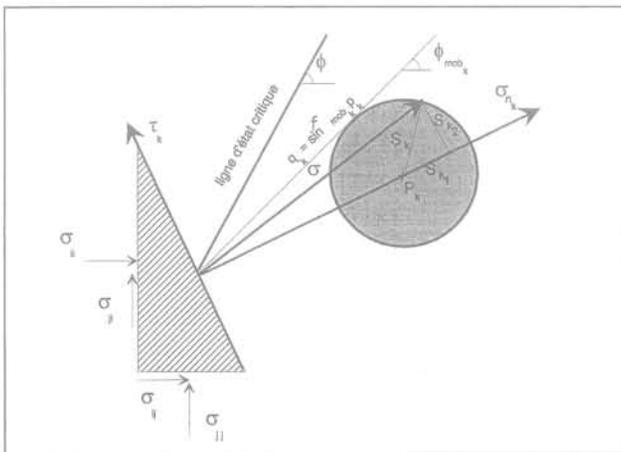


FIG. 1 État de contrainte dans le plan (i, j) du mécanisme déviatoire k .
Stress state in the plane (i, j) of the deviatoric mechanism.

L'état de contrainte et de déformation du mécanisme k porté par le plan (i, j) est défini par le centre du cercle Mohr P_k et le vecteur S_k dont la norme représente le rayon.

$$P_k = \frac{(\sigma_{ij})_k + (\sigma_{jj})_k}{2} \quad q_k = \left[\frac{(\sigma_{ii} - \sigma_{jj})^2}{4} + \sigma_{ij}^2 \right]^{1/2} = \| \vec{S}_k \|$$

S_{k1} et S_{k2} sont les composantes du vecteur S_k

$$S_{k1} = \frac{(\sigma_{ii})_k - (\sigma_{jj})_k}{2} \quad S_{k2} = (\sigma_{ij})_k$$

$$(\epsilon_v)_k = (\epsilon_{ii})_k + (\epsilon_{jj})_k \quad \gamma_k = [(\epsilon_{ii} - \epsilon_{jj})^2 + 4\epsilon_{ij}^2]^{1/2}$$

L'état de déformation dans le mécanisme k est défini par la déformation volumique plastique ϵ_v^p et le vecteur de déformation déviatoire plastique e_k^p de composantes e_{k1}^p et e_{k2}^p :

$$e_{k1}^p = \epsilon_{ii}^p - \epsilon_{jj}^p \quad \text{et} \quad e_{k2}^p = 2\epsilon_{ij}^p$$

Le centre du cercle de Mohr I_k est porté par l'axe des allongements relatifs à la distance $1/2 (\epsilon_v^p)_k$. Le diamètre $\gamma_k = \| e_k \|$ est la distorsion composée d'une rotation d'ensemble et d'une distorsion pure correspondant à la déformation locale du matériau.

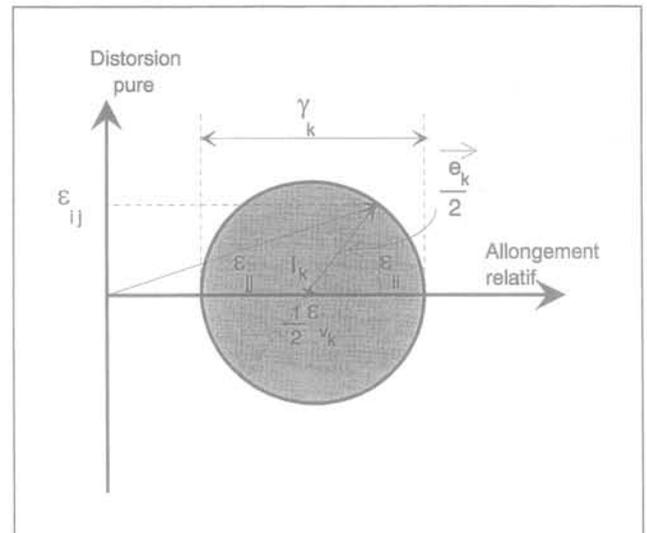


FIG. 2 État de déformation dans le plan (i, j) du mécanisme déviatoire élémentaire K .
Strain state in the plane (i, j) of the elementary deviatoric mechanism.

1.1

Modélisation des mécanismes déviatoires ($K = 1, 2, 3$)

L'évolution de la surface de charge dans l'espace des contraintes principales est obtenue à partir d'une transformation de la surface de charge de Cam-Clay (Roscoe) [8] modulée par le paramètre scalaire « b ».

Pour prendre en compte l'aptitude des sols à répondre à la compression plus qu'à la traction, ces surfaces restent inscrites dans le polygone représentant le critère de Mohr-Coulomb.

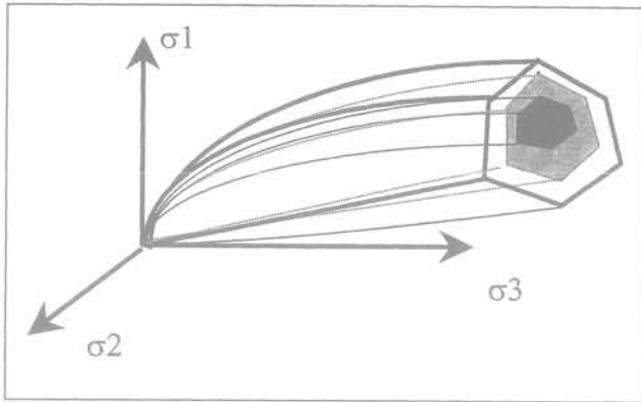


FIG. 3 Surface de charge F_{pk} associée au critère de Mohr-Coulomb.
Yield surface F_{pk} associated with a Mohr-Coulomb criterion.

$$F_{pk} = \sin \varphi \cdot P_k \left(1 - \mathbf{b} \log \frac{P'}{P_c} \right), \text{ facteur de frottement}$$

critique, est pris comme un facteur de normalisation, φ étant l'angle de frottement à la plasticité parfaite.

La pression critique P_c est donnée par l'expression :

$$P_c = P_{co} \exp \beta \cdot \varepsilon_v^p$$

dans laquelle β est le module de compressibilité plastique défini dans le plan $(e, \log P)$ et P_{co} est la pression critique initiale.

La déformation volumique totale est la somme des déformations produites par chaque mécanisme :

$$\varepsilon_v^p = \sum_{k=1}^4 (\varepsilon_v^p)_k$$

Dans le plan déviatoire les fonctions-seuils sont des cercles de rayons r_k^m qui évoluent pendant le chargement.

$$f_k = \|\bar{S}_k\| - r_k^m \text{ fonction-seuil normalisée}$$

$$\bar{S}_k = S_k / F_{pk}$$

avec un rayon d'écroissance :

$$r_k^m = r_k^e + \frac{\gamma_k^p}{(a + \gamma_k^p)^{a+1}}$$

La loi d'évolution du rayon d'écroissance est donnée par :

$$dr_k = \lambda_k \cdot l(\sigma, r_k)$$

de telle sorte que le module d'écroissance H_k^r ne dépende que de r_k .

$$H_k^r = - \frac{\partial f_k}{\partial r_k} \cdot l_k = \frac{(1 - r_k)^2}{a}$$

λ_k est le multiplicateur plastique du mécanisme k et $l(\sigma, r_k)$ est une loi constitutive.

La loi d'écoulement de chaque mécanisme s'écrit par la donnée du vecteur taux de déformation déviatoire plastique et du taux de déformation volumique plastique :

$$\begin{aligned} \text{pour } i \text{ et } j \neq k & \quad \partial e_k^p = \lambda_k \left(\Psi_k^d \right) \begin{cases} \partial e_{k1}^d = \lambda_k \Psi_{k1}^d \\ \partial e_{k2}^d = \lambda_k \Psi_{k2}^d \end{cases} \\ \text{pour } i = j = k & \quad \begin{cases} (\partial_i e_k^p)_k = 0 \\ (\partial_i \varepsilon_v^p)_k = \lambda_k \Psi_k^v \end{cases} \end{aligned}$$

L'hypothèse de loi associée dans le plan déviatoire normalisé permet de définir

$$\Psi_k^d = \begin{pmatrix} \Psi_{k1}^d \\ \Psi_{k2}^d \end{pmatrix}$$

$$de_k^p = \begin{bmatrix} e_{k1}^p \\ e_{k2}^p \end{bmatrix} = \lambda_k \begin{bmatrix} \Psi_{k1}^d \\ \Psi_{k2}^d \end{bmatrix} = \lambda_k \begin{bmatrix} \frac{\Psi_{ii} - \Psi_{jj}}{2} \\ \Psi_{ij} \end{bmatrix} = \lambda_k \begin{bmatrix} S_{k1} / q_k \\ S_{k2} / q_k \end{bmatrix}$$

$$d\varepsilon_{vk}^p = \lambda_k \Psi_k^v = \lambda_k \cdot \alpha \cdot \left(\sin \varphi - \frac{(S_k \cdot \Psi_k^d)}{P_k} \right) \cdot \alpha(r_k)$$

Cette expression est une généralisation de l'expression de l'équation de Roscoe [8].

Ψ_k^v : fonction caractérisant l'écoulement plastique volumique.

Ψ_k^d : vecteur définissant la direction de déformation plastique.

α : facteur de dilataance permettant de moduler la loi de Roscoe.

$\alpha(r_k)$: fraction du frottement mobilisé.

λ_k : multiplicateur plastique.

$$\begin{aligned} [d\varepsilon_v^p]_k &= \lambda_k [\Psi_k^v] = \lambda_k \left[\frac{\Psi_{ii} + \Psi_{jj}}{2} \right] = \lambda_k \left[\sin \varphi - \frac{(S_k \cdot \Psi_k^d)}{P_k} \right] \alpha \cdot \alpha(r_k) \\ &= \lambda_k \left[\sin \varphi - \sin(\varphi_{mob})_k \right] \alpha \cdot \alpha(r_k) \end{aligned}$$

avec $(S_k \cdot \Psi_k^d)$ le produit scalaire des vecteurs S_k et Ψ_k^d .

La plasticité parfaite est bien définie par :

$$\begin{cases} r_k = 1 \text{ et } P = P_c \\ q_k = \sin \varphi \cdot P_k \\ (\varphi_{mob})_k = \varphi \end{cases}$$

1.2

Modélisation du mécanisme isotrope (K = 4)

Le mécanisme de plastification est purement volumique, il est aussi appelé mécanisme de consolidation. Sa mobilisation est progressive, elle est décrite par l'accroissement de la variable d'écroissance r_4^m .

La fonction-seuil s'écrit :

$$f_4 = |\bar{P}| - r_4 \quad \text{avec } \bar{P} = \frac{P}{dP_c}$$

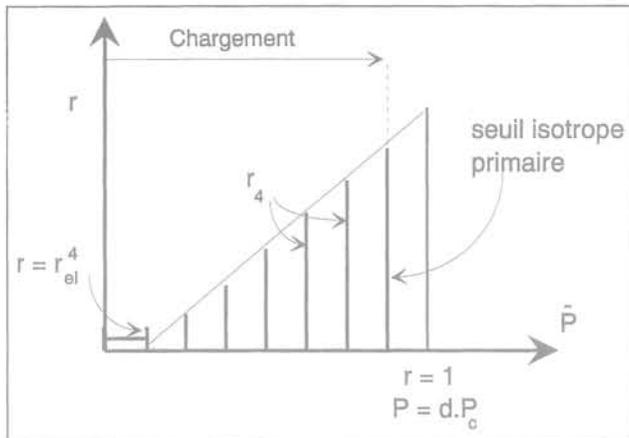


FIG. 4 Évolution de la surface de charge isotrope sur l'axe isotrope de pression normalisée. Isotropic yield surface evolution on the normalized pressure axis.

Les surfaces-seuils de consolidation successives sont des plans perpendiculaires à l'axe des pressions normalisées \bar{p} distants de l'origine de r_4^m . L'accroissement de ces rayons d'écroutissage r_4^m suit une forme linéaire en fonction de l'accroissement de la pression isotrope rapportée à la pression critique.

Le potentiel plastique est associé et le taux de déformation volumique plastique s'écrit comme suit :

$$\partial_t \varepsilon_4^v = \lambda_4 \cdot \Psi_4^v$$

λ_4 est le multiplicateur plastique pour le mécanisme 4.

$$\left\{ \begin{array}{l} (\partial_t \varepsilon_{ii}^p)_4 = \lambda_4 \cdot \partial_{\sigma_{ii}} f / 3 = \pm \lambda_4 / 3 \\ (\partial_t \varepsilon_v^p)_4 = \lambda_4 \cdot \Psi_4^v = \lambda_4 \sum_{i=1}^3 \partial_{\sigma_{ii}} f_4 = \pm \lambda_4 \end{array} \right.$$

Le module d'écroutissage intrinsèque H_4^r est pris de telle sorte que le module plastique isotrope initial ne dépende pas de la pression critique P_c .

Soit
$$H_4^r = \frac{(1-r_4)^2}{c \cdot P_c} \cdot Pa$$

où Pa représente la pression atmosphérique.

Le rayon d'écroutissage suit une forme hyperbolique faisant intervenir un paramètre « c » qui régle la vitesse de plastification du mécanisme.

$$r_4^m = r_4^e + \frac{\varepsilon_v^p}{c + \varepsilon_v^p}$$

L'évolution du rayon d'écroutissage est la suivante :

$$d.r_4 = \frac{(1-r_4)^2}{c \cdot P_c} P_a d\varepsilon_v^p$$

Modélisation du domaine plastique sous une charge cyclique

Modélisation des mécanismes déviatoires

Dans le plan déviatoire les fonctions-seuils sont des cercles de rayon r_k^m qui évoluent pendant le chargement.

$$f_k(p_k, S_k, \varepsilon_v^p, r_k^c, D_k, n_k) = \left\| \bar{S}_k - (D_k - n_k r_k^c) \right\| - r_k^c$$

avec un facteur de normalisation : $F_{pk} = p_k F_k \sin \phi$

Les cercles des fonctions-seuils sont tangents entre eux au point D_k avec une normale extérieure n_k . Dans le plan déviatoire des contraintes on obtient :

$$f_k^c = \frac{q_k}{F_{pk}} - r_k^c$$

En chargement cyclique, les surfaces-seuils sont des cercles qui croissent par homothétie de centre « o » traduisant l'écroutissage isotrope pour le chargement primaire et se translatent dans le plan déviatoire des contraintes pour traduire l'écroutissage cinématique. La notion de mémoire du matériau est explicitée dans l'expression de la surface de charge par la prise en compte des paramètres D_k qui représente le dernier changement de sens de la sollicitation et n_k la normale extérieure en ce point.

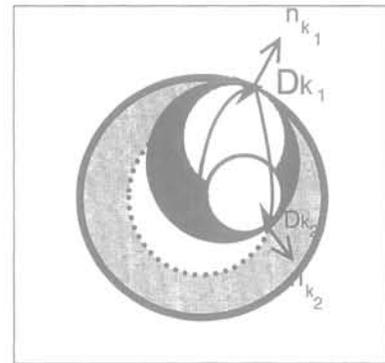


FIG. 5 Évolution de la surface de charge du mécanisme déviatoire pour un chargement cyclique.

Yield surface evolution relative to a deviatoric mechanism during a cyclic loading.

Après le premier chargement isotrope on effectue une décharge. Le mécanisme garde en mémoire le dernier point de chargement grâce au point de contact D_{k1} et la normale extérieure au plan n_1 . Le point de charge revient à l'intérieur du domaine de chargement primaire, il passe par une phase élastique avant de mobiliser un écroutissage cyclique r_k^c .

Une fois la décharge effectuée on applique de nouveau un déviateur de contrainte. Le mécanisme garde

en mémoire le point de contact D_{k2} ainsi que la normale extérieure n_{k2} . Il passe de nouveau par une phase élastique avant de mobiliser un écrouissage cyclique. Le point de charge reste dans le domaine cyclique tant qu'il reste à l'intérieur du domaine primaire de chargement. Si le point de charge dépasse le seuil « historique » de chargement, alors il repousse la limite du nouveau domaine de chargement primaire.

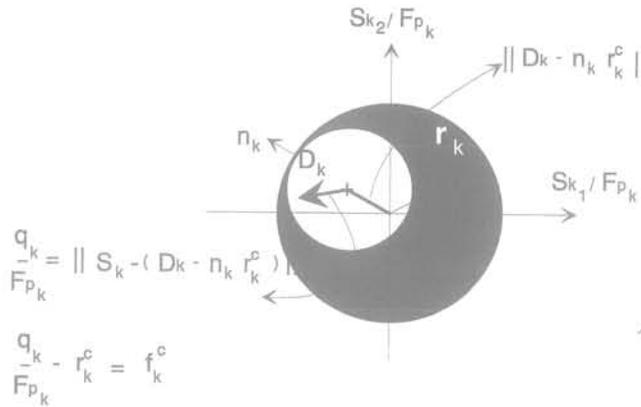


FIG. 6 Représentation géométrique des différentes expressions entrant dans l'écriture de la fonction de charge du mécanisme déviatoire pour un chargement cyclique. Geometric representation of the different terms used in yield surface expression of the deviatoric mechanism relative to a cyclic loading.

Le rayon d'écrouissage a la même expression que dans le cas du chargement monotone avec la possibilité au paramètre « a » de prendre les valeurs de a_{cyc} ou a_m .

$$r_k^c = r_k^e + \frac{\gamma_k^p}{(a + \gamma_k^p)^{\leq 1}}$$

La loi d'évolution du rayon d'écrouissage est donnée par :

$$dr_k^c = \lambda_k \frac{(1 - r_k^c)^2}{\left[a_{cyc} + (a_m - a_{cyc}) \alpha(r_k^c) \right]}$$

de telle sorte que le module d'écrouissage H_k^r ne dépende que de r_k^c

$$H_k^r = - \frac{\partial f_k^c}{\partial r_k^c} \cdot l_k = \frac{(1 - r_k^c)^2}{a(r_k^c)}$$

Le choix d'une fonction $\alpha(r_k)$ permet de reproduire les phénomènes physiques et fixe les domaines du comportement du mécanisme :

Si $r \leq r_{hys}$ $\alpha(r_k) = 0$ $\epsilon < 10^{-5}$

Si $r_{hys} \leq r \leq r_{mbl}$ $\alpha(r_k) = \left(\frac{r - r_{hys}}{r_{mbl} - r_{hys}} \right)^m$ $10^{-5} < \epsilon < 10^{-4}$

Si r_{mbl} $\alpha(r_k) = 1$ $\epsilon > 10^{-4}$

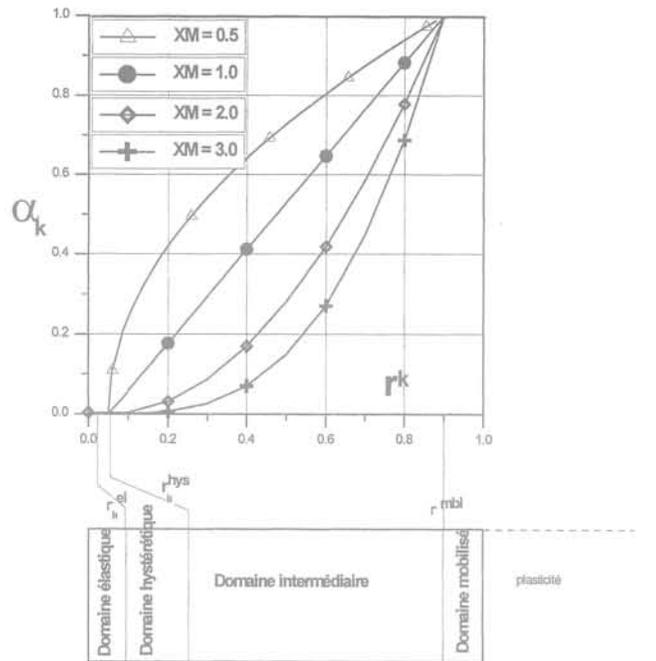


FIG. 7 Évolution du mécanisme déviatoire en fonction de $a(r_k)$. Deviatoric mechanism evolution with the $a(r_k)$ function.

L'hypothèse de loi associée dans le plan déviatoire normalisé permet de définir ψ_k^d :

$$de_k^p = \begin{bmatrix} e_{k1}^p \\ e_{k2}^p \end{bmatrix} = \lambda_k \begin{bmatrix} \psi_{k1}^d \\ \psi_{k2}^d \end{bmatrix} = \lambda_k \begin{bmatrix} \frac{\Psi_{ii} - \Psi_{jj}}{2} \\ \Psi_{ij} \end{bmatrix} = \lambda_k \begin{bmatrix} S_{k1}/Q_k \\ S_{k2}/Q_k \end{bmatrix}$$

$$[d\epsilon_v^p]_k = \lambda_k [\psi_k^v] = \lambda_k \left[\frac{\Psi_{ii} + \Psi_{jj}}{2} \right] = \lambda_k \left[\sin \varphi - \frac{(S_k \cdot \psi_k^d)}{P_k} \right] \alpha_k \alpha(r_k) = \lambda_k [\sin \varphi - \sin(\varphi_{mob})_k] \alpha_k \alpha(r_k)$$

2.2

Modélisation du mécanisme isotrope

La fonction de charge prend la forme de :

$$f_4^c = \left| \bar{P} - (D_4 - n_4 r_4^c) \right| - r_4^c$$

Le rayon d'écrouissage prend une expression analogue au cas du chargement monotone :

$$r_4^c = r_4^e + \frac{\epsilon_v^p}{c_{cyc} + \epsilon_v^p}$$

L'évolution du rayon d'écrouissage est hyperbolique :

$$d.r_4^c = \lambda_4 \frac{(1 - r_4^c)^2}{c_{cyc}}$$

On considère que le potentiel est associé ce qui facilite l'expression du taux de déformation volumique :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\partial_r \varepsilon_{ii}^p)_4 = \lambda_4 \cdot \partial_{\sigma_{ii}} f / 3 = \pm \lambda_4 / 3 \\ (\partial_r \varepsilon_v^p)_4 = \lambda_4 \cdot \Psi_4^v = \lambda_4 \sum_{i=1}^3 \partial_{\sigma_{ii}} f_4 = \pm \lambda_4 \end{array} \right.$$

3

Matériau utilisé

Le matériau utilisé dans ce travail est le sable d'Hostun, constitué de particules principalement angulaires, dont la courbe granulométrique est présentée dans la figure ci-dessous. La distribution étendue des grains a été obtenue par un mélange de 50 % de sable fin et de 50 % de sable moyen. Le poids volumique des particules solides est $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$, l'indice des vides maximal obtenu est $e_{\text{max}} = 0,82$ et l'indice des vides minimal est $e_{\text{min}} = 0,53$.

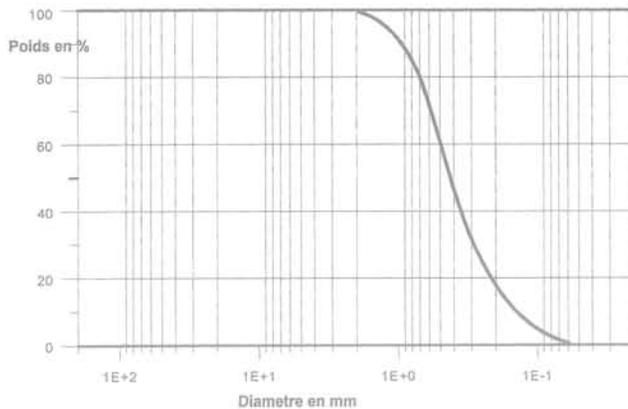


FIG. 8 Courbe granulométrique du sable d'Hostun.
Grain size distribution of Hostun sand.

4

Résultats d'essais monotones

Les résultats des essais drainés et non drainés réalisés par Mohkam (1983) [7] serviront de référence pour la modélisation du comportement monotone du sable d'Hostun. On montre ci-après les courbes traduisant ce comportement en condition drainée et non drainée sous des contraintes de consolidation variables et à même densité initiale ($e_0 = 0,73$).

Mohkam (1983) [7] a effectué des essais cycliques non drainés sur le même matériau. Les résultats de ses essais de liquéfaction nous ont servi de référence pour effectuer des simulations avec le modèle présenté. Le but étant de voir si le modèle peut prédire correctement le phénomène de liquéfaction.

5

Démarche proposée pour la simulation des résultats d'essais

Le test de ce jeu pour reproduire le comportement du sable sous des sollicitations cycliques s'est révélé inadapté à simuler par exemple le phénomène de la liquéfaction. Cette observation rejoint celle de Hujeux (1985) [1] et Lassoudière (1984) [5].

Bien que le comportement monotone est bien reproduit il faut contrôler la variation du module sécant de déformation dans un domaine non perceptible par les essais triaxiaux classiques.

En effet, on note une forte variation de la rigidité du matériau entre quelque 10^{-5} et 10^{-3} de déformation. Il est donc recommandé de vérifier le jeu de paramètres en simulant les courbes $(G/G_{\text{max}}, \gamma)$ ou $(E/E_{\text{max}}, \varepsilon_1)$ qui sont utilisées en géophysique ou en génie parasismique.

Pour notre part, nous avons à notre disposition la courbe $(E/E_{\text{max}}, \varepsilon_1)$ présentée par Mohkam (1983) [7] montrant l'évolution du même matériau sous des cycles de chargement sous des déviateurs croissants. On peut voir dans la figure qui suit la simulation de cette courbe avec le jeu déjà obtenu. On peut noter, qu'en plus de l'écart important entre les deux courbes, il n'existe aucune analogie entre leurs évolutions respectives. La courbe simulée étant concave contrairement à la courbe expérimentale.

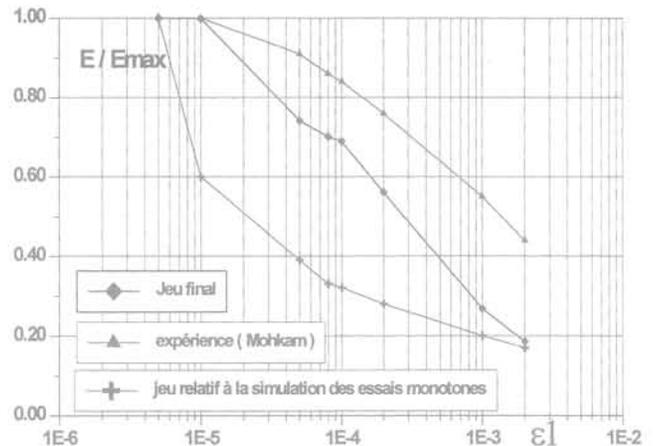


FIG. 9 Évolution de E/E_{max} en fonction de la déformation axiale.
Evolution of the secant modulus E/E_{max} with strain amplitudes.

Il faut donc corriger le jeu de paramètres pour faire approcher la courbe simulée de la courbe expérimentale en évitant de trop perturber la simulation du comportement monotone.

6

Simulation d'essais monotones

On peut voir dans les figures 10, 11, 12 et 13 les réponses de la simulation numérique en comparaison

aux courbes expérimentales en utilisant le jeu de paramètres unique pour le régime monotone et les courbes ($E/\max, \epsilon$).

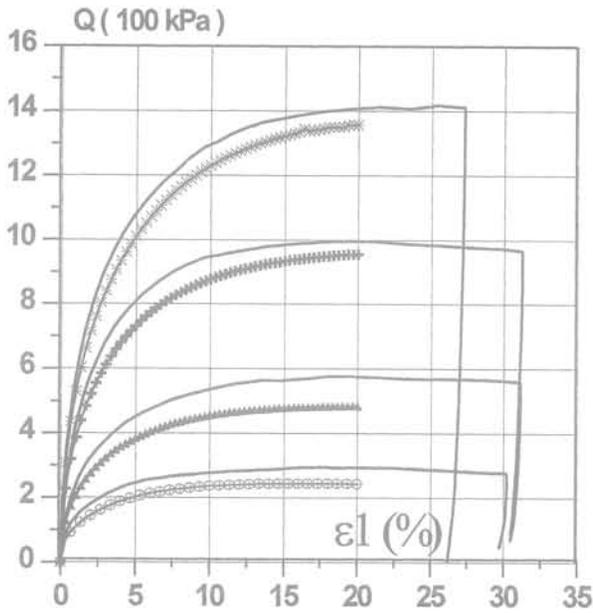


FIG. 10 Simulation des courbes effort-déformation.
Simulation of stress-strain curves.

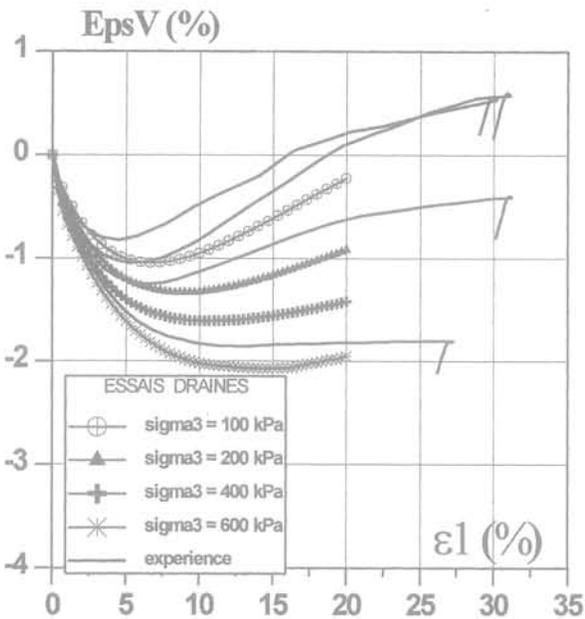


FIG. 11 Simulation des courbes déformation volumique-déformation axiale.
Simulation of volumetric strain-axial strain.

La figure 11 montre les courbes de variation de volume - déformation axiale. On peut noter une première phase de contractance suivie par une phase de dilatance. Il y a un compactage plus important dans le cas où la contrainte de consolidation est plus grande.

Pour les contraintes plus fortes, c'est-à-dire égales ou supérieures à 600 kPa, la densification du matériau est quasiment continue.

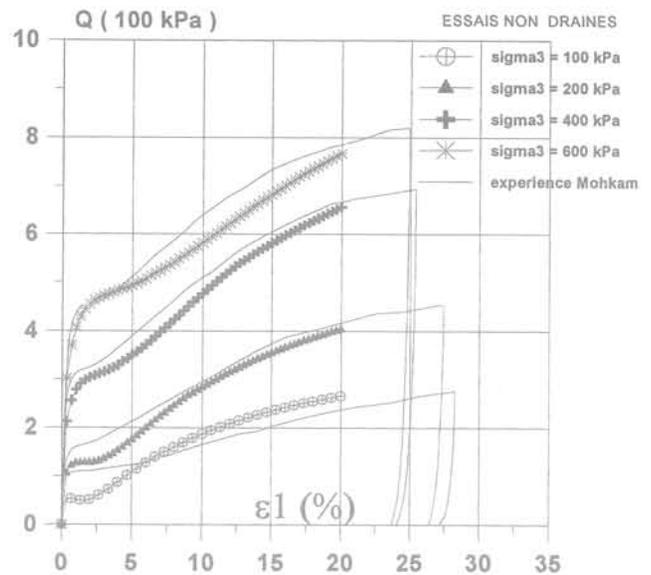


FIG. 12 Simulation des courbes pression interstitielle-déformation axiale.
Simulation of pore water pressure-axial strain.

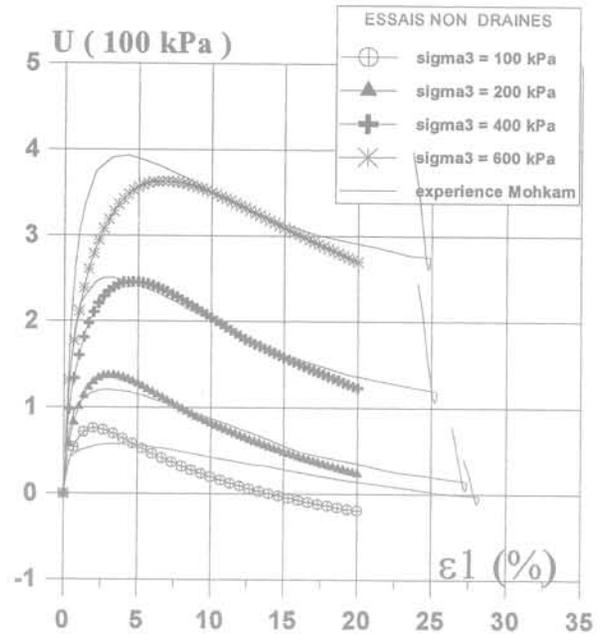


FIG. 13 Simulation des courbes pression interstitielle-déformation axiale.
Simulation of pore water pressure-axial strain.

Le chemin de contraintes effectives dans le plan (P' - Q) (figure 20) pour un essai drainé est une droite pente 1/3 et d'équation

$$P' = Q/3 + P_0$$

Pour les quatre contraintes moyennes initiales, on peut observer dans un premier temps un déplacement du chemin de contraintes vers la gauche traduisant le phénomène de contractance. En régime de compression, le chemin de contraintes se déplace vers la droite pour longer une droite de pente $Q/P' = 1,24$ définissant une valeur de l'angle effectif de frottement interne $\phi = 31^\circ$. Lorsque le déviateur de contrainte est en extension, la droite a une pente $Q/P' = -0,88$.

On peut noter l'existence de deux domaines : l'un contractant inscrit entre les deux demi-droites caracté-

ristiques et l'autre dilatant à l'extérieur de ces demi-droites.

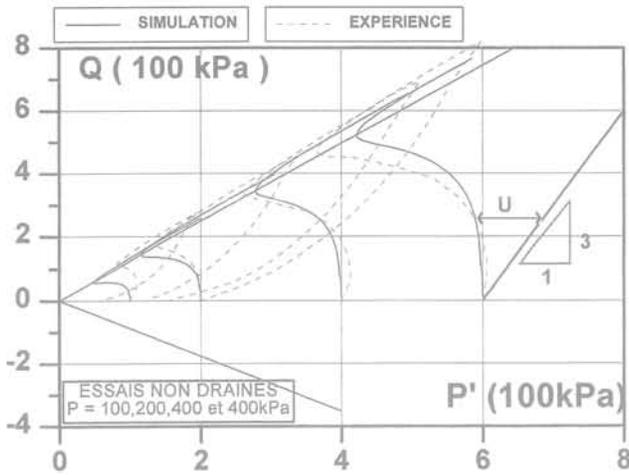


FIG. 14 Chemin de contraintes dans le plan contrainte moyenne-déviateur de contrainte. Stress path in the hydrostatic stress-deviatoric stress plane.

On peut noter dans cette figure une bonne simulation des résultats expérimentaux, étant donné que cette simulation prend en compte aussi bien le comportement drainé que non drainé, ainsi que le comportement monotone et cyclique.

7

Simulation d'essais cycliques

Pour vérifier si le modèle avec le jeu unique de paramètres déjà obtenu est capable de reproduire le phénomène de liquéfaction, nous avons conduit des simulations avec des conditions de chargement et d'état de contraintes initiales identiques à celles ayant prévalu durant l'expérience.

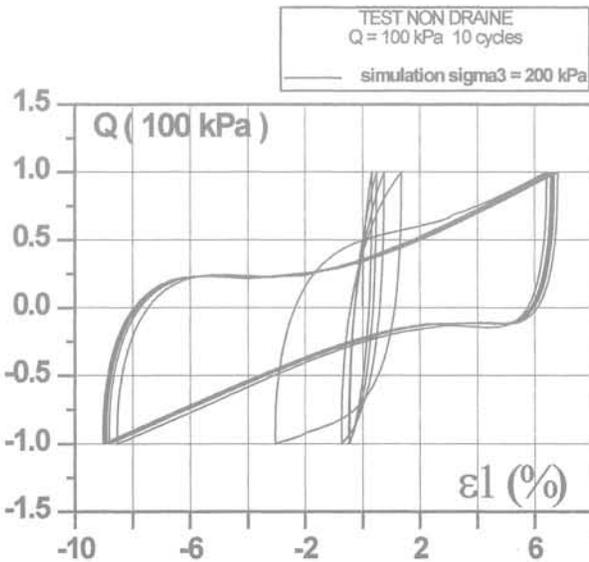


FIG. 15 Simulation de l'essai cyclique courbe effort-déformation. Simulation of stress-strain curves of the cyclic test.

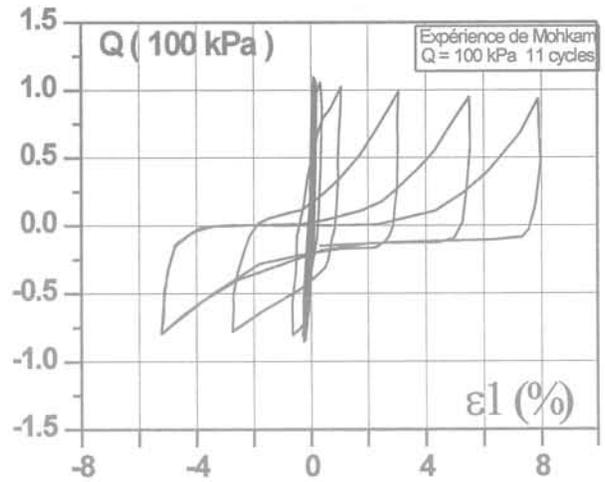


FIG. 16 Liquéfaction du sable lâche : courbe effort-déformation : résultat expérimental. Loose sand liquefaction : experimental results of stress-strain curves.

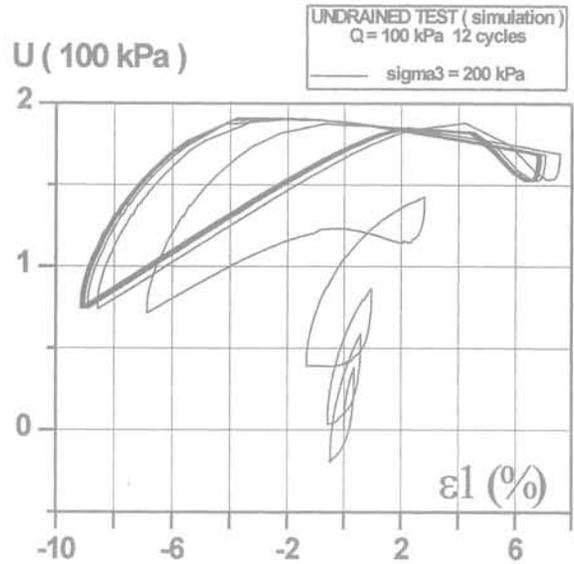


FIG. 17 Simulation de l'évolution pression interstitielle. Simulation of pore water pressure evolution.

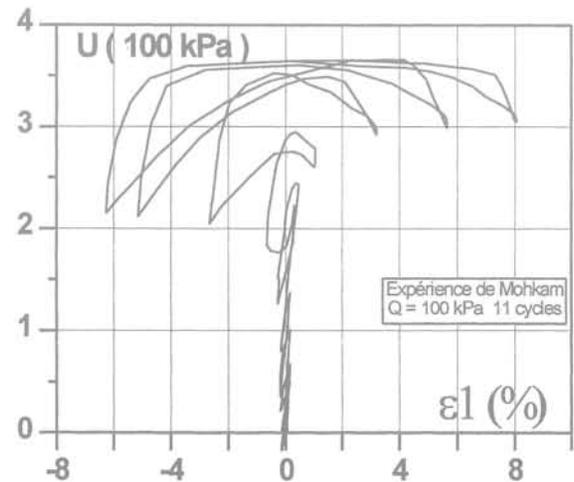


FIG. 18 Évolution de la pression interstitielle : résultat expérimental. Experimental results of pore water pressure evolution.

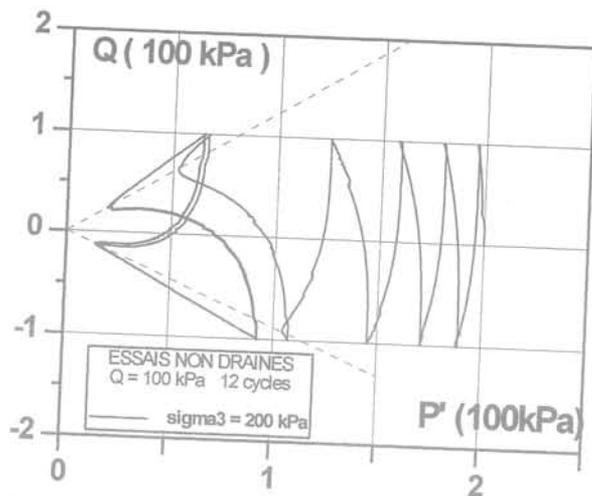


FIG. 19 Simulation de la courbe contrainte moyenne-déviateur de contrainte.
Simulation of hydrostatic stress-deviatoric stress curve

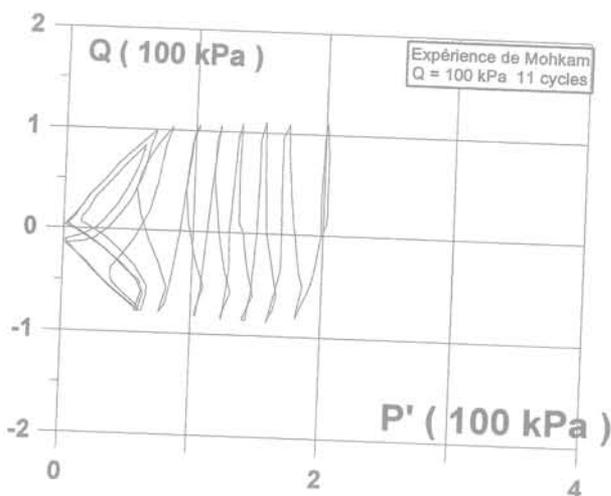


FIG. 20 Chemin de contraintes effectives dans le plan P'-Q : résultat expérimental.
Experimental results of the effective stress path P'-Q.

On peut constater, dans les figures 15 et 16, que pour un nombre de cycles de 11, le modèle reproduit une déformation longitudinale totale pour les phases d'extension et de compression de l'ordre de 17 %.

Les figures 17 et 18 montrent que le modèle est capable de générer une pression interstitielle très proche des 200 kPa observée expérimentalement pour le même nombre de cycles.

Les figures 19 et 20 montrent que le modèle reproduit le fort déplacement du chemin de contrainte effective vers la gauche observé expérimentalement. Ce chemin de contrainte franchit les droites caractéristiques au bout du 5^e cycle alors que dans l'expérience, ce franchissement se fait au 7^e cycle. Globalement, on remarque que les cycles se stabilisent pour une réduction de 90 % de la contrainte moyenne effective en comparaison de la réduction de cette contrainte observée dans l'expérience.

8

Conclusion

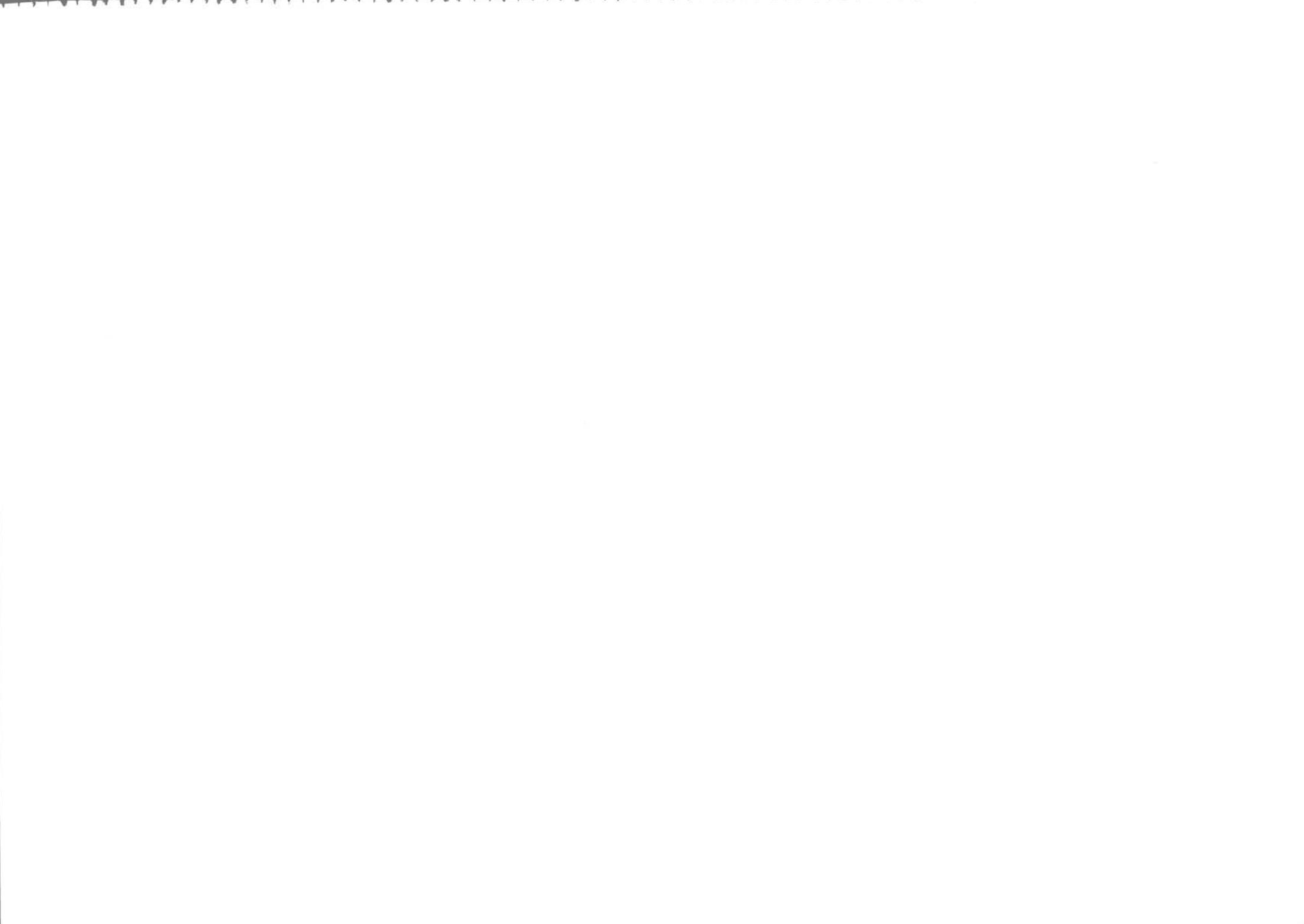
On a montré qu'avec un jeu de paramètres unique, il est possible de modéliser le comportement d'un sable dans une large gamme de déformations (de 10⁻⁶ à quelques pour-cent) en condition drainée ou non drainée, sous des pressions de consolidation différentes et en régime monotone ou cyclique.

Un test de validation de la procédure suivie a été réalisé à partir d'essais de liquéfaction. Ces essais ont la particularité de mobiliser, bien entendu, les mécanismes cycliques, mais, ce qui nous intéressait particulièrement ici, dans une large gamme d'amplitude de déformation, de l'ordre de 10⁻³ au début du chargement jusqu'à 10⁻¹ et plus lorsque la liquéfaction est atteinte.

Les résultats obtenus sont tout à fait satisfaisants. Le nombre de cycles à la liquéfaction est bien retrouvé, et les amplitudes de déformations calculées sont en bon accord avec l'expérience.

Bibliographie

- Hujeux J.-C. - « Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols ». In, *Génie parasismique*, Presses des Ponts, 1985.
- Kordjani M., Hicher P.Y. - « Caractérisation et modélisation du comportement cyclique des sols ». 5^e Séminaire maghrébin de Génie parasismique, Alger 1993.
- Kordjani M., Charif K., Hicher P.Y. - « Comportement expérimental et modélisation du comportement cyclique des sables en petites déformations ». *Gréco-Géomatériaux Aussois*, nov. 1993.
- Kordjani M., Hicher P.Y. - « Modélisation du comportement cyclique du sable d'Hostun ». Rencontres scientifiques de Génie civil, XII^{es} Journées de l'AUGC, Toulouse, mars 1994.
- Lassoudière F. - « Modélisation du comportement des sols sous sollicitations cycliques ». Thèse de docteur ingénieur, École centrale des Arts et Manufactures de Paris, 1984.
- Luong M.P., Sidaner J.F. - « Undrained behavior of cohesionless soil under cyclic transient loading ». 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Engineering and Soil dynamics, St Louis USA, April 1981.
- Mohkam M. - « Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques ». Thèse INP Grenoble, 1983.
- Roscoe K.H., Scofield A.N., Wroth C.P. - « On the yielding of soils ». *Géotechnique*, 8, 1, 1958, p. 22-53.



Les mouvements de versant de la Montagne des Piniès (Drôme).

Importance du rôle du contexte géologique

P. ANTOINE
P. DESVARREUX

A. GIRAUD

Lirigm
BP 53
38041 Grenoble cedex 9

E. LEROI

BRGM
117 av. de Luminy
13009 Marseille

Résumé

Le graben de Mondorès au pied de la montagne des Piniès présente, sur une superficie très restreinte, un ensemble spectaculaire de mouvements de terrains de typologie très variée. Parmi ceux-ci, on remarque particulièrement l'affaissement d'une puissante falaise calcaire (50 m en une cinquantaine d'années) et deux importantes coulées boueuses, périodiquement réactivées dans la même période. L'origine de ces mouvements ainsi que les mécanismes de leur mise en place ne peuvent s'expliquer que par la reconstitution d'une histoire géologique particulièrement complexe appuyée par une auscultation sommaire. L'ensemble fournit un exemple remarquable du lien étroit qui existe entre les conditions géologiques d'un site et les mécanismes de la déformation gravitaire d'un versant, à une échelle et dans des conditions d'observation particulièrement favorables.

The slope slides at Mont Piniès (Drôme-France).

Importance of the geological context

Abstract

The Mondorès graben at the foot of Mount Piniès, displays, on a limited area, a spectacular set of landslides which typology is much varied. A huge sagging of a thick limestone cliff (amounting to about 50 m within half a century) and two important mud flows, periodically reactivated within the same span of time, are specially worthy of interest. The origin of these slope movements and their mechanisms of setting could only be understood through the reconstitution of a particularly complex geological history and with the help of a succinct monitoring. The whole offers a remarkable example of the close bonds which exist between the geological conditions of a site and the mechanisms of the gravitational deformation of a slope at particularly favourable scale and observation conditions.

Introduction

Les mouvements du versant de la Montagne des Piniès, situé dans le département de la Drôme à 6 km à l'est de Boule-en-Diois, présentent un certain nombre de particularités (Fig. 1). Tout d'abord, ils affectent à la fois des terrains de couverture et le substratum rocheux constitué de faciès très divers. Ensuite, ils se situent dans une zone remarquable sur le plan de la tectonique car il s'agit d'un fossé d'effondrement remanié lors de la surrection alpine. Enfin, les mouvements observés comportent un grand glissement de versant et des coulées boueuses. Seules ces dernières ont causé des inquiétudes entre 1978 et 1986 car elles menaçaient des habitations isolées. Le reste des mouvements concerne une zone inhabitée.

Un certain nombre d'études et de recherches ont été effectuées sur ce site entre 1986 et 1995 dont l'essentiel a été présenté dans les articles de Malatraït et Sabatier (1996) et Girault (1997).

A. Malatraït et F. Sabatier ont reconstitué l'histoire des mouvements, décrit ceux-ci et leur évolution. Ils ont présenté des hypothèses sur les mécanismes.

F. Girault a décrit les principaux résultats obtenus dans le cadre d'un contrat de plan État-région et d'un contrat avec la commission des Communautés européennes (HYCOSI). Il s'agit essentiellement de mesures topographiques par visées optiques et mesures GPS, de comparaison de divers modèles numériques de terrain entre 1972 et 1993, de mesures de déplacements de balises émettrices repérées par rapport à des satellites dont les positions sont connues avec exactitude. Mais les résultats de ces mesures n'ont pas été exploités en les intégrant au contexte géologique.

L'objet du présent article est d'établir la synthèse des données actuellement disponibles en géologie (nouvelles observations de terrain) et des principaux résultats de mesures effectuées dans le cadre du projet HYCOSI.

Contexte géologique

Aperçu lithologique

La série stratigraphique locale est caractérisée par une alternance de formations marneuses (« Terres noires » de la base du Jurassique supérieur, marnes « jaunissantes » du Crétacé inférieur, marnes gris-bleuté de l'Aptien, marnes rouges silto-argileuses de l'Oligocène) et calcaires (Tithonique, Barrême-Bédoulien). Ces dernières, dont l'épaisseur cumulée atteint 400 à 500 m, se trouvent noyées au sein des marnes dont l'épaisseur totale est de l'ordre de 2 500 à 3 000 m.

Évolution structurale

L'histoire structurale du secteur considéré, polyphasée, s'échelonne du Trias au Tertiaire. La superposition des déformations résultantes, appliquées à un



FIG. 1 Plan de situation.
Location map.

matériel hétérogène (alternance de niveaux rigides et déformables), a produit une structure particulièrement complexe dont dépendent largement les mouvements gravitaires récents.

À l'échelle régionale, le régime des déformations est essentiellement distensif entre le Trias supérieur et le Jurassique moyen. Cela entraîne la formation de bassins subsidés séparés par des seuils.

Du Crétacé supérieur au Tertiaire prédomine, par contre, un régime compressif :

- avant le Sénonien se forment des plis d'axe sensiblement est-ouest témoignant d'un raccourcissement nord-sud ;

- ces structures plissées sont accentuées à la limite Crétacé-Eocène et à l'Eocène inférieur ;

- au Tertiaire (Oligocène et surtout Miocène), l'orogénie alpine proprement dite (phase de raccourcissement induisant un serrage sensiblement est-ouest) provoque le rejeu, en chevauchement ou en décrochement, d'accidents hérités des phases antérieures, lesquels sont fréquemment déformés. Seuls les accidents les plus récents (post-Miocène ?) échappent, à ce type de déformation.

Dans le secteur étudié (Fig. 2), l'évolution structurale, ramenée à l'essentiel, se traduit par les faits suivants :

a) formation au Crétacé supérieur (avant le Sénonien), de l'anticlinal de Bonneval d'axe sensiblement est-ouest et tendance à l'extension dans cette direction ;

b) accentuation de ce pli à la fin du Crétacé supérieur et au début du Tertiaire. L'aggravation résultante de l'étiement axial est à l'origine de l'individualisation (à l'échelle régionale) du graben de Mondorès de direction N 20° environ ; une émergence générale de la zone se produit alors ;

c) à l'Oligocène, la dépression ainsi formée permet le dépôt de la molasse rouge continentale associant des

niveaux conglomératiques polygéniques et silto-argileux (ces derniers nettement plus abondants). On notera que, localement, la présence de la molasse rouge est une singularité spécifique au graben de Mondorès ;

d) le serrage alpin post-Oligocène entraîne la déformation des accidents bordiers du graben (Fig. 2 et 3). Ceux de la limite ouest sont alors redressés quasiment à la verticale tandis que ceux de la limite est sont déversés vers l'ouest (chevauchements). Cette différence d'attitude est bien visible sur la coupe de la figure 6. Elle peut s'expliquer par un gradient décroissant de la sollicitation, d'est en ouest, accompagné de bourrage et de clivages dans les séries marneuses largement prédominantes au sein du graben ;

e) les phases ultimes de serrage alpin sont responsables d'un coulissage longitudinal le long du graben de Mondorès (décrochement dextre - Fig. 2) et de l'apparition de failles verticales à rejet quasiment nul (fractures sommitales de la Montagne des Piniès délimitant le tassement affectant cette dernière).

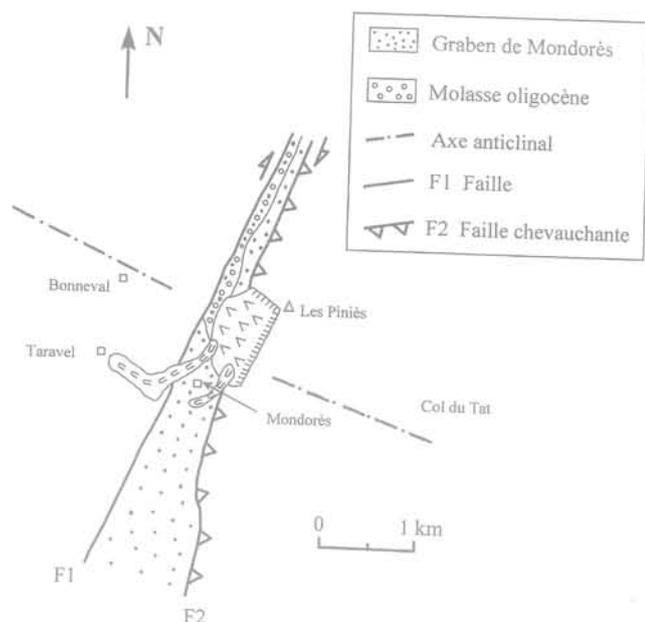


FIG. 2 Schéma structural du secteur.
Structural sketch of the area.

3

Description et historique des mouvements (Fig. 3)

Sur l'ensemble du graben de Mondorès, 80 % de la superficie sont affectés de mouvements de versants. Cette densité exceptionnelle est à l'évidence une conséquence des conditions lithologiques et structurales. Ceci se double en outre d'une diversité typologique résultant de mécanismes très différents puisque l'on observe, étroitement associés : des coulées, un tassement et des glissements auxquels se surimposent des écoulements localisés et des chutes de blocs.

3.1

Les coulées

Celles-ci confèrent au site son aspect spectaculaire par leur volume et leur différence de teinte. La coulée de Taravel (la plus à l'ouest) est alimentée surtout par la molasse rouge oligocène. La coulée de Mondorès (la plus à l'est) est alimentée par les ensembles marneux sombres des « Terres noires » et de l'Aptien.

3.2

Le tassement des Piniès

Un autre trait tout à fait caractéristique du site est l'existence de falaises hautes d'une cinquantaine de mètres formant un dièdre largement ouvert à l'ouest, lequel limite, dans cette direction, le sommet des Piniès. Celui-ci s'est trouvé dégagé récemment par l'affaissement d'un volumineux coin rocheux (de l'ordre de 5 millions de m³), le tassement des Piniès, constitué de calcaires de la base du Berriasien, des calcaires du Tithonique et du Kimmeridgien supérieur et des marno-calcaires et marnes du Kimmeridgien inférieur. Les observations détaillées de terrain ne montrent pas que des matériaux situés plus bas dans la série aient participé à ce mouvement.

3.3

Les glissements

L'espace subsistant entre les deux types de mouvements précédents est affecté de glissements formés au détriment du substratum marneux. Ceux-ci sont la conséquence des modifications morphologiques engendrées par le départ des coulées et l'accentuation du tassement des Piniès. On verra plus loin que ces glissements peuvent être rattachés à la partie inférieure du mouvement d'ensemble.

3.4

Aperçu chronologique

Il convient de souligner que l'essentiel des mouvements ci-dessus s'est développé ou plutôt réactivé depuis seulement une cinquantaine d'années comme en attestent les photographies aériennes et les témoignages locaux.

Des coulées sont signalées vers 1930 et les photos de 1948 (les plus anciennes dont nous disposons) montrent bien l'existence de coulées dans les talwegs de Taravel et de Mondorès. Par contre, le tassement des Piniès est au stade initial d'une simple crevasse sommitale sans qu'on en connaisse la date d'apparition. Néanmoins, l'examen attentif de ces photos montre que des phénomènes de glissements affectant le substratum rocheux se sont déjà produits dans le passé dans le versant ouest de la Montagne des Piniès entre la cote 1 400 m et la cote 1 100 m, mais leurs formes sont passablement estompées.

Entre 1948 et 1977, l'observation des photographies aériennes (1956, 1971, 1977) révèle l'absence d'activité des coulées, attestée par leur végétalisation progressive. On note par contre une individualisation plus marquée du tassement des Piniès.

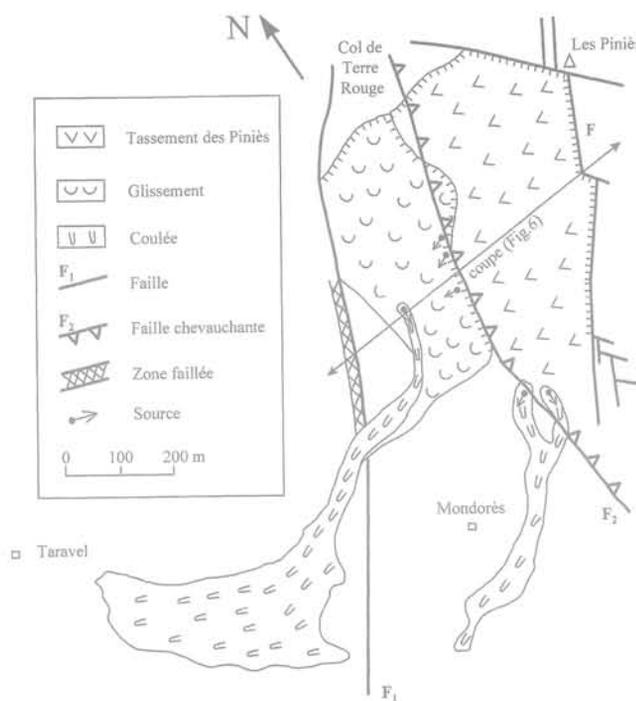


FIG. 3 Carte schématique du site.
Schematic map of the site.

L'hiver 1977-1978 est marqué par l'accélération brutale de ce dernier, lequel s'abaisse de plusieurs dizaines de mètres (témoignages locaux). Cette évolution est suivie très rapidement (mars-avril 1978) d'une réactivation spectaculaire de la coulée de Taravel laquelle se rapproche dangereusement de la ferme du même nom. On peut donc noter une certaine concomitance entre l'accentuation du tassement et la réactivation des coulées. Ce processus se poursuit probablement à l'heure actuelle comme en témoigne la désorganisation progressive du tassement des Piniès et l'occurrence de crises en 1985, 1986 et 1991 dans l'activité des coulées. Celles-ci se produisent généralement au printemps.

4

Hydrogéologie

L'eau souterraine est présente en relative abondance dans le graben de Mondorès comme en témoignent le volume des coulées boueuses de Taravel et de Mondorès ainsi que l'existence de nombreuses sources pérennes (Fig. 3 et 4).

Cependant, le bassin versant correspondant strictement au graben est extrêmement réduit (de l'ordre de 0,5 km²), et son substratum est essentiellement marneux, donc *a priori* peu perméable.

En toute hypothèse, les quantités d'eau infiltrée directement depuis la surface du graben sont certainement peu importantes. On est donc obligé d'envisager une alimentation plus lointaine à partir d'un bassin versant plus étendu. En dehors de la molasse rouge, dont la perméabilité reste néanmoins faible, les seuls aquifères notables sont représentés par les formations calcaires, notamment par le Tithonique et le Barrémo-Bédoulien. De fait, on a observé, sur les limites latérales du tassement et sur certains plans de fractures, qu'on recoupe fréquemment des chenaux de type karstique.

On peut donc admettre que les transferts hydrauliques sont possibles entre le réservoir calcaire des Piniès et le graben de Mondorès via les limites mêmes du tassement.

T. Bogaard (1996) par d'autres types d'investigations (analyses chimiques des eaux, exploitation des piézomètres courts) confirme cette interprétation.

En observant (Fig. 4) la position des sorties d'eau principales on peut faire deux remarques :

- un grand nombre d'entre elles se situent sur une ligne de direction N 120°-130° s'élevant du sud-est au nord-ouest de 1 110 m (Mondorès) à 1 200 m (sous le Col de Terre rouge). Cette ligne peut représenter la sortie du mouvement principal ;
- la localisation de la zone de départ des deux coulées de Taravel et Mondorès se situe pratiquement sur la ligne précédente, ce qui tend à montrer que l'eau de formation des coulées transite par ce mouvement principal (Fig. 4).

Enfin, les mesures de pression interstitielle effectuées dans le sondage SD₁ par des cellules à cordes vibrantes ont donné les résultats qui ont été résumés dans le tableau I. On peut préciser que la coulée, au niveau du sondage SC₁ voisin, a une épaisseur de 5,5 m, repérée par le cisaillement du tube inclinométrique.

La coupe de ce sondage montre qu'on rencontre les marnes bleues, rouges et vertes tectonisées de 6,5 m à 25 m. Les trois cellules sont donc implantées dans le substratum marneux du fossé de Mondorès. Elles sont soigneusement isolées par des bouchons d'argile expansée. Les deux séries de mesures des 22 et 27 novembre 1994 montrent que toutes ces pressions sont indicatives d'un seul et même écoulement dont la pente est de l'ordre de 13°, c'est-à-dire exactement celle du terrain naturel. On peut constater deux points qui à notre avis sont très importants :

- le remplissage marneux du graben, tout au moins au niveau du sondage SD₁, est très fracturé et saturé sur au moins 25 m d'épaisseur ;
- les quelques mesures de niveau d'eau effectuées montrent qu'à l'automne 1994 ce dernier est situé entre 2,5 et 3 m de profondeur. Des remontées plus importantes ne sont pas exclues car l'automne 1994 n'a pas connu des précipitations exceptionnelles. Par conséquent, l'activité des coulées peut être liée aussi bien aux quantités d'eau ressortant du glissement principal (sans influence particulière de l'hydrogéologie des talwegs) qu'à des remontées du niveau d'eau suffisamment près de la surface sous le fond des talwegs. Dans ce second mécanisme, on peut aboutir à une mobilisation de tout le fond du talweg sur 4 à 5 m d'épaisseur, sans qu'il y ait forcément d'activité importante dans le mouvement d'ensemble.

TABEAU I

Valeurs de pression d'eau (en m) au-dessus des cellules du sondage SD1.

Water pressure values above the cells placed in borehole SD1.

Cellule n°	10021	10022	9986
Profondeur/TN	-6,7 m	-11,0 m	-23,6 m
22/11/1994	3,61 m	7,75 m	19,73 m
27/11/1994	3,56 m	7,64 m	19,62 m
21/02/1995		8,06 m	

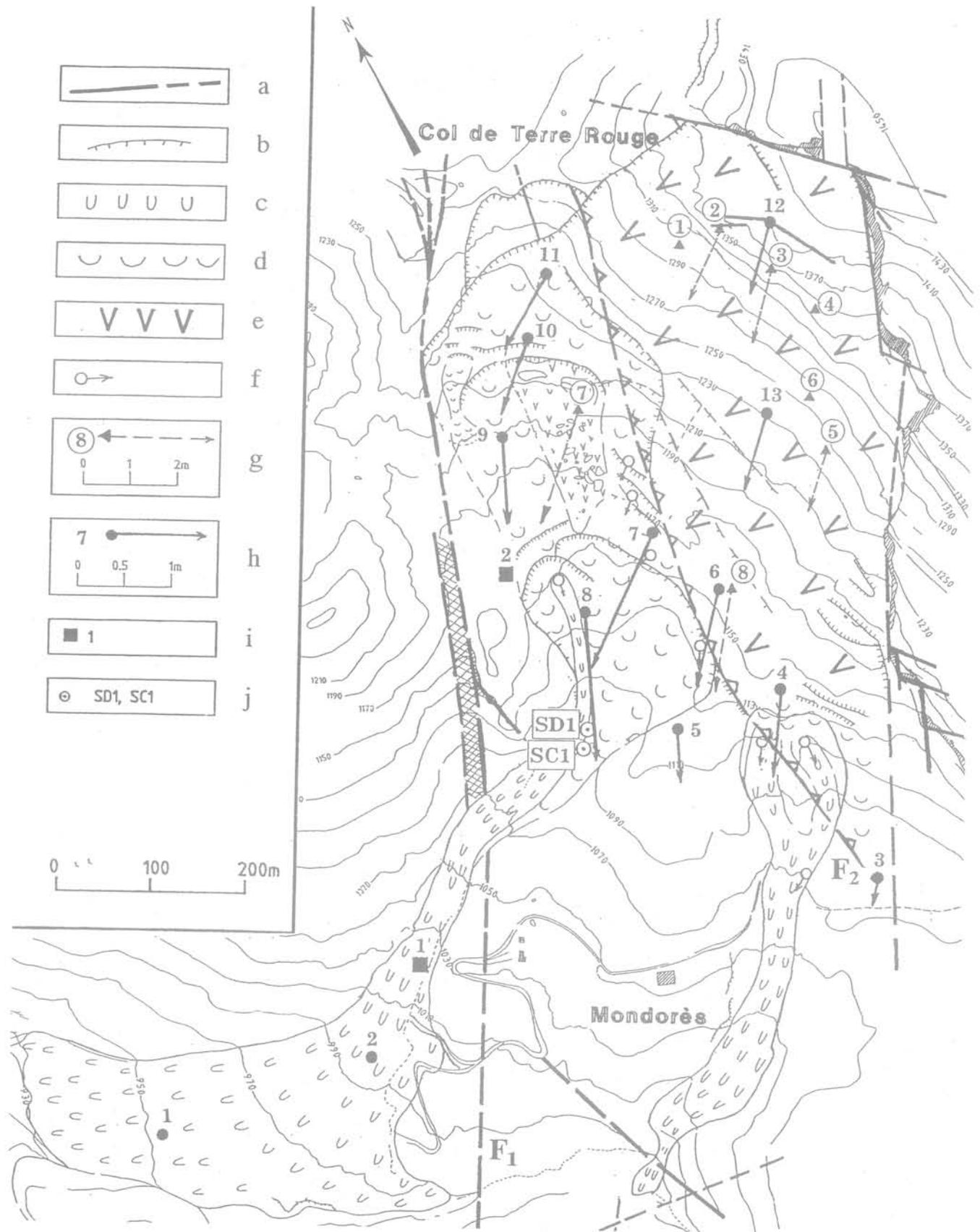


FIG. 4

Implantation de l'auscultation et des reconnaissances.

a. Faille, b. niche d'arrachement, c.- coulée, d. glissement, e. tassement, f. source, g. cible IGN et son déplacement (28-06-93 à 10-08-95), h. point GPS et son déplacement (06-93 à 04-94), i. balise DORIS, j. sondage.

Surveying and monitoring network.

a. Fault, b. Main scarp, c. Mud flow, d. slide, e. sagging, f. spring, g. IGN target and its moving (28-06-93 to 10-08-95), h. GPS point and its moving (06-93 to 04-94), i. DORIS beacon, j. Borehole.

Apport des mesures de déplacements

Parmi les diverses mesures effectuées dans le cadre du projet HYCOSI, nous retiendrons :

- les mesures topographiques classiques en X, Y, Z sur 7 cibles IGN entre le 20/05/1992 et le 10/08/1995 (5 mesures). La cible 6 a été installée mais jamais mesurée ;
- les mesures GPS en X, Y, Z sur 13 points GPS entre juin 1993 et avril 1994 (4 mesures) ;
- les mesures IGN en X, Y, Z sur deux balises DORIS les 20/05/1992 et le 12/08/1992.

5.1

Directions de vecteurs de déplacements

Sur la figure 4 on a reporté les directions et modules des déplacements horizontaux. On s'est heurté à la difficulté de la non-concordance des dates de mesures sur les cibles IGN et les points GPS. On a choisi les périodes suivantes :

- 28/06/1993 au 10/08/1995 pour les cibles IGN,
- juin 1993 à avril 1994 pour les points GPS.

On peut constater sur la figure 5 que les vitesses moyennes des divers témoins durant ces deux périodes sont du même ordre de grandeur. Comme la période d'observation sur les cibles IGN est 2,5 fois celle des points GPS, en utilisant une échelle double pour les déplacements des points GPS par rapport aux cibles IGN, on obtient des données un peu plus homogènes qui montrent deux éléments intéressants :

- pour les points placés à l'amont de la ligne des sources, les divers vecteurs de déplacements sont sensiblement parallèles entre eux et de direction N 40°, donc pratiquement perpendiculaires à la direction de la famille de fractures N 130-140° dont l'une d'entre elles contrôle le tassement sommital. Ceci montre qu'il s'agit d'un mouvement profond, commandé par des discontinuités du massif rocheux ;
- alors qu'en amont de la ligne de sources les vecteurs de déplacements pouvaient n'avoir aucun lien avec la direction des lignes de plus grande pente, en aval il n'en va pas de même. Les témoins GPS 8 et 9 ont des vecteurs de déplacements beaucoup plus proches des lignes de pente, montrant que dans la bande large de 100 m environ, coincée entre la bordure occidentale du graben de Mondorès et l'extrémité du mouvement principal les déplacements se font dans une direction N 20°.

5.2

Modules des vecteurs de déplacements

Sur la figure 5 on a représenté les valeurs des modules de divers vecteurs de déplacements $\sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2 + \Delta z^2}$ toutes directions confondues et on peut faire d'autres remarques intéressantes :

- si on considère les déplacements de points situés sur les mêmes plans longitudinaux (c'est-à-dire les mêmes

plans verticaux contenant les déplacements) on constate qu'ils sont semblables, par exemple GPS 6 et 13, GPS 12 et 7, ce qui confirme l'unicité du mouvement ;

- si on considère les déplacements de points situés sur une même horizontale, on constate que les vitesses maximales dans le mouvement principal se trouvent au centre (témoins GPS 7 et 12). Plus on va vers l'est ou l'ouest, plus les vitesses diminuent ;

- entre juin 1993 et mars 1994 il n'y a pas eu de coulées puisque les témoins GPS 1 et 2 n'ont pas bougé. Or, pendant ce temps, les mouvements ont été actifs en partie supérieure (0,70 à 1,36 m de déplacements). Le point GPS 8 ayant eu néanmoins une activité durant cette période (1,4 m) on peut conclure que les coulées s'arrêtent plus ou moins haut dans le talweg en fonction des saisons ;

- les mouvements ne se font pas à vitesse constante dans le temps mais le petit nombre de mesures ne permet pas de déterminer avec précision les fluctuations de vitesse. Tout au plus, on peut constater que les vitesses moyennes entre le 12/08/1992 et 28/06/1993 varient de 24 à 36 cm/mois alors qu'elles sont de l'ordre de 9 cm/mois entre le 28/06/1993 et le 10/08/1995 ;

- les deux balises DORIS (voir leur implantation à la figure 4) ont été mesurées par l'IGN entre le 20/05 et le 12/08/1992. La balise 2, située à 1 160 m d'altitude, dans la bande de direction N 20° située sous le Col des Terres Rouges, s'est déplacée de 1,06 m, donc plus rapidement que les cibles IGN situées sur le mouvement principal (Fig. 5). Durant la même période, la balise 1 s'est déplacée de près de 47 m, ce qui montre qu'il y a eu une activité de coulées indubitable. Les mesures de détail DORIS fournies dans le compte-rendu HYCOSI sont difficile à interpréter. Néanmoins, il semble que l'essentiel de l'activité des coulées se soit concentré entre le 16 et le 28/06/1992, à un moment de précipitations importantes (257 mm en juin 1992 à Châtillon-en-Diois - Fig. 5). On a donc ici un indice objectif de la concomitance des coulées avec les précipitations abondantes et une certaine activité du mouvement principal.

5.3

Inclinaison des vecteurs de déplacements

On a reporté sur la coupe géologique synthétique de la figure 6 les vecteurs de déplacements obtenus sur les cibles IGN ou les points GPS durant les deux périodes déjà précisées. On donne d'autre part au tableau II les résultats des mesures planimétriques et altimétriques obtenus sur tous les points, permettant de mesurer l'inclinaison des vecteurs de déplacement α avec l'horizontale.

On remarque que les inclinaisons des vecteurs de déplacement sont fortes pour les points les plus élevés (IGN 2, 3, 4, GPS 12) et qu'elles décroissent ensuite pour devenir horizontale et même légèrement remontantes (IGN 7 et 8, GPS 4, 6, 7, 8). Le passage entre ces inclinaisons extrêmes semble se faire assez rapidement puisqu'aux points IGN 5 et GPS 13 l'inclinaison est encore voisine de 45°.

On peut remarquer également que les inclinaisons des déplacements de IGN 1 et GPS 11 sont voisines de 30°, ce qui n'est pas conforme au comportement des points précédents. Enfin, on note que si les déplace-

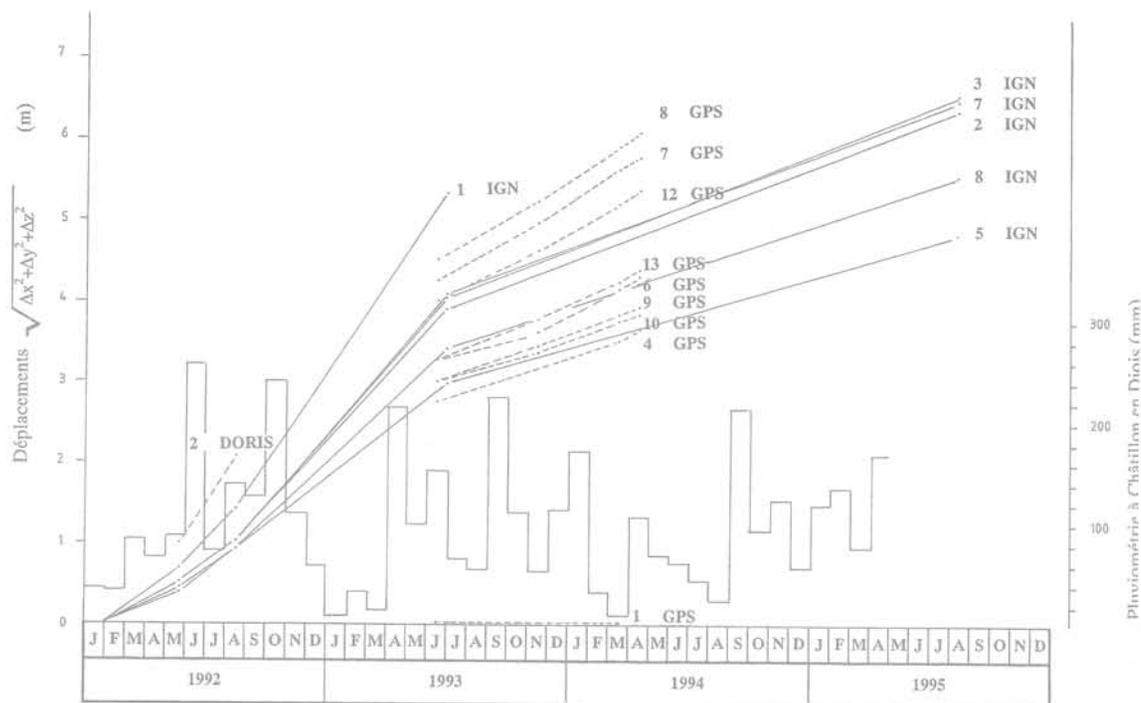


FIG. 5 Déplacements cumulés et pluviométrie.
Cumulated shifting and rainfall.

TABLEAU II Déplacements planimétriques et altimétriques.
Planimetric and altimetric shift.

Témoins	Période	$\sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}$ (m)	Δz	α
IGN 1)	27.01.92/28.06.93	(4,53)	(- 2,77)	- 31°
IGN 2	28.06.93/10.08.95	1,65	- 1,84	- 48°
IGN 3	28.06.93/10.08.95	1,54	- 2,00	- 52°
IGN 4)	27.01.92/28.06.93	(2,32)	(- 3,54)	- 57°
IGN 5	28.06.93/10.08.95	1,29	- 1,34	- 46°
IGN 7	28.06.93/10.08.95	2,37	- 0,33	- 8°
IGN 8	28.06.93/10.08.95	2,12	- 0,06	- 2°
GPS 3	06.93/04.94	0,24	- 0,057	- 13°
GPS 4	06.93/04.94	0,87	- 0,024	- 2°
GPS 5	06.93/04.94	0,56	- 0,44	- 38°
GPS 6	06.93/04.94	1,01	+ 0,017	+ 1°
GPS 7	06.93/04.94	1,50	+ 0,092	+ 4°
GPS 8	06.93/04.94	1,56	+ 0,085	+ 3°
GPS 9	06.93/04.94	0,87	- 0,322	- 20°
GPS 10	06.93/04.94	0,82	- 0,126	- 9°
GPS 11	06.93/04.94	0,97	- 0,544	- 29°
GPS 12	06.93/04.94	0,80	- 1,08	- 53°
GPS 13	06.93/04.94	0,81	- 0,774	- 44°

ments de GPS 9 se font sensiblement parallèlement au terrain naturel, il n'en va pas de même pour le point GPS 8, qui remonte, alors que la pente du terrain à son voisinage est de l'ordre de 20°. Cette contradiction avec les autres données sur cette zone n'a pas trouvé pour l'instant d'explication.

Sur la figure 6 on a tracé une hypothèse de surface de mouvement principal prenant en compte les éléments ci-dessus. Le brusque changement de pente de la surface de glissement à la verticale du témoin GPS 13 pourrait être en liaison avec l'existence, en profondeur, d'une lame de calcaires (flanc inverse du synclinal déversé de Mondorès constitué de Barrême-Bedoulien).

L'essentiel des matériaux participant au mouvement d'ensemble serait constitué de Jurassique supérieur (Terres Noires - Sequanien - Kimmeridgien et Tithonique). La base des mouvements d'ensemble fournirait en eau et en matériaux les deux zones de départ de coulées de Taravel et Mondorès. La butte de Mondorès, large de moins de 100 m à ce niveau, constitue une butée relativement peu efficace, les terrains la constituant étant repoussés par le mouvement d'ensemble (point GPS 5).

6

Synthèse

Les quelques remarques ci-dessus permettent alors de fournir les précisions suivantes sur l'ensemble des mouvements de la montagne des Piniès.

La réactivation à laquelle on assiste depuis 1948 ne constitue pas le début d'un mouvement car les observations de terrain et sur photos aériennes montrent

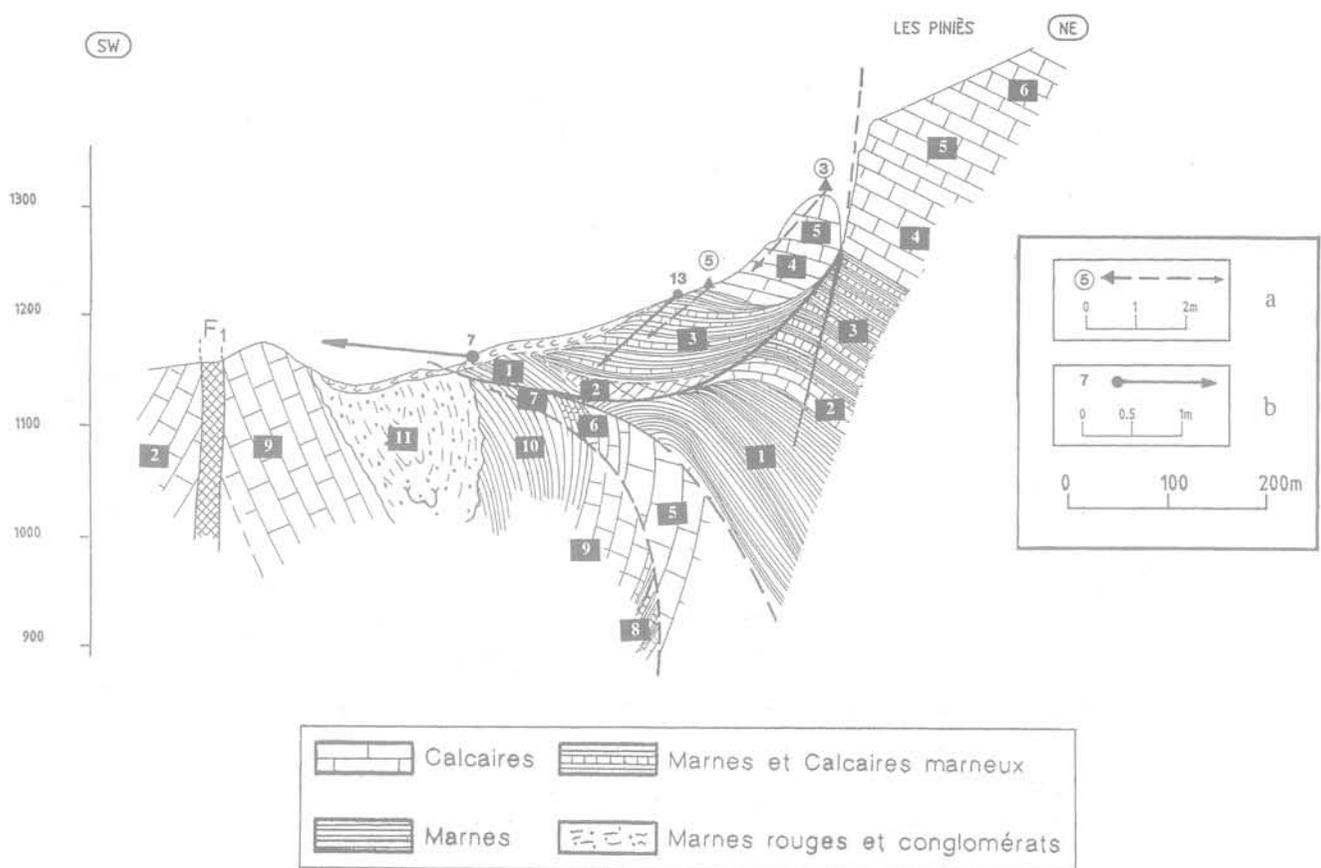


FIG. 6. Coupe géologique interprétative.
 a. cible IGN et son déplacement (28-06-93 à 10-08-95), b. point GPS et son déplacement (06-93 à 04-94).
 1. Callovo-oxfordien, 2. Séquanien, 3. Kimmeridgien inférieur, 4. Kimmeridgien supérieur, 5. Tithonique.
 6. Berriasien, 7. Valanginien, 8. Hauterivien, 9. Barrémo-Bedoulien, 10. Albo-Aptien, 11. Oligocène.
 Interpreted geotechnical section.
 a. IGN target and its moving (28-06-93 to 10-08-95). b. GPS point and its moving (06-93 to 04-94). 1. Callovo-Oxfordian,
 2. Sequanian, 3. Lower Kimmeridgian. 4. Upper Kimmeridgian, 5. Tithonian, 6. Berrasian. 7. Valanginian,
 8. Hauterivian, 9. Barremo-Bedoulian. 10. Albo-Aptian, 11. Oligocene.

clairement qu'il y avait eu avant cette date d'autres phénomènes d'instabilité.

Il existe une relation entre le mouvement d'ensemble et les coulées. Ces dernières prennent naissance précisément à la base du premier et l'eau qui constitue les coulées provient vraisemblablement, en grande partie, du mouvement principal. L'alimentation de ce dernier intéresse un bassin versant plus grand que le simple bassin topographique du vallon de Terre Rouge, probablement par des cheminements karstiques dans les formations calcaires du Jurassique supérieur.

Cependant, les deux mécanismes ne sont pas exactement concomitants puisqu'on a mesuré des déplacements non négligeables (de l'ordre de 1 à 2 m) du mouvement d'ensemble, sans coulées. A l'inverse, on ne peut exclure des coulées se produisant sans mouvement d'ensemble par remontée du niveau d'eau près de la surface. Ce niveau d'eau a été mesuré 2 à 3 fois seulement à une profondeur de 2,5 à 3 m, et il affecte le remplissage argileux fissuré du talweg sur 25 m d'épaisseur.

Le mouvement d'ensemble doit intéresser une épaisseur de 50 à 100 m de terrains. Ses limites sont déterminées par des réseaux de discontinuités du Massif des Piniès, en particulier des plans de fractures de directions N 10-15° et N 130°. Sa base doit être consti-

tuée par une écaïlle rocheuse résistante, probablement des calcaires du Barrémo-Bedoulien situés au moins à 50 m de profondeur. Le rôle de cette écaïlle (dont l'existence n'est qu'une hypothèse probable) est très important car elle limite le mouvement d'ensemble dans son extension en profondeur. En effet, l'essentiel du remplissage du graben à cet endroit est marneux. C'est l'abondance des marnes qui facilite le mouvement d'ensemble, mais c'est cette lame qui le maintient dans les limites acceptables (Fig. 6).

7

Conclusion

L'étude des mouvements de terrains du versant ouest de la Montagne des Piniès illustre remarquablement les rapports étroits qui existent entre le contexte géologique du site et les conditions géotechniques de stabilité des versants. Il apparaît clairement que l'auscultation seule (Girault F., 1997) ne peut fournir qu'un élément de description des phénomènes, au même titre que l'étude géologique de surface (Malatrait A., Sabatier F., 1996). Il est absolument nécessaire de combiner les deux approches pour espérer comprendre la nature et l'origine de la déformation des versants. L'intérêt du site de Mondorès-Les Piniès réside dans le fait qu'une

histoire des déformations géologiques particulièrement riche en événements conduit à un modèle de versant très complexe. L'établissement de ce dernier ne peut résulter de la seule approche géologique classique (cartographie très détaillée) car le dessin de la coupe interprétative doit faire la part de trop nombreuses hypothèses et laisse certaines questions sans réponse. La présence d'un vestige de flanc inverse du synclinal de Mondorès, rigide, car formé principalement de calcaires, fournit un bon exemple. L'analyse de la déformation, par le biais de l'auscultation pourtant sommaire

qui a été réalisée, conforte cependant ce qui jusque-là n'est qu'une hypothèse géologique parmi d'autres. Il est en effet nécessaire qu'un niveau résistant existe à faible profondeur pour expliquer les variations de plongement des vecteurs déplacement telles qu'elles ont été mesurées. Ceci montre bien que, dans ce domaine particulier de la géotechnique (comme dans tous les autres), il ne faut jamais perdre de vue que la bonne compréhension de la structure et de l'histoire géologique d'un site est un préalable indispensable, ce qui apparaît trop souvent ignoré.

Bibliographie

Bogaard T., Van Asch T. – « Geophysical and hydrochemical investigation of a complex large-scale landslide in southern France ». Proc. 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, Norway, vol. 2, 1996, p. 643-647.

Girault F. – « Auscultation du glissement du versant ouest de la montagne des Piniès dans la Drôme (France) ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 79, 1997, p. 13-18.

Malatrait A., Sabatier F. – « Le glissement de la montagne des Piniès à l'origine

des coulées de Boulc-en-Diois (Drôme). Évolution et mécanismes ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 74, 1996, p. 45-53.

Étude et réalisation de la boîte à plan de cisaillement vertical

T. MESSAS
C. COULET
J. GIELLY
R. AZZOUC

L2M, IUT A Département
Génie Civil, Lyon 1,
43, bd du 11-Novembre 1918,
69622 Villeurbanne Cedex,
France

Résumé

Afin de représenter le mode réel de rupture lors d'un glissement d'un remblai, un essai de cisaillement original « à plan de cisaillement vertical » a été mis au point. Pour cela, un appareil a été conçu et construit. Les caractéristiques mécaniques du sol utilisé, obtenues à l'aide de cette boîte, sont comparées à celles obtenues à la boîte à plan de cisaillement horizontal. Les déchets de matières plastiques peuvent constituer des nappes de renforts discontinues pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols des remblais. Des essais effectués sur la nouvelle boîte de cisaillement ont permis de quantifier la résistance à la traction apportée par ces renforts. Une correspondance a été établie avec les valeurs obtenues pour des nappes continues.

Study and realization of a box to plan of vertical shear

Abstract

The real way of rupture during embankment failure was simulated by an original shear test ; test with vertical shear plan. An apparatus was conceived and built specially for this purpose. The obtained characteristics of used soils by this new test were compared with other one, carried out by the direct shear test. Waste plastic materials can be used as discontinuous reinforcement layers in order to improve the mechanical features of embankment soils. Tests were performed on a shear box machine equipped with a vertical failure plan which closely represents the real stress fields. These tests were tightly connected with the values resulting from the study of continuous layers.

Introduction

L'étude du renforcement des sols à l'aide de l'essai à plan de cisaillement horizontal imposé ne modélise pas fidèlement la réalité d'un remblai renforcé, dans lequel la ligne de glissement se propage du haut vers le bas de celui-ci (Fig. 1). La direction de la ligne de glissement est presque perpendiculaire à l'orientation des nappes.

Devant ce problème, un essai de cisaillement original « à plan de cisaillement vertical » a été mis au point. Un appareil a été conçu et construit. Avant d'aborder les essais de cisaillement des sols renforcés à l'aide de cet appareil, nous présentons le dispositif d'essais, ainsi que son utilisation dans le cas des sols sans renforcement. Dans ces essais, la contrainte tangentielle est maîtrisée, mais la difficulté rencontrée était de savoir comment mesurer la contrainte normale au plan de cisaillement. Pour pallier ce handicap, nous avons employé une technique de mesure qui consiste à utiliser un écran maintenu par quatre anneaux dynamométriques. Cet écran est confondu avec le plan de cisaillement. Le système a été testé par plusieurs essais préliminaires.

Afin de confirmer les caractéristiques mécaniques du sol utilisé, des essais à la boîte à plan de cisaillement horizontal imposé ont été effectués. L'objectif étant de s'assurer que dans le cas des sols non renforcés, les deux types d'essais donnent des résultats comparables (principe d'objectivité).

Par ailleurs, connaissant une augmentation sensible liée à leur utilisation diversifiée et sans cesse croissante, les déchets de matières plastiques (sacs d'emballage, bouteilles...) peuvent être utilisés comme moyen de renforcement. En effet, plus de 600 millions de tonnes de déchets plastiques sont jetés chaque année en France. Dans le monde, l'accumulation de ces déchets atteindrait les 100 milliards de tonnes d'ici l'an 2050 [MAES, 1993]. Ces déchets posent de gros problèmes: leur recyclage nécessite des tris minutieux, leur élimination par incinération causant des dangers irréversibles à l'environnement, et leur mise en décharge est coûteuse. Le procédé Plasterre (Coulet *et al.*, 1987) permet de valoriser les déchets de plastique souple en les réemployant comme structure de renfort pour améliorer les caractéristiques mécaniques des sols de remblais. Les nappes de déchets, régulièrement espacées sur la hauteur du remblai, sont constituées d'éléments discontinus dont il faut déterminer le comportement. L'approche expérimentale est abordée avec des essais comparatifs entre des nappes d'éléments discontinus et des nappes de feuilles continues. La question qui se pose avec ce procédé est de savoir comment déterminer la résistance à la traction d'une nappe constituée d'éléments discontinus de matières plastiques. Pour y répondre, nous avons étudié ce problème à l'aide d'essais de cisaillement originaux (à plan de rupture vertical). Nous examinons l'influence de plusieurs paramètres: la quantité des morceaux de plastiques par nappe, la taille des morceaux de plastiques ainsi que l'influence du mode de fixation. Le but de ces essais est de faire la liaison entre le renforcement par nappes discontinues (qui représente l'application du procédé *in situ*), et le renforcement par nappes continues (qui représente la partie « calcul et dimensionnement des ouvrages »). Après la présentation des résultats ainsi que de leurs analyses, une interprétation théorique du gain en cohésion sera effectuée.

Présentation des matériaux et du matériel

2.1

Matériaux

Le sol utilisé dans notre programme d'essais est une grave roulée provenant des carrières de la région lyonnaise. Pour obtenir une meilleure reproductibilité des essais, le sol est étuvé pour assurer une teneur en eau nulle. En effet, la teneur en eau pouvant avoir une certaine influence sensible sur la cohésion du sol ou la densité sèche il est plus simple de considérer des échantillons secs.

2.2

Matières plastiques

Le renforcement de la grave a été effectué par des nappes de deux types de déchets:

- feuilles de polyéthylène translucide de couleur blanche, de masse surfacique égale à 125 g/m² et d'une résistance de traction à la rupture de 1,8 kN/m;
- déchets de matières plastiques souples constitués essentiellement de sachets d'emballage.

2.3

Description et caractéristiques de l'appareillage

L'appareillage (Fig. 2) est constitué:

- de la cuve;
- du système de cisaillement;
- du système de chargement vertical du matériau.

2.3.1

La cuve

Les dimensions de la cuve sont: 600 mm de longueur, 400 mm de largeur, 465 mm de profondeur. Ses parois sont très rigides afin que soient supprimées toutes les vibrations. Les parois latérales sont munies de deux fentes en leurs milieux pour permettre le passage de l'inclusion. Afin de visualiser les déplacements à l'intérieur, la paroi frontale est constituée d'une vitre qui résiste à la poussée du sol. Pour rassembler les deux zones (active et passive) du massif lors du glissement de celui-ci, cette cuve est formée par deux boîtes de dimensions identiques (300 mm x 400 mm x 465 mm); l'une (boîte n° 2) mobile et l'autre (boîte n° 1) fixe. Elles sont supportées par des portiques de grandes rigidités. La hauteur de ces derniers est suffisante pour installer le vérin qui permet de déplacer la boîte n° 2.

2.3.2

Le système de cisaillement

Un vérin mécanique d'une capacité de 50 kN, ancré en position verticale permet de déplacer la boîte n° 2.

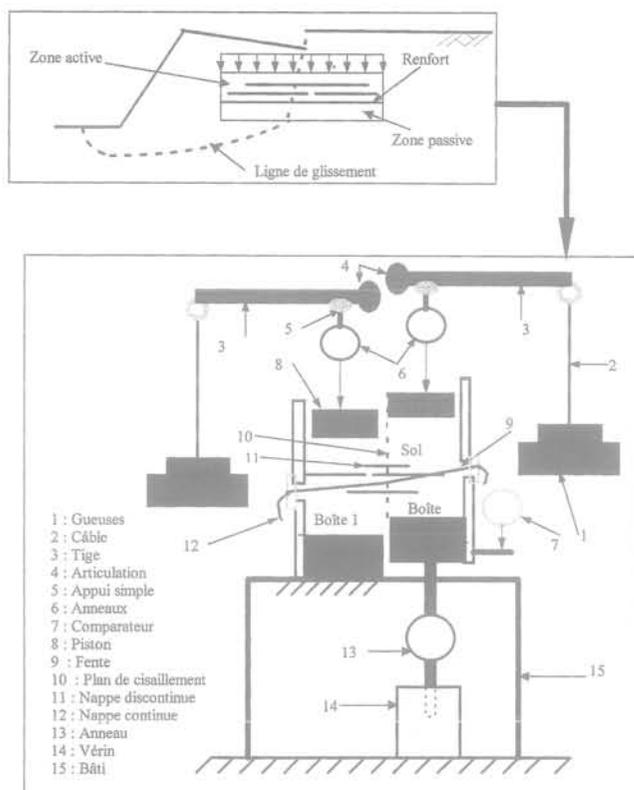


FIG. 1 Glissement d'un remblai.
Embankment sliding.

FIG. 2 Schéma de principe du dispositif expérimental de l'essai à plan de cisaillement vertical.
Diagram of the experimental device of the vertical plane shearing test.

Pour l'ensemble de ces essais, la vitesse est de 1 mm/mn. Afin de mesurer l'effort de cisaillement, nous avons incorporé un anneau dynamométrique entre le vérin et la boîte n° 2. Sur le bord supérieur de celle-ci, nous avons placé un comparateur de course de 100 mm qui permet de suivre le déplacement vertical.

2.3.3

Le système de chargement vertical du matériau

Le système de chargement propre est composé de gueuses supportées par un câble accroché à une tige de grande rigidité. Cette tige est posée sur l'anneau. Ce dernier affiche l'effort normal qui existe sur le plateau transmettant une charge au sol.

2.3.4

Mise en place d'une manipulation

Après avoir déterminé la quantité du gravier 5/12 nécessaire pour former le massif de dimensions : 600 x 400 x 220 mm³ et de densité 1,70 ; nous préparons le plastique et procédons à la mise en place comme suit :

– *remplissage de la cuve* : la mise en place du matériau sol s'effectue par couches de 55 mm que l'on compacte avec une dame carrée de 80 x 80 mm² afin d'obtenir la densité voulue. Les nappes de plastiques sont soigneusement intercalées aux emplacements prévus ;

- mise en place du système de cisaillement et de chargement ;
- mise en place des comparateurs de mesure de déplacement.

3

Étude de cisaillement du sol non renforcé

3.1

Détermination de la contrainte normale au plan de cisaillement grave-grave

Les contraintes normales au plan de cisaillement sont déterminées comme le montre la figure 3. L'écran AB est un panneau en duralumin, de dimensions : 465 mm (hauteur) x 396 mm (largeur) x 10 mm (épaisseur). Son contact avec le massif, de densité $\rho = 1,7$, se fait sur une surface de 220 mm x 396 mm. L'écran est rendu rugueux grâce au collage des grains de gravier de même nature. L'écran est suspendu par son sommet A et soutient un remblai horizontal. Il peut se déplacer, mais son déplacement ne permet pas à tout le coin de glissement d'entrer en plasticité parfaite. Il est maintenu par quatre anneaux dynamométriques. L'anneau 5 permet la mesure de la force verticale (l'effort tangentiel sur l'écran), et donc par la suite celui de l'inclinaison moyenne des contraintes. Cet anneau travaille d'abord en traction lors de la mise en charge du massif, puis en compression pendant le cisaillement. Les anneaux 2, 3, 4, travaillent en compression et sont solidaires de la contre-paroi. Ils permettent de mesurer les forces horizontales (efforts normaux sur l'écran). Un léger jeu subsiste entre l'écran et les autres parois de la cuve. L'étanchéité a été obtenue en plaçant des joints en plastique. Pendant la construction du massif, après la mise en œuvre de chaque couche suivie de son compactage, on fait une lecture des anneaux. Ceci permet de suivre l'évolution des efforts transmis par le sol à l'écran, en fonction de la hauteur du sol, au cours de la réalisation du modèle. Les valeurs de ces efforts sont faibles, étant donné la précision des anneaux et la flexibilité de l'écran qui joue dans le sens de la diminution de ces efforts. Ensuite, on procède à la pose des surcharges. On constate alors que la transmission ne se fait qu'à partir d'un certain seuil de chargement. Ceci est dû probablement à des effets parasites de contact entre le gravier et le piston.

Pour mettre l'écran en poussée, on active le vérin (Fig. 3) en donnant un déplacement de cisaillement de la boîte n° 2 jusqu'à la rupture de l'échantillon du massif. A chaque millimètre de déplacement, on fait une lecture des anneaux dynamométriques. L'ensemble des mesures permet d'avoir l'évolution des efforts sur l'écran en terme d'intensité, de direction et de point d'application en fonction des déplacements du massif. On désigne respectivement par F_2 , F_3 , F_4 et F_5 les efforts enregistrés par les anneaux (2, 3, 4 et 5). L'effort résultant F peut être déterminé en terme de module, de direction et de position, par les expressions suivantes :

- module $|F| = [(F_2 + F_3 + F_4)^2 + F_5^2]^{1/2}$; (1)
- direction par rapport à la normale à l'écran $\delta = \arctg F_5 / (F_2 + F_3 + F_4)$; (2)

– soit par l’anneau (n° 1) incorporé entre le vérin et la boîte mobile n° 2.

Le tableau I représente, pour différents cas de chargement, les valeurs des contraintes verticales, les valeurs des contraintes horizontales, et les valeurs expérimentales des coefficients de frottement des terres au repos, ainsi que les valeurs des coefficients théoriques déduits de la formule :

$$K_0 = [1 - 2/3 (\sin\phi)] / [(1 - \sin\phi) / (1 + \phi)] \quad (7)$$

On remarque que les valeurs théoriques de K_0 sont supérieures aux valeurs expérimentales. Cette différence est due à divers facteurs :

- la flexibilité de l’écran qui joue dans le sens de la diminution de la poussée mesurée et par conséquent du K_0 expérimental ;
- la sensibilité des anneaux dynamométriques ;
- le frottement sur l’écran et les parois latérales, diminuant l’effort sur l’écran ;
- les incertitudes sur les mesures expérimentales.

La figure 5 représente des courbes caractéristiques de l’évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement (ΔL). On constate que pour un déplacement nul, la valeur de la contrainte normale initiale sur l’écran n’est pas importante. Cela s’explique par la grande rigidité de l’écran et la faible hauteur du massif.

On remarque une augmentation notable des contraintes normales dès la mise en mouvement et ce, pour des déplacements croissants. Ceci se traduit par le phénomène de dilatance.

3.2

Étude du frottement grave-grave

On représente sur la figure 6, l’évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement. On peut noter l’existence de pics très prononcés de contraintes tangentielles. Les déplacements correspondant à ces pics sont compris entre 20 et 23 mm. La contrainte de cisaillement à la rupture augmente évidemment quand la contrainte normale initiale s’accroît pour ensuite décroître jusqu’à atteindre la valeur résiduelle. A travers ces essais, deux remarques peuvent être formulées :

– la contrainte normale évolue en fonction des déplacements ; cela se traduit par le phénomène de dilatance.

Afin d’étudier le frottement apparent en isodéplacement, la figure 7 représente la relation $\tau/\sigma = f(\Delta L)$;

TABEAU I Valeurs théoriques et expérimentales des contraintes verticales et normales, et valeurs des coefficients de frottement expérimentaux et théoriques des terres au repos.
Experimental and theoretical values of the coefficient of the earth at rest.

q (kPa)	29,5	51	69	96
σ_0 (kPa)	8,6	12,5	16	21
$\sigma_v = q + \gamma \cdot h$ (kPa)	33,3	54,4	72,7	99,5
$K_{\text{expérimental}} = \sigma_v / \sigma_0$	0,26	0,23	0,22	0,21
$K_{\text{théorique}} = [1 - 2/3 (\sin\phi)] / [(1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)]$	0,37	0,37	0,37	0,37

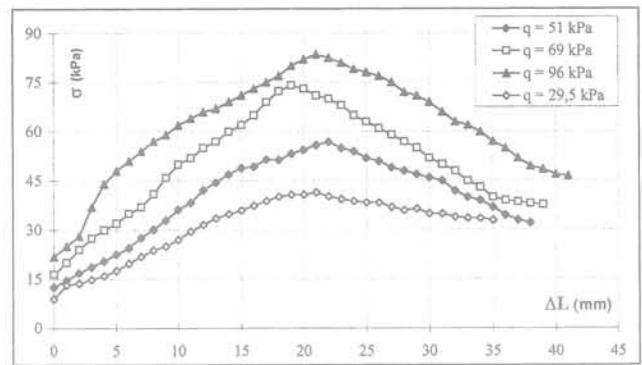


FIG. 5 Évolution de la contrainte normale en fonction du déplacement.
Evolution of the normal stress versus the displacement.

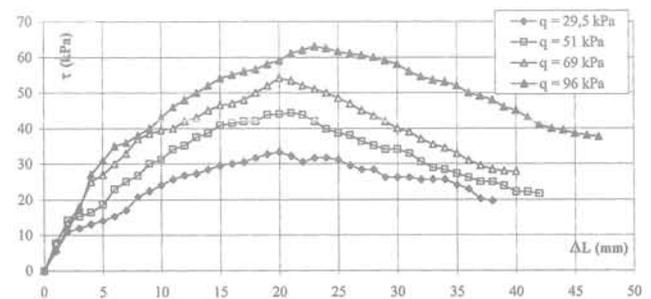


FIG. 6 Courbes contraintes de cisaillement-déplacements (essai de cisaillement grave-grave).
Curves shear stress-displacement (test of shear gravel-gravel).

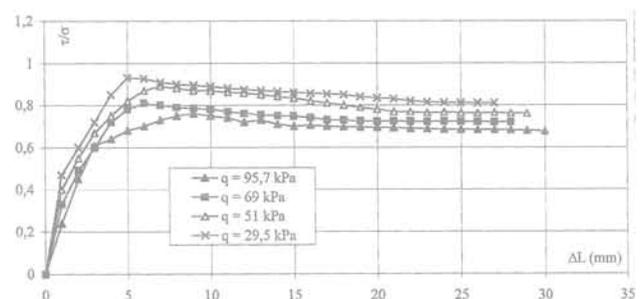


FIG. 7 Évolution du coefficient de frottement apparent en fonction du déplacement (influence de la surcharge).
Evolution of the apparent friction coefficient/versus the displacement (influence of the normal stress).

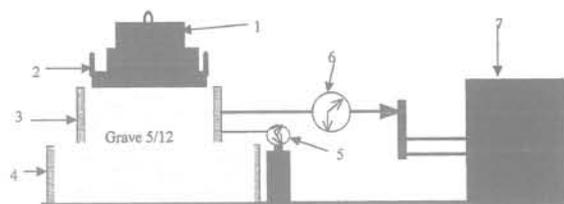
– quand la contrainte normale augmente, le coefficient de frottement apparent diminue. Ce phénomène a été observé par divers chercheurs dans le cas de plan de cisaillement horizontal.

Étude comparative des deux types d'essai de cisaillement (horizontal et vertical)

4.1

Appareillage d'essai à plan de cisaillement horizontal

Un appareil (une boîte) permettant d'effectuer des essais bien adaptés à notre étude (Fig. 8), a été conçu. Il est composé de deux parties de largeurs et hauteurs identiques 250 mm et 200 mm respectivement. La partie inférieure, d'une longueur de 800 mm, est encastrée au sol. La partie supérieure, d'une longueur de 600 mm, est longitudinalement mobile ; ceci afin de conserver la même surface de cisaillement (de frottement) au cours de l'essai. Il permet de tester ainsi des sols à grosse granulométrie [$D_{max} < L/6 = 100 \text{ mm}$], Collis (1981)] ou d'après le critère de Kerisel (1972) $L > 20D_{max}$. $L =$ cote de la boîte, et $D_{max} =$ diamètre maximal des grains. Cette boîte est donc bien plus grande que les boîtes de Casagrande classiques. De ce fait, l'influence des bords de la boîte est diminuée. On peut expérimenter le matériau sol + renforcement tel qu'utilisé *in situ*. La demi-boîte supérieure est animée d'une vitesse constante et égale à 1 mm/mn, et ceci pour tous les essais. La traction est exercée par un vérin mécanique d'une capacité de 50 kN. A l'avant, est placé le comparateur (de course 100 mm) qui permet de suivre le déplacement longitudinal. Un dynamomètre intercalé entre le vérin et la boîte permet d'effectuer la mesure des efforts de cisaillement. Le chargement vertical est réalisé au moyen de gueuses de poids différents (103, 210 kg...) posées sur un plateau muni d'un piston de section rectangulaire afin de transmettre la charge verticale dont la valeur est fonction du nombre de gueuses posées.



- 1 : Gueuses de chargement
 2 : Plateau de chargement
 3 : Demi-boîte supérieure (600 mm x 250 mm x 200 mm)
 4 : Demi-boîte inférieure (800 mm x 250 mm x 200 mm)
 5 : Comparateur
 6 : Anneau dynamométrique
 7 : Vérin mécanique

FIG. 8 Schéma descriptif de l'appareil grand modèle de cisaillement.

Diagram of the experimental device of the horizontal plan shearing test.

4.2

Avantages et inconvénients des deux types d'essais de cisaillement

La boîte à plan de cisaillement horizontal est également appelée boîte de cisaillement direct du fait de sa facilité de préparation et de fonctionnement. Cet essai reste l'essai classique le plus simple à utiliser. Toutes ces facilités permettent d'étudier et de contrôler les différents facteurs. Cependant, la boîte à plan de cisaillement vertical est préféré, du fait de sa représentation de la réalité lors d'un glissement de terrain. Le tableau I indique les avantages et les inconvénients de chaque type d'essai.

Dans le cas de cisaillement du sol renforcé, l'essai à plan de cisaillement vertical est préféré, vu la facilité de mise en œuvre des nappes discontinues avec une certaine surface de recouvrement entre les éléments voisins, et l'assurance de bon ancrage des nappes continues.

TABLEAU II Avantages et inconvénients de chaque type d'essai de cisaillement (sol seul).
 Advantages and disadvantages of each type shearing test.

Type de plan de cisaillement	Avantages	Inconvénients
Horizontal	* Procédure d'essai simple	* Ne modélise pas la rupture des sols renforcés
	* Surface de cisaillement constante	* Concentration de contraintes aux bords
	* Préparation simple	* Difficulté d'étudier le cisaillement des sols renforcés par nappes continues ou discontinues
Vertical	* Contrainte normale (σ) constante	
	* Modélise mieux la rupture des sols renforcés	* Système et procédure d'essai complexe
	* Assurance du recouvrement entre nappes discontinues	* Préparation d'essai lourde
	* Bon ancrage des nappes continues	* Surface de cisaillement variable
	* Contrôle les conditions aux extrémités de la nappe	* Concentration de contraintes aux bords
		* Contrainte normale (σ) variable

Courbes contrainte de cisaillement-déplacement

Les résultats obtenus peuvent se distinguer les uns des autres par l'allure des courbes expérimentales (Fig. 9). La présence de pics, en terme de contrainte de cisaillement, est à noter à ΔL compris entre 16 et 25 mm dans le cas de cisaillement à plan de rupture horizontal, et entre 20 et 23 mm dans le cas d'un essai à plan de cisaillement vertical. Dans celui-ci, on empêche toute variation de volume au cours du cisaillement de l'échantillon ce qui a pour conséquence de produire des contraintes de cisaillement très élevées. Ceci est dû au fait que le gravier au voisinage du plan de cisaillement a tendance à se déliter mais s'en trouve empêché par le gravier constituant les deux blocs. Par conséquent, la contrainte normale augmente beaucoup et permet l'existence de très grandes contraintes de cisaillement. Au début, pour l'essai à plan de rupture horizontal, le gonflement de l'échantillon provoque un soulèvement de la boîte supérieure, puis d'un écoulement de grains de faibles diamètres. La contrainte de cisaillement à la rupture augmente quand la contrainte normale initiale s'accroît. Il est à noter que la contrainte de cisaillement décroît par la suite jusqu'à atteindre la valeur résiduelle.

Analyse en isodéplacement

Afin de suivre l'évolution des caractéristiques mécaniques tout au long de chaque déplacement, une analyse par les courbes intrinsèques d'isodéplacement a

été effectuée de la même manière que l'analyse en isodéformation selon la définition donnée par Long (1972). Les onze valeurs suivantes du déplacement ΔL ont été prises : 1, 3, 5, 8, 12, 15, 20, 24, 27, 30 et 35 mm.

Les figures 10 et 11, représentent les droites des courbes intrinsèques qui correspondent à chaque déplacement donné pour les essais à plan de cisaillement vertical et horizontal. L'axe des abscisses peut être considéré comme la courbe intrinsèque d'isodéplacement correspondant à un déplacement nul. Dans le plan (σ , τ), on constate que la pente des droites augmente graduellement avec le déplacement ΔL . Dès que le déplacement atteint environ 8 mm, la pente de ces droites ne varie pratiquement plus. L'intersection des droites d'isodéplacements coupe l'axe des contraintes tangentielles en un point d'ordonnée 2,5 kPa, ce qui montre que la cohésion naturelle de notre matériau est négligeable. Les pentes de ces droites représentent l'angle de frottement interne ϕ . Le tableau III donne les valeurs de l'angle de frottement interne correspondant au déplacement.

La figure 12 montre l'évolution de l'angle de frottement interne en fonction du déplacement. Ces courbes représentent trois zones de déplacement :

– la première zone : pour ΔL allant de 0 à 10 mm, l'angle de frottement interne augmente sensiblement. A 5 mm de déplacement, il atteint environ 90 % de sa valeur maximale ;

– la deuxième zone : pour ΔL allant de 10 à 15 mm, l'angle de frottement interne ϕ augmente lentement ;

– la troisième zone : pour ΔL supérieur à 15 mm, l'angle de frottement ϕ se stabilise avec quelquefois une diminution de celui-ci.

Cette approche en isodéplacement, permet d'observer

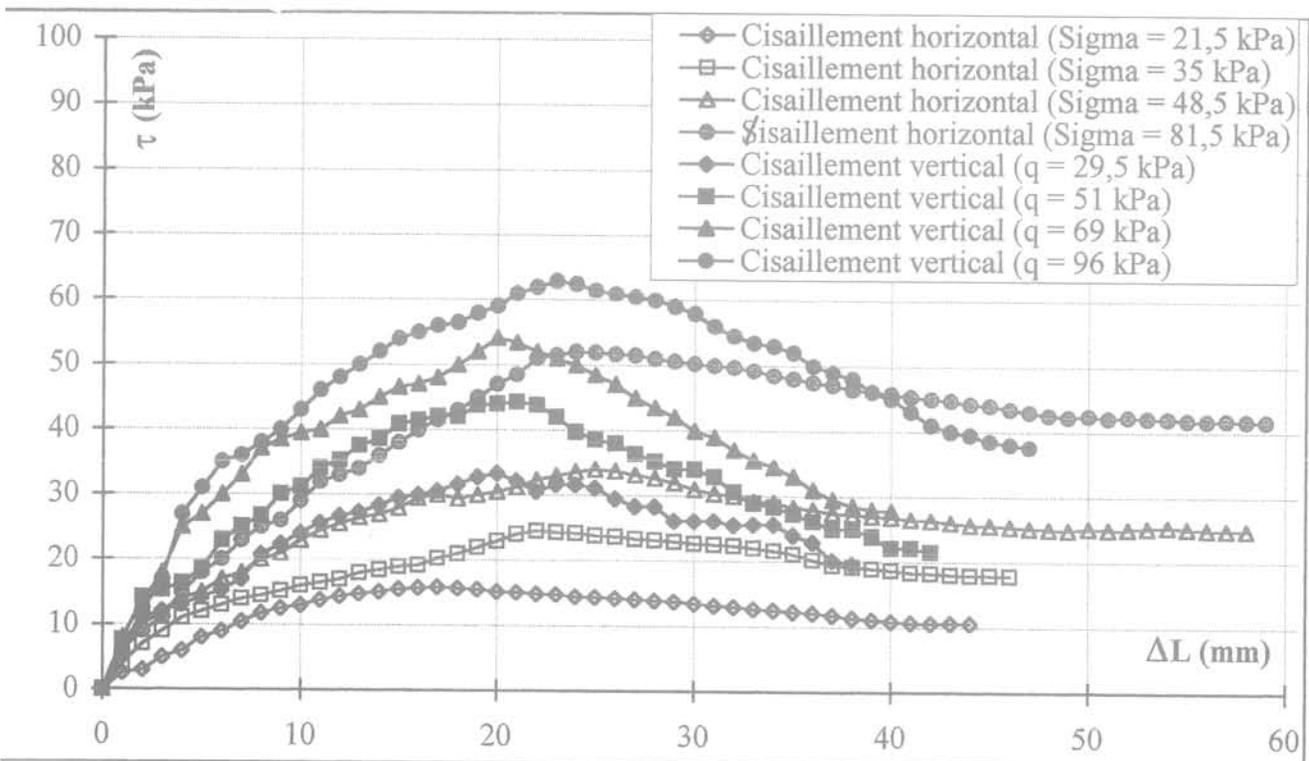


FIG. 9 Courbes contraintes de cisaillement-déplacements (essai de cisaillement grave-grave).
Curves shear stress-displacement (test of shear gravel-gravel).

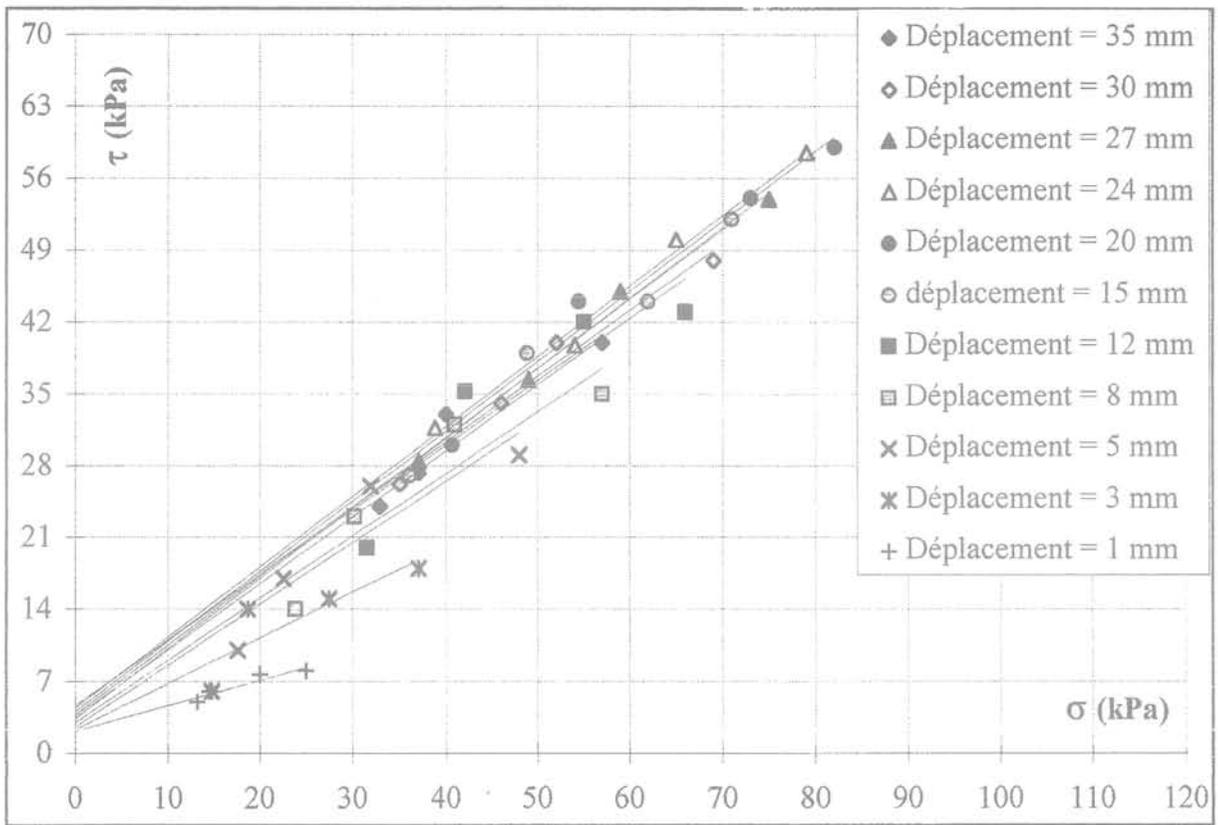


FIG. 10 Droites des courbes intrinsèques d'isodéplacement (essai à plan de cisaillement vertical).
Intrinsic curves of the gravel (test of the vertical plan shearing test).

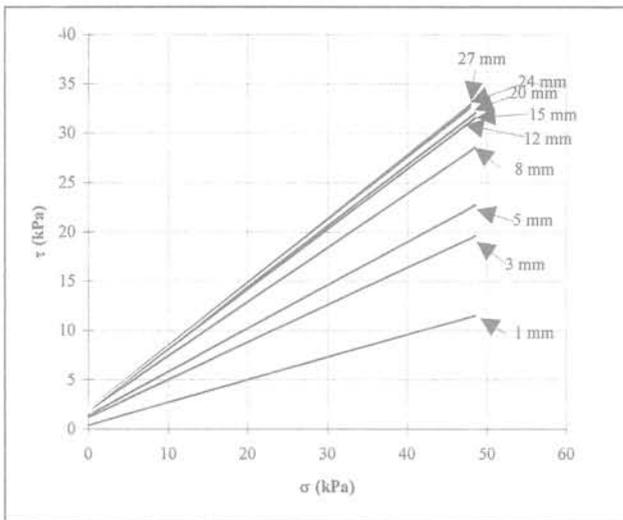


FIG. 11 Droites des courbes intrinsèques d'isodéplacement (essai à plan de cisaillement horizontal).
Intrinsic curves of the gravel (test of the horizontal plan shearing test).

ver une augmentation rapide de ϕ pour les déplacements faibles ($\Delta L = 0$ à 10 mm). Ce qui correspond à la phase où la grave commence à être sollicitée mais reste dans un état élastique.

4.5

Analyse des résultats à la rupture

On suppose que le comportement du matériau à la rupture suit le critère de Mohr-Coulomb. Les valeurs moyennes obtenues à partir de ces essais sont résumées dans le tableau IV. A partir de la notion d'angle de frottement (Fig. 13), on constate que la valeur de l'angle de frottement moyen grave-grave, déterminée par l'essai à plan de cisaillement horizontal, est du même ordre que la valeur de l'angle de frottement interne déterminée dans un essai à plan de cisaillement vertical. L'écart entre les deux valeurs ne dépasse pas 5%. Cet écart se traduit par la différence entre le mode de rupture en cisaillement, l'état de contrainte, et les incertitudes de mesure.

TABLEAU III Valeurs de l'angle de frottement interne ϕ pour différentes valeurs du déplacement ΔL .
Values of the internal rubbing angle in function of the displacement.

Déplacement ΔL (mm)	1	3	5	8	12	15	20	24	27	30	35
Essai à plan de cisaillement vertical	18,2	26,9	28,8	32,8	33,5	34,8	35,2	35	34,6	33,5	33,4
Essai à plan de cisaillement horizontal	13	21	25	29	31	31,5	32,4	33	32,6	32,2	32

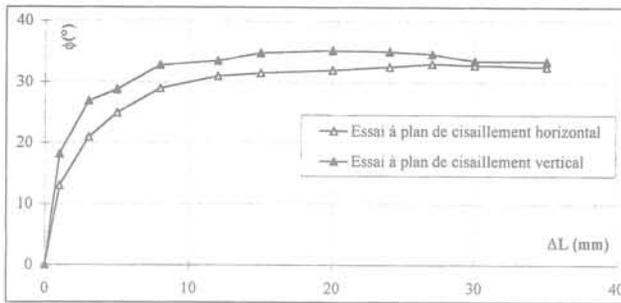


FIG. 12 Mobilisation de l'angle de frottement interne ϕ en fonction du déplacement. Mobilisation of the internal rubbing angle ϕ in function of the displacement.

TABLEAU IV Caractéristiques mécaniques de la grave 5/12. Characteristic mechanical of the gravel 5.12.

Type de plan de cisaillement	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement interne ϕ (°)
Horizontal	2,3	33
Vertical	2,5	35

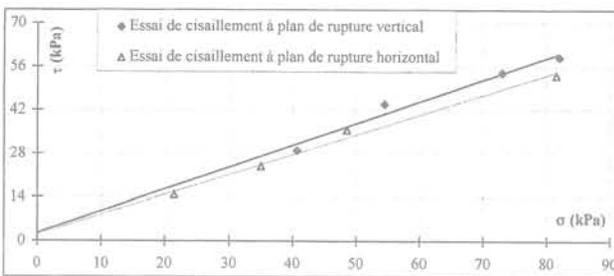


FIG. 13 Courbes intrinsèques. Intrinsic curve rigths.

5

Étude de cisaillement du sol renforcé par nappes en matières plastiques

5.1

Renforcement par des nappes continues

5.1.1

Expérimentation : influence du mode de fixation des nappes plastiques

Des essais de cisaillement du sol renforcé par nappes plastiques ancrées et libres ont été effectués afin de montrer l'influence de fixation des nappes.

Le tableau V représente le programme de ces essais réalisés pour étudier l'influence de ce paramètre.

Les courbes contraintes-déplacements obtenues (Figs 14 et 15) présentent un comportement de type

TABLEAU V Différents types d'essais réalisés. (influence du mode de fixation des nappes plastiques). The different types of tests made.

N° des essais	Types d'essais
1	Grave seule
2	Grave renforcée par une nappe de deux feuilles plastiques (60 x 40 cm ²) libres
3	Grave renforcée par une nappe de deux feuilles (60 x 40 cm ²) ancrées
4	Grave renforcée par une nappe de quatre feuilles (60 x 40 cm ²) libres
5	Grave renforcée par une nappe de quatre feuilles (60 x 40 cm ²) ancrées

pic-palier d'effort. Ces courbes prennent la même allure au début et divergent après un certain déplacement. Elles peuvent présenter trois phases de déplacement :

- *La phase d'élasticité* : c'est la phase de mise en place des grains de gravier. Au départ, pour les faibles déplacements, les courbes présentent une partie quasi linéaire. On constate que la résistance de cisaillement est la même avec ou sans nappes plastiques.

- *La phase d'écrouissage* : elle précède la phase de rupture. Dans cette phase, l'influence de la nappe plastique est remarquable. La résistance de cisaillement maximale du sol renforcé par la nappe ancrée est supérieure à celle obtenue par la nappe libre et qui est supérieure à la résistance du sol sans renforcement. Cette résistance varie selon le nombre de feuilles qui forment chaque nappe. Les pics des contraintes de cisaillement sont atteints pour des déplacements (Δl) compris entre 20 mm et 27 mm. Le tableau VI indique les valeurs des contraintes de cisaillement maximales et les déplacements correspondants.

- *La phase de plasticité* : dans cette phase, la chute des contraintes dans le cas de cisaillement du gravier renforcé par nappes ancrées. Ceci peut s'expliquer par le fait que les feuilles plastiques ont été déchirées ; c'est la rupture et l'on se rapproche du sol non renforcé. Lorsque le pic est bien marqué, le radoucissement peut être très rapide et l'effort résiduel est alors obtenu pour des déplacements n'excédant pas 30 mm. Dans d'autres cas, le radoucissement est très progressif et l'effort résiduel est alors atteint pour des déplacements supérieurs à 40 mm. La comparaison de ces courbes montre que l'écart entre l'effort au pic et l'effort résiduel est d'autant plus fort que l'effort au pic est important.

Au cours de ces essais, on peut constater que les déformations des nappes ancrées sont plus importantes que celles des nappes libres. En effet, dans le premier cas, les feuilles plastiques sont nettement sollicitées par les efforts de traction provoquant les déformations. Par contre, dans le deuxième cas, la résistance de cisaillement à ces efforts est évidemment moins grande, d'où des déformations faibles et un risque de glissement des feuilles. L'influence de la surcharge se traduit par une augmentation des déplacements au pic (Δl_{max}) : Δl_{max} varie entre 20 et 23 mm pour $q = 51$ kPa, entre 22 et 25 mm pour $q = 69$ kPa, et entre 23 et 27 mm pour $q = 96$ kPa.

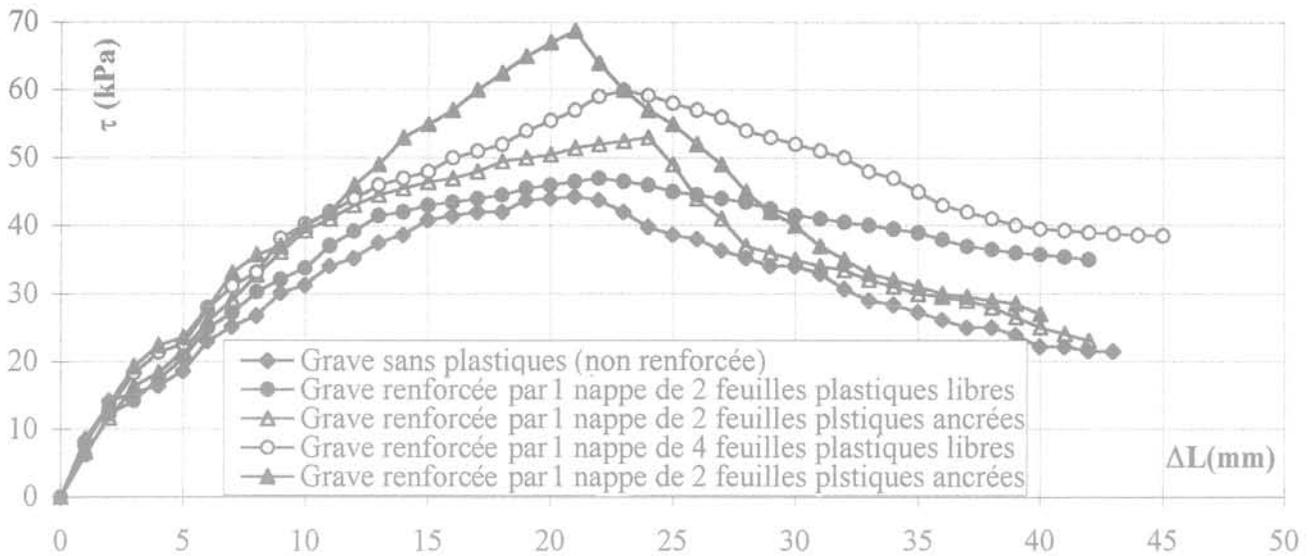


FIG. 14 Courbes contraintes de cisaillement-déplacement pour $q = 51$ kPa (influence du mode de fixation).
Curves shear-stress-displacement for $q = 51$ kPa (influence of the anchoring mode).

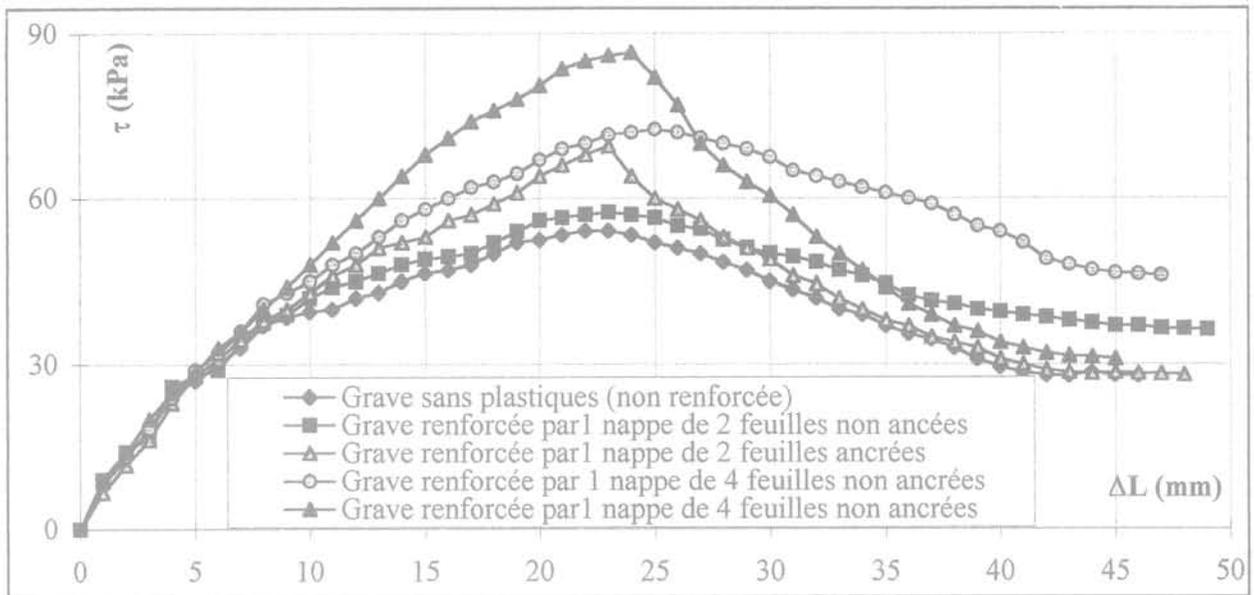


FIG. 15 Courbes contraintes de cisaillement-déplacement pour $q = 69$ kPa (influence du mode de fixation).
Curves shear stress-displacement for $q = 69$ kPa (influence of the anchoring mode).

TABLEAU VI Valeurs des contraintes de cisaillement, des coefficients de frottement apparent (μ) et des déplacements à la rupture (influence du mode de fixation).
Values of shear stress, apparent coefficient friction and displacement (influence of the anchoring mode).

Type d'essai	$q = 51$ (kPa)				$q = 69$ (kPa)				$q = 96$ (kPa)			
	τ_{max} (kPa)	μ	Δl (mm)	$\Delta l/l$ (%)	τ_{max} (kPa)	μ	Δl (mm)	$\Delta l/l$ (%)	τ_{max} (kPa)	μ	Δl (mm)	$\Delta l/l$ (%)
1	44	0,80	20	9	54	0,74	22	10	59	0,71	23	10,4
2	46,7	0,85	22	10	57,8	0,81	24	10,9	63	0,77	28	12,7
3	53	0,97	21	9,5	69,5	0,93	23	10,4	73,9	0,90	26	11,8
4	59,9	1,1	23	10,4	72,5	0,99	25	11,3	79,6	0,97	27	12,2
5	68,7	1,26	21	9,5	86,5	1,18	24	10,9	90,5	1,10	25	11,3

Les courbes intrinsèques sont tracées dans la figure 16 à partir de la détermination des contraintes maximales de cisaillement à la rupture. On remarque que la présence des matières plastiques améliore nettement la résistance de cisaillement du sol. Les essais effectués avec des nappes plastiques non ancrées offrent une résistance moins grande que ceux effectués avec des nappes plastiques ancrées, surtout pour un déplacement important. Cette différence est la conséquence d'une efficacité considérable de la résistance à la traction des feuilles plastiques lorsque celles-ci sont ancrées.

A partir de la présentation des courbes intrinsèques et à l'aide de l'utilisation de la régression linéaire pour ces courbes, une relation entre la contrainte de cisaillement (τ) et la contrainte normale (σ) est obtenue sous la forme suivante :

$$\tau = a \cdot \sigma + b \quad (8)$$

a étant la pente de la droite qui représente la courbe intrinsèque avec l'axe σ , et b étant l'ordonnée de l'intersection de cette droite avec l'axe τ .

On suppose que le comportement du matériau suit la loi de Coulomb : $\tau = \sigma \cdot \text{tg} \cdot \phi_a + C$ (9)

En identifiant la relation (8) et (9), nous obtenons les valeurs de la cohésion C_a (tableau VII).

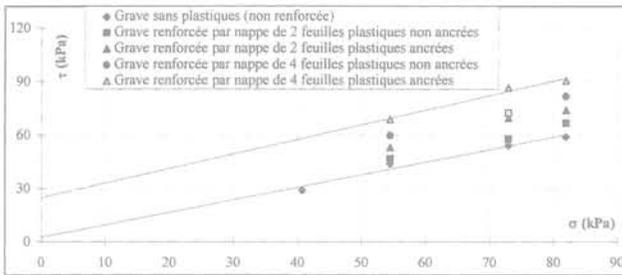


FIG. 16 Fuseau des courbes intrinsèques au pic (influence du mode de fixation). Intrinsic curves (influence of the anchoring mode).

TABEAU VII Valeurs de la cohésion (influence du mode de fixation).

Experimental values of the cohesion gain due to continuous layers.

Types d'essai	1	2	3	4	5
La cohésion apparente expérimentale C_{exp} (kPa)	2,5	8	11	17	25

Le frottement apparent μ^* en fonction de la contrainte normale à la rupture est représenté dans la figure 17. On constate globalement que le frottement apparent diminue quand la contrainte normale maximale (σ_{max}) augmente. Ce constat est en accord avec de nombreuses observations qui ont pu être faites dans le cadre des études sur le renforcement des sols. D'autre part, ce coefficient évolue peu avec les conditions d'essais.

5.1.2

Calcul du gain de cohésion

Le déplacement de la demi-boîte n° 2 développe deux zones d'action dans le massif : l'une est active (le sol de la demi-boîte n° 2) et l'autre est passive (le sol de la demi-boîte n° 1) (Fig. 18a). Nous supposons que le sol est en équilibre plastique le long du plan de rupture AD. Les différentes forces s'exerçant sur le prisme ABCD (la demi-boîte n° 2) (Fig. 18b) sont :

- q_2 : la surcharge appliquée sur la demi-boîte n° 2 (la zone active),
- P_s : le poids propre du sol de la zone active,
- R : la réaction du sol sur le plan de rupture AD. D'après l'hypothèse d'état de rupture du sol, cette réaction est inclinée d'un angle ϕ par rapport à la normale à plan de rupture,
- T_v : l'effort de cisaillement donné par le vérin,
- T_{vo} : l'effort de frottement du système à vide,
- T : l'effort de cisaillement effectif,
- T_p : la force maximale mobilisée dans la nappe plastique,

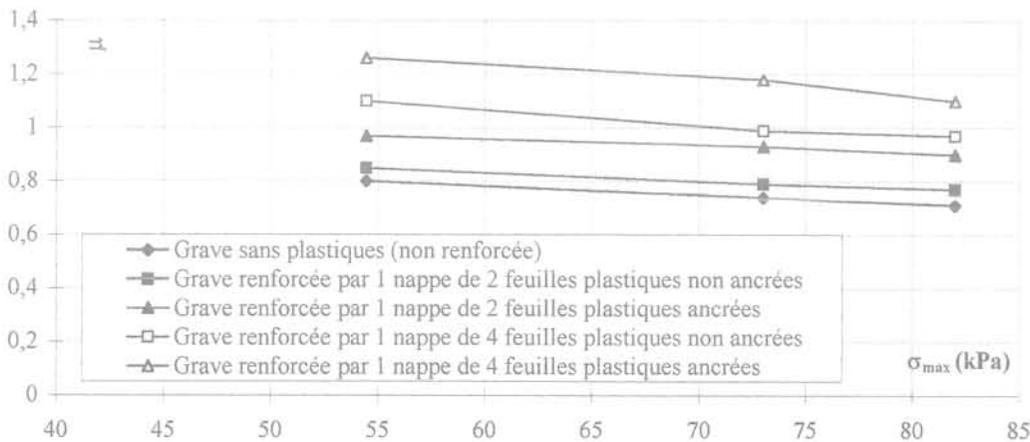


FIG. 17 Variation du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte normale maximale (influence du mode de fixation). Variations of the apparent friction coefficient according to the normal tensile strength (influence of the anchoring mode).

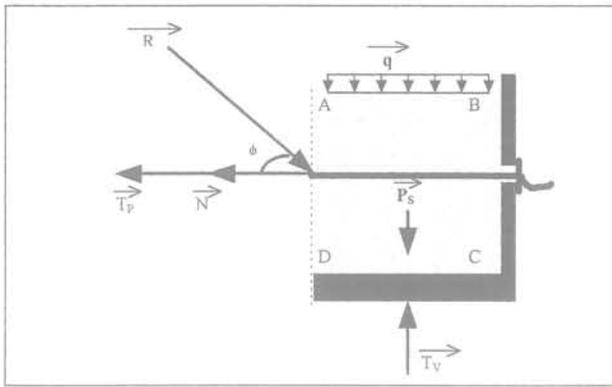


FIG. 18a Bilan des forces extérieures agissant sur le sol contenu dans la demi-boîte mobile.

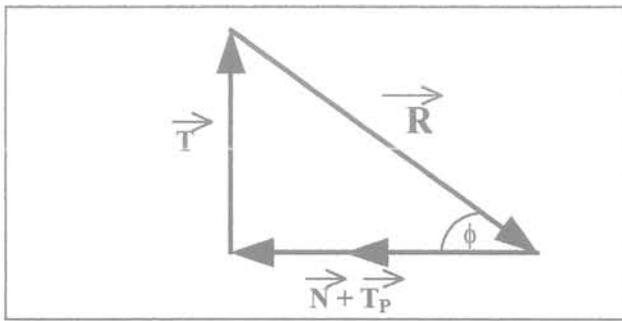


FIG. 18b Diagramme d'équilibre des forces.

N : l'effort normal dû aux charges verticales (surcharges, poids du sol).

L'équilibre de ces forces à la rupture représenté par le diagramme de la figure 18b permet d'écrire :

$$T = (N + T_p) \operatorname{tg} \phi \quad (10)$$

La surface de cisaillement S_c varie en fonction du déplacement :

$$T/S_c = (N/S_c + T_p/S_c) \operatorname{tg} \phi \rightarrow \tau = \sigma \operatorname{tg} \phi + (T_p/S_c) \operatorname{tg} \phi \quad (11)$$

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \phi + C \quad (12)$$

$$C = (T_p/S_c) \operatorname{tg} \phi \quad (13)$$

Si la nappe est constituée de n feuilles de matières plastiques de largeur b ayant une résistance à la traction à la rupture T_{pr} , alors on pourra écrire :

$$\Delta C = n \cdot T_{pr} \cdot b \cdot \operatorname{tg} \phi / S_c \quad (14)$$

n : le nombre de feuilles plastiques,

T_{pr} : la résistance de la traction de feuille plastique à la rupture,

L : la largeur des feuilles plastiques,

S_c : la surface de cisaillement,

ϕ : l'angle de frottement interne du sol.

La cohésion anisotrope du matériau composite (sol et plastique) dépend à la fois des caractéristiques à la rupture des nappes plastiques (par exemple la résistance à la traction T_{pr}) et de la surface de cisaillement ainsi que de l'angle de frottement interne ϕ de la grave utilisée.

5.1.3

Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux

Le tableau VIII indique les valeurs de la pseudo-cohésion (ΔC) théoriques et expérimentales apportées par la présence des matières plastiques.

Pour les essais n° 2 et n° 4, les valeurs théoriques du gain en cohésion ne concordent pas avec les valeurs expérimentales (les premières sont plus grandes que les secondes). Cette différence provient du phénomène suivant : l'analyse théorique est fondée sur l'état des nappes à la rupture alors que dans ces essais, la rupture des nappes n'a jamais été atteinte. Donc au lieu de prendre dans la formule n° 14 la résistance des plastiques en traction à la rupture (T_{pr}), on prend la résistance réelle T_p à la traction au moment de la rupture de l'échantillon. Par contre, les deux cohésions pour les essais n° 3 et n° 5 concordent puisque la rupture des nappes a été atteinte.

En inversant le problème, on peut déterminer la résistance réelle à la traction T_p des nappes de plastique en service en fonction de leur apport en gain de cohésion au moment de la rupture de l'échantillon. Le tableau IX donne les valeurs de résistance à la traction en service des nappes plastiques en feuilles.

5.2

Renforcement par des nappes discontinues

5.2.1

Expérimentation

L'étude des nappes discontinues est conduite comparativement avec celle des nappes continues, en faisant varier deux paramètres : la dimension des élé-

TABLEAU VIII Valeurs du gain en cohésion théorique et expérimentale apporté par la présence des nappes continues.

Experimental and theoretical values of the cohesion gain due to continuous layers.

Types d'essais	1	2	3	4	5
ΔC_{exp} (kPa)	0	5	9	15	22
$\Delta C_{th} = f(\phi)$ (kPa)	0	13	13	25	25

TABLEAU IX Valeurs de résistance à la traction en service des nappes plastiques en feuilles.

Values of the tensile strength for plastic layers in sheets.

Types d'essais	ΔC_{exp} (kPa)	$T_p = \Delta C_{exp} \cdot S_c / b \cdot \operatorname{tg} \phi$ (kN/m)
1	0	0
2	5	1,6
3	9	2,8
4	15	4,7
5	22	6,9

TABLEAU X

Valeurs de résistances à la traction en service des nappes plastiques en morceaux.
Values of the tensile strength for plastic layers in pieces.

	Masse (g)	60	120	210	270	300	540	660	1 200
	Masse surfacique M_s (kg/m ²)	0,25	0,5	0,87	1,1	1,2	2,2	2,7	5
De morceaux plastiques (60 cm x 40 cm)	ΔC_{exp} (kPa) $T_p = \Delta C_{exp} \cdot S_c / L \cdot \text{tg} \phi$ (kN/m)	5,1 1,6	14,8 5,2	20 6,3					
Grave renforcée par nappe de morceaux plastiques (30 cm x 40 cm)	ΔC_{exp} (kPa) $T_p = \Delta C_{exp} \cdot S_c / L \cdot \text{tg} \phi$ (kN/m)				7 2,2	8 2,5	13,3 4,2	15,6 4,9	18,7 5,9
Grave renforcée par nappe de morceaux plastiques (20 cm x 40 cm)	ΔC_{exp} (kPa) $T_p = \Delta C_{exp} \cdot S_c / L \cdot \text{tg} \phi$ (kN/m)				5 1,6	6 1,9	11,4 3,6	13,6 4,3	16,2 5,1
Grave renforcée par nappe de morceaux plastiques (10 cm x 40 cm)	ΔC_{exp} (kPa) $T_p = \Delta C_{exp} \cdot S_c / L \cdot \text{tg} \phi$ (kN/m)				2,8 0,9	3,1 1	5,7 1,8	6,6 2,1	7,6 2,4
Grave renforcée par nappes en déchets plastiques	ΔC_{exp} (kPa) $T_p = \Delta C_{exp} \cdot S_c / L \cdot \text{tg} \phi$ (kN/m)				5,7 1,8	6,6 2,1	12,7 4	14,6 4,6	17,1 5,4

ments et leur répartition en masse. L'objectif de ces essais est de trouver une relation entre l'apport en cohésion des nappes discontinues et l'apport des nappes continues afin de pouvoir caractériser les nappes discontinues par une certaine résistance à la traction T_p qui est calculée à partir de la formule 13 :

$$T_p = \Delta C_{exp} \cdot S_c / L \cdot \text{tg} \phi \quad (14)$$

Contrairement à l'approche par nappe continue, cette résistance à la traction T_p ne correspond pas à la rupture d'un élément mais à la rupture de la nappe par glissement des éléments les uns par rapport aux autres. Le tableau X donne l'ensemble des résultats où l'on constate évidemment la croissance de T_p en fonction de l'augmentation de la taille des éléments.

L'évolution du rapport de la contrainte de cisaillement maximale (R.C.M. = τ_c/τ) en fonction de la forme géométrique des morceaux plastiques est représentée sur la figure 19 (τ et τ_c sont des contraintes de cisaillement du gravier renforcé et non renforcé). Pour une taille donnée, T_p croît avec l'augmentation de la masse jusqu'à une valeur palier (Fig. 20). Les essais de graves renforcées par nappes discontinues de longueur de

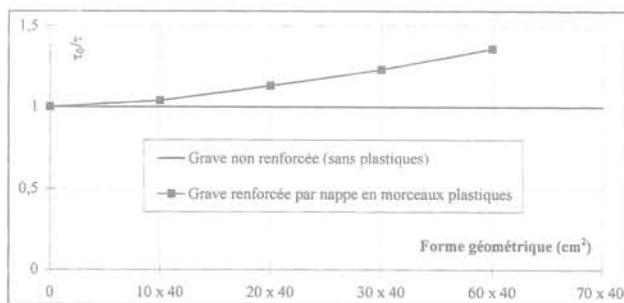


FIG. 19

Évolution du rapport de la contrainte de cisaillement maximale (RCM) en fonction de la forme géométrique des morceaux plastiques ($\sigma = 54,5$ kPa et $M_s = 1$ kg/m²). Evolution of the maximum shear tensile strength ratio according to the geometrical form of plastic pieces ($\sigma = 54,5$ kPa and $M_s = 1$ kg/m²).

recouvrement de moins de 10 cm ont été exclus car nous estimons que l'apport du renforcement dans ce cas est négligeable. Pour mieux approcher la réalité des renforts par déchets, des essais ont été également effectués avec des nappes formées de sacs d'emballage souples.

5.2.2

Exploitation

La courbe 20 permet de faire la correspondance entre la résistance à la traction des nappes discontinues et celle équivalente des nappes continues. Le rapport d'équivalence R_E varie fortement avec d'une part la taille des éléments de renfort et d'autre part la résistance à la traction recherchée (tableau XI).

On peut noter que pour obtenir une continuité équivalente satisfaisante, la taille des éléments doit être au minimum de 30 cm. Lorsqu'elle atteint 60 cm, la valeur de R_E est égale à 6 pour des résistances à la traction T_p de 8 kN/m. Dans ce cas, on obtient des résultats tout à fait comparables avec certains géotextiles.

6

Conclusion

L'étude comparative des deux boîtes (à plan de cisaillement horizontal et vertical) a abouti aux remarques suivantes :

- le pic de la contrainte tangentielle est très prononcé dans le cas de la boîte à plan de cisaillement vertical, ceci est dû au phénomène de dilatance qui est important dans cette boîte ;

- la valeur de l'angle de frottement moyen grave-grave déterminée par l'essai à plan de cisaillement horizontal est du même ordre que la valeur de l'angle de frottement interne déterminée dans un essai à plan de cisaillement vertical ;

- on note une certaine analogie qualitative de la variation du coefficient de frottement apparent en fonction de la contrainte normale pour les deux types d'essai ;

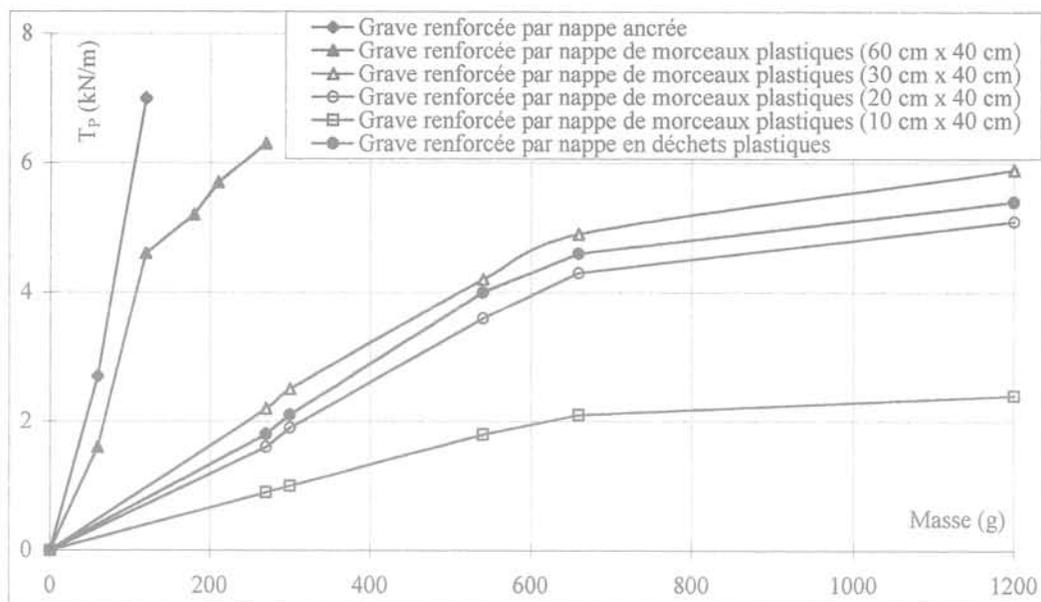


FIG. 20 Résistance à la traction en service de la nappe en matières plastiques.
The tensile strength of the layer of plastic materials.

TABLEAU XI Valeurs des rapports équivalents des quantités de matières plastiques pour une résistance en service donnée.
Values of the tensile strength for plastic layers in pieces.

T_p (kN/m)	R_E^*				
	Grave renforcée par nappe de MP (60 x 40 cm ²)	Grave renforcée par nappe de MP (30 x 40 cm ²)	Grave renforcée par nappe de MP (20 x 40 cm ²)	Grave renforcée par nappe de MP (10 x 40 cm ²)	Grave renforcée par nappe en déchets plastiques
2	2	6,8	8,1	16	7,8
3	1,6	6,6	7,9		6,9
4	1,7	7,1	7,8		7,5
5	1,8	7,6	9,7		7,8

$R_E^* = (\text{Masse des morceaux des nappes discontinues}) / (\text{Masse des feuilles des nappes continues})$.

– l'essai à plan de cisaillement vertical est préféré pour l'étude du comportement de cisaillement du sol, vu sa représentativité de la réalité lors d'un glissement de terrain.

Les essais effectués avec des nappes plastiques non ancrées mettent en évidence une résistance moins grande que dans le cas des nappes plastiques ancrées, surtout pour un déplacement important. Cette différence est la conséquence d'une efficacité considérable de résistance à la traction de la part des feuilles plastiques lorsque celles-ci sont ancrées.

Le plastique augmente nettement la résistance au cisaillement lorsqu'il est mis en tension sous des grands déplacements.

L'adjonction aux sols de nappes d'éléments de

matières plastiques discontinus entraîne une amélioration notable des caractéristiques mécaniques des sols. Cette amélioration a été quantifiée avec le calcul d'une pseudo-cohésion.

Il apparaît que l'effet maximal sur la résistance de cisaillement est obtenu avec les nappes continues. Mais plus la masse et la taille des matières plastiques augmentent, plus le chevauchement et le recouvrement entre les morceaux sont importants. Le comportement du renfort discontinu tend vers celui de la nappe continue.

L'utilisation de déchets plastiques souples est donc possible pour renforcer des sols de remblais. Cette technique, reprise par le procédé Plasterre, permet de valoriser ces déchets et de résoudre le problème posé par leur élimination.

Bibliographie

- Boulon M., Hoteit N. - « Interface sol-inclusion. Comportement de l'essai de cisaillement direct à rigidité normale imposée ». Rapport GRECO, 1988, p.314-321.
- Coulet C., Rakotondramanitra J.D., Bacot J. - « Soil reinforcement making use of waste plastic materials study with large shear box machine ». VIIIth Nat. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wroclaw, Pologne, 1987.
- Coulet C., Rakotondramanitra J.D., Bacot J. - « Utilisation des déchets de matières plastiques pour le renforcement des sol ». 3^{es} Journées de Géotechnique, Saint-Nazaire, 1987.
- Lareal P., Bourdeau Y. - « Essais de cisaillement *in situ* sur des sols alluvionnaires dans la vallée du Rhône ». *Travaux*, n° 459-460, juin-juillet 1973, p. 52-59.
- Maes M. - *Option déchets*, Paris, Johanet, 1993, 621 p.
- Messa T., Azzouz R., Coulet C., Curtil L. - « Soil reinforcement by using layers of soft or discontinuous plastic wastes ». GREEN2 - 2nd International Symposium on Geotechnics and the Environment, 8-11 September 1997, Krakow, Poland.
- Messas T. - « Étude des renforcements des sols par nappes discontinues en matières plastiques souples ». Thèse présentée à l'université Claude-Bernard de Lyon (UCBL), soutenue le 6 novembre 1997, pour obtenir le grade de docteur.

Étude expérimentale en station d'essais du comportement d'un mur de soutènement

J. BALAY

Th. DUBREUCQ

Laboratoire Central
des Ponts et Chaussées
58, boulevard Lefebvre,
75732 Paris Cedex 15

A. MORBOIS

Scetauroute
(anciennement
Laboratoire Régional
de l'Ouest Parisien)
11, avenue du Centre,
Saint-Quentin-en-Yvelines
78286 Guyancourt Cedex

Résumé

Pour évaluer les actions exercées par un massif de sol sur un soutènement (écrans de palplanches, parois moulées, murs gravitaires ou Cantilever), le projeteur dispose dans la pratique de méthodes de calcul (équilibres limites, modules de réaction) suffisamment réalistes pour conférer au dimensionnement final une sécurité raisonnable, même s'il subsiste des incertitudes quant au choix de certains paramètres. Par contre, dans le cas de sollicitations particulières comme le compactage ou encore l'application de surcharges de formes diverses, le choix d'une méthode (milieu élastique ou milieu rigide plastique) reste encore délicat.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, centre de Nantes, a alors élaboré au début des années 1980 une station d'essais destinée à l'étude en vraie grandeur d'un mur de type Cantilever de trois mètres de hauteur soutenant un remblai de sable de Loire. La conception de la station d'essais a été centrée sur la représentativité du modèle et la mesure directe des efforts internes à la structure. Un long programme d'essais et d'études a ensuite été mené dans le but d'améliorer les règles usuelles de dimensionnement pour ces sollicitations particulières rencontrées en soutènement. Les effets d'une translation globale du mur vers l'avant et d'un choc en tête ont aussi été étudiés. Tous les résultats d'essais sont rassemblés et analysés dans le présent article.

Behavioural study of a retaining wall in a field test area

Abstract

To estimate the internal forces inside an earth retaining structure (sheet pile wall, diaphragm wall, retaining or Cantilever wall), the designer can use several practical methods for calculation (limit equilibrium, subgrade reaction modulus). These methods are realistic enough and bring about reasonable safety for the construction, in spite of some doubts about the soil parameters values. On the other hand, in case of specific solicitations like compacting or the application of a surface loading with different shapes, the choice of a method (elastic medium or rigid plastic medium) still remains difficult. The « Laboratoire Central des Ponts et Chaussées », centre of Nantes, has built, at the beginning of the 80', a field test area to study a Cantilever wall which is three meters high and retaining a sandy soil mass (sand of the Loire river). The design of the wall was specially studied to give a reliable model and to make it possible to get the direct measurement of the internal structure efforts. An intensive program of tests and studies was performed in order to improve usual design rules for these specific solicitations in earth retaining structures. The effect of a global upstream wall translation has been also examined as well as the effect of a dynamic force action at the head. The whole test results are presented and analysed in this present report.

Introduction

Les méthodes actuelles pour l'étude des ouvrages de soutènement sont encore susceptibles d'améliorations visant à permettre, sous divers aspects, l'optimisation de leur dimensionnement. Il peut s'agir des écrans de palplanches ou des parois moulées, comme des murs gravitaires ou cantilever. S'il y a lieu de différencier les mécanismes de fonctionnement de ces deux catégories d'ouvrages, leur dimensionnement se heurte au même type de difficultés quand on cherche à apprécier dans la pratique les effets sur la structure de sollicitations particulières (par exemple des questions relatives à l'effet des surcharges, du compactage, etc.).

Pour évaluer les actions exercées par un massif de sol sur un soutènement, le projeteur dispose de diverses méthodes de calcul (équilibres limites, modules de réaction). Moyennant un choix adapté du schéma de fonctionnement de l'ouvrage et des paramètres de calcul, l'expérience montre que ces diverses méthodes sont en général suffisamment réalistes pour conférer au dimensionnement final des ouvrages une sécurité raisonnable. Il en va tout autrement pour l'évaluation des effets de surcharges de formes diverses (localisées, bande, etc.), appliquées à la surface du remblai. Les schémas de calcul disponibles reposent sur des hypothèses sensiblement divergentes : par exemple, celles de l'élasticité pour le modèle de Boussinesq, ou celles du milieu idéalement rigide-plastique pour le modèle de Krey. Si le mécanisme réel de diffusion des contraintes dans le massif se situe probablement entre ces deux schémas extrêmes et idéalisés, il reste en fait fort mal connu.

De longue date, un certain nombre d'actions expérimentales concourent à améliorer la connaissance du comportement réel des ouvrages de soutènement vis-à-vis de ces types de sollicitations particulières. Ces actions multiples se rattachent à trois familles distinctes : les expérimentations sur modèles réduits, sur ouvrages réels, et enfin en stations d'essais en vraie grandeur. Kérisel (1972) a montré que ces trois types d'actions sont en fait largement complémentaires.

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées a pour sa part entrepris, au début des années 1980, l'élaboration d'une station d'essais destinée à l'étude en vraie grandeur d'un mur de type cantilever de hauteur trois mètres. Cette station fut implantée sur le Centre du LCPC à Nantes. Un effort particulier a été placé dans la détermination des efforts internes développés dans le mur d'essais.

On présente dans cet article la station d'essais, puis l'analyse des résultats en ce qui concerne l'étude des effets :

- de la poussée du remblai ;
- de son compactage ;
- de surcharges de type *bande*, disposées à la surface du remblai ;
- d'un mouvement imposé de translation globale du mur vers l'avant ;
- enfin d'un effort de renversement rapide, ou *choc*, appliqué en partie supérieure du voile.

Présentation générale de la station

2.1

La station d'essais

2.1.1

Conception

La conception de la station a été centrée sur les objectifs suivants :

- la représentativité du modèle : les murs équipant la station sont la reproduction fidèle de murs courants. Le module sensible de mesures est métallique, mais il respecte la géométrie et la raideur des murs adjacents en béton armé ;
- la mesure directe des efforts internes à la structure : on réalise par extensométrie, en différents points du voile et de la semelle, la mesure directe des trois composantes du torseur d'efforts internes : N (effort normal), T (effort tranchant) et M (moment fléchissant).

2.1.2

Présentation d'ensemble

Le mur de soutènement expérimental est présenté sur la figure 1. Il est constitué d'éléments cantilever préfabriqués, en béton armé, de largeur un mètre.

La partie centrale, métallique, large de deux mètres, constituant la partie sensible du mur, est équipée de capteurs d'efforts totaux permettant la mesure des efforts internes à la structure (Fig. 2 et 3). Les différents profilés métalliques utilisés assurent une bonne continuité. Les sections données aux profilés confèrent au module central une raideur tout à fait comparable à celle des éléments adjacents en béton armé. Un essai préalable a permis de déterminer les dimensions horizontales à donner à l'ouvrage (longueur du mur principal, largeur du remblai en crête), afin que le système de sollicitations et le fonctionnement du module principal de mesures reproduisent effectivement ceux d'un mur filant, à comportement bidimensionnel, retenant un massif de remblai semi-infini.

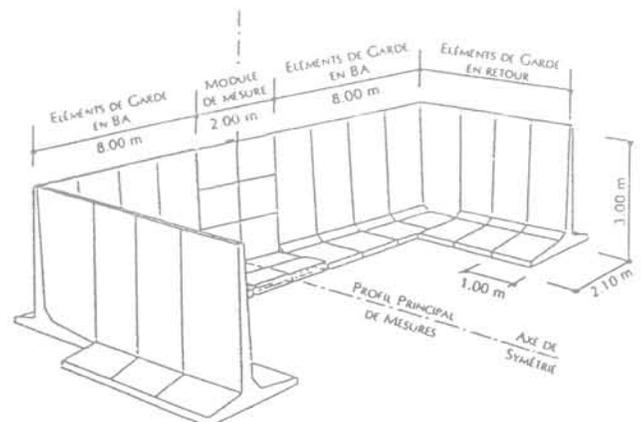


FIG. 1 Présentation générale du mur d'essais.

Les sols

2.2.1

Sol de fondation

Les murs d'essais reposent sur un bi-couche constitué de sable de Loire compacté (50 cm), recouvrant une couche de base en sable grossier et matériaux de carrière concassés 0-100 mm (40 cm).

Le sol en place est constitué de limons argileux et de passées sableuses sur une épaisseur d'environ un mètre, recouvrant une épaisse formation de schistes altérés (Fig. 4).

2.2.2

Remblai derrière le mur

Le matériau utilisé comme remblai pendant les essais est du sable de Loire (Fig. 5a et b). Le remblai est mis en place derrière le mur par couches successives d'épaisseur 50 cm (Fig. 6), compactées à des intensités variables d'un essai à l'autre, et suivi par des mesures systématiques de densité et de teneur en eau (tableau I : mesures au gamma-densimètre à plaque et au pénétro-gamma-densimètre LPC). Dans ce tableau, les niveaux de compactage *lâche*, *moyen* et *intense* correspondent aux trois séries d'essais successivement réalisées sur la station.

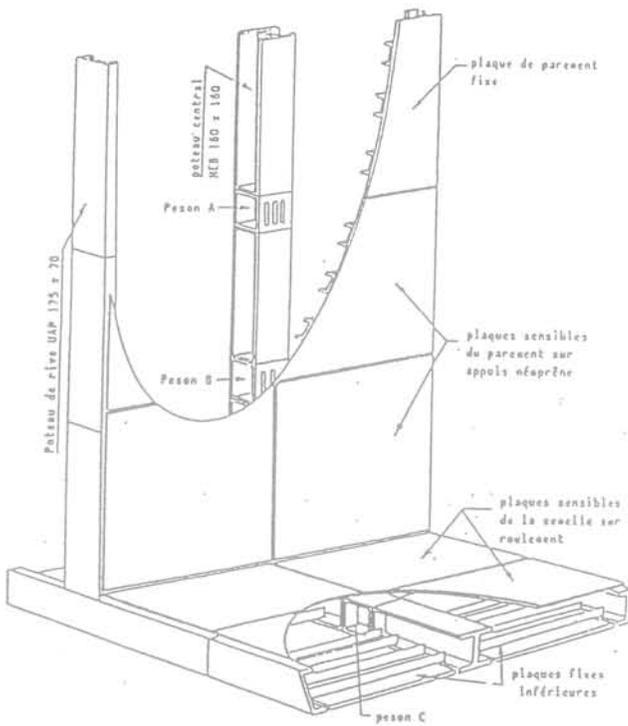


FIG. 2 Module central métallique équipé des pesons d'efforts internes.

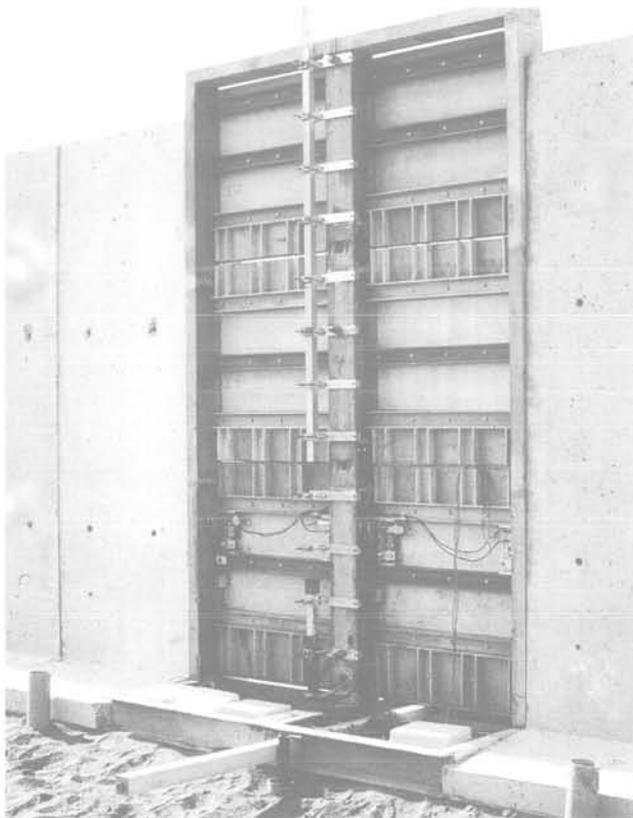


FIG. 3

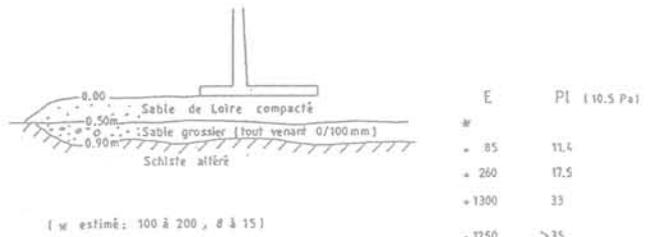


FIG. 4 Sols de fondation : coupe et caractéristiques pressiométriques.

TABLEAU I Sable de Loire utilisé en remblai : caractéristiques mécaniques.

	Niveau de compactage		
	Très faible	Intense	Moyen
N° d'essai	n°2	n°3	n°4
γ_h (kN/m ³)	15,2 ± 3 %	18,6 ± 1,5 %	17,9 ± 1,7 %
γ_d (kN/m ³)	14,5 ± 3 %	17,7 ± 2 %	17,0 ± 3 %
% op. Proctor	80 %	98 %	94 %
w (%)	4,2 à 5,1	3,7 à 4,8	4,0 à 5,5
ϕ (°)	34°	38°	37°

Nota: la série d'essais n°1 finalise les travaux de mise au point du module de mesure et ne sera pas analysée dans cet article.

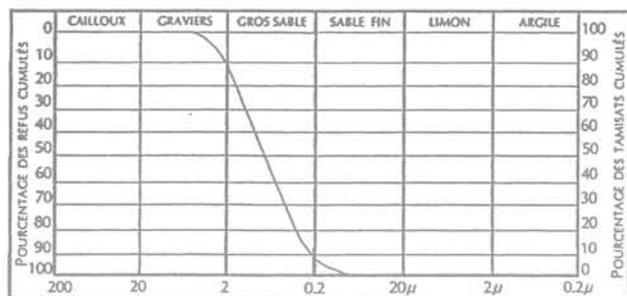


FIG. 5a Courbe granulométrique.

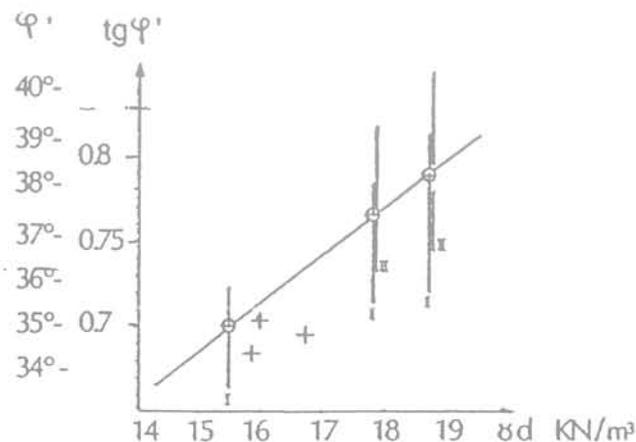


FIG. 5b Variations de l'angle φ mesuré en laboratoire en fonction de la compacité.

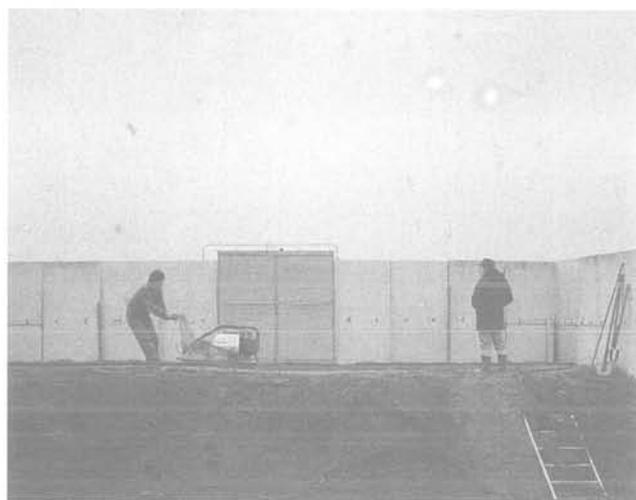


FIG. 6

2.3

Les surcharges

La station d'essais est équipée de blocs en béton destinés à appliquer des surcharges de formes et d'intensités variées à la surface du remblai. Seuls les chargements de type *bande*, seront analysés dans cet article (une surcharge de 41,9 kN/ml s'exerçant à une distance de 1 m du parement).

Le chargement du massif par cette surcharge bande est réalisé en sept paliers successifs, l'effet de cycles de chargement-déchargement étant également suivi.

2.4

Autres effets étudiés

- Effet d'une translation du mur. Chaque série d'essais comporte la réalisation d'une translation horizontale du mur par glissement forcé sur sa fondation, dans le sens de la poussée. L'objectif de cet essai est double. D'une part, on cherche à évaluer l'effet de cette avancée du mur, sur les efforts internes et sur la poussée globale, et notamment son influence sur les surpressions résiduelles après enlèvement des surcharges précédentes. D'autre part, cet essai conduit à l'évaluation de l'effort limite de poussée et de l'effort tangentiel limite sous la semelle, permettant la détermination expérimentale du coefficient de sécurité au glissement.

- Effet d'un effort rapide, ou *choc*, appliqué en partie haute du voile. La durée de montée en intensité de cette force varie entre 1,5 et 2 secondes. L'effort est par la suite maintenu constant pendant une dizaine de secondes. Pour chaque série d'essais, on réalise une dizaine d'applications de ce type de sollicitation rapide, d'intensité maximale variant entre 60 et 1 030 daN.

2.5

Programmes des essais

Chaque série d'essais se compose en pratique d'une succession de phases de construction ou de montage, d'essais à proprement parler et de mesures, enfin d'attente avec suivi de l'évolution des mesures dans le temps. Le tableau II renseigne sur l'enchaînement et la chronologie de ces différentes phases, pour les trois séries d'essais.

Les essais de surcharges localisées mentionnés dans le tableau II ne seront pas analysés dans cet article.

3

Instrumentation

3.1

Nature des mesures

Le tableau III dresse la liste de ces différents appareils, leur nombre ou le nombre de points de mesure, enfin la nature de la mesure correspondante.

La figure 7 reproduit l'implantation sur le mur d'essai des appareils de mesures.

3.2

Conception des capteurs

3.2.1

Capteurs d'efforts internes

Les efforts internes N, T et M dans le mur sont mesurés dans la section centrale du module métallique,

TABLEAU II Enchaînement des essais.

Activité	Essais n° 2	Essais n° 3	Essais n° 4
Remblaiement à + 2,70 m	07-08 au 12-08-85	02-02 au 12-02-87	18-09 au 29-09-87
Attente et suivi	12-08 au 17-09-85	13-02 au 10-03-87	30-09 au 12-10-87
Essais surcharges bandes	27-10 au 06-11-85	11-03 au 25-03-87	13-10 au 25-11-87
Attente et suivi sous charge	07-11 au 05-12-85	26-03 au 02-04-87	26-11 au 03-11-87
Essais surcharges localisées	17-09 au 24-09-85	03-04 au 08-04-87	04-11 au 06-11-87
Attente et suivi sous charge	25-09 au 26-10-85	09-04 au 13-04-87	06-11 au 09-11-87
Essai de translation	08-01 au 12-01-86	14-04 au 25-04-87	15-12 au 15-12-87
Attente et suivi	12-01 au 19-01-86	25-04 au 11-05-87	21-11 au 14-12-87
Déblaiement à + 2,20 m	06-12 au 08-12-85	12-05 au 12-05-87	10-11 au 10-11-87
Attente et suivi	09-12 au 02-01-86	12-05 au 13-05-87	11-11 au 15-11-87
Essais de chocs	03-01 au 07-01-86	14-05 au 30-06-87	16-11 au 20-11-87
Déchargement final du mur	20-01 au 21-06-86	01-07 au 02-07-87	15-12 au 31-12-87
Durée totale de l'essai	168 jours	149 jours	104 jours

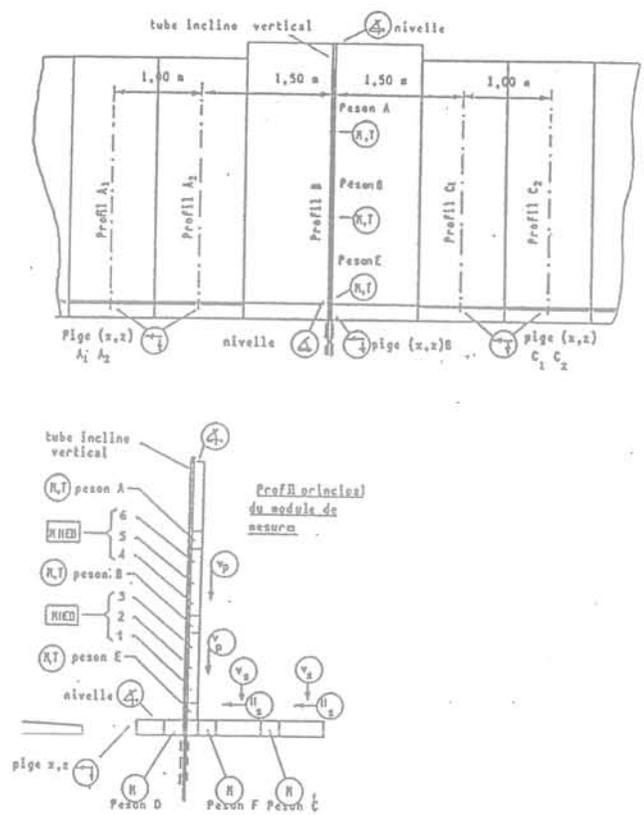


FIG. 7 Récapitulation et implantation des appareils de mesures.

TABLEAU III Nature des mesures.

Type d'appareil et nombre	Paramètres mesurés
Peseur d'effort interne (6)	Moment fléchissant, effort tranchant voile et semelle
Jauge à fil résistant collée sur HEB (6)	Moment fléchissant dans le voile
Plaque verticale d'effort tangentiel (4)	Effort tangentiel vertical sur le voile
Plaque horizontale d'effort tangentiel (4)	Effort tangentiel horizontal sur la semelle
Inclinomètre et tube inclinométrique (2)	Rotation voile et semelle déplacement par intégration
Nivelette de précision à bulle (2)	Rotation sommet voile et extrémité patin semelle
Cathétomètre optique de précision (5)	Déplacement horizontal et vertical du patin avant
Sondes de température (7)	Températures du module de mesures et du remblai

à l'aide des six peseurs (Fig. 3 et 7). Ces peseurs sont intégrés par boulonnage à la poutrelle principale. Ils assurent en fait la continuité mécanique entre les 6 éléments qui la constituent. Chaque peseur est un assemblage mécano-soudé, raidi sur ses deux faces extrêmes par des semelles de forte inertie.

Dans un premier temps, la mise au point de ces capteurs d'efforts internes a fait l'objet d'essais de faisabilité. Puis, il fut décidé d'analyser finement sur le plan mécanique les conditions de comportement réel des capteurs projetés, d'une part sur le plan théorique, par des calculs en tridimensionnel réalisés selon la méthode des éléments finis et, d'autre part, sur le plan physique, par l'étude en photoélasticité du peseur prototype.

L'étude mécanique a montré que les mesures des déformations normales dans le peseur par extensométrie ne peuvent prétendre restituer l'effort vertical dans la pièce, c'est-à-dire la composante verticale de la poussée du sol. Pour la gamme des efforts verticaux attendue sur le mur d'essai, l'ordre de grandeur des déformations normales s'avère en effet trop faible, malgré les évidements dans les sections d'acier.

Les résultats concernant la mesure de l'effort tranchant dans le peseur s'avèrent au contraire encourageants : dans la partie centrale de l'âme, les différentes méthodes concourent en effet à la mise en évidence de phénomènes de cisaillement pur.

Mesures des efforts tangentiels

Le principe initial visant à remonter à l'effort normal dans la structure à l'aide de capteurs d'efforts projetés, ayant été abandonné, un autre dispositif de mesure de l'effort normal dans la structure a été élaboré, afin de permettre la mesure des efforts verticaux de poussée sur le voile et, également, celle des efforts tangentiels exercés sur la semelle.

Ce dispositif de mesure, décrit sur la figure 8, est constitué de plaques sensibles de parement montées sur appuis en élastomère et solidaires de dynamomètres. Ces dynamomètres sont constitués par deux barreaux en flexion équipés de jauges extensiométriques à fil résistant.

Autres appareillages de mesure

Outre les mesures d'efforts internes, le comportement du mur expérimental est suivi en cours d'essais par des mesures complémentaires de déformations et de déplacements. Les déformations du profil central sont mesurées par inclinométrie (tube vertical et horizontal).

Parallèlement, d'autres mesures de déplacement ou de rotation sont réalisées à l'aide d'un cathétomètre optique de précision (1/100 de mm) ou d'une nivelle à bulle, en divers points du mur d'essais. L'ensemble de ces dispositifs de mesure est repéré sur la figure 7.

Sur le bon fonctionnement des appareils de mesures et leurs limites

Étalonnage des capteurs d'efforts

Le plan d'étalonnage, pour chaque capteur, a été bâti de façon à couvrir par un nuage de points suffisamment dense la boule définie dans l'espace N, T, M pour les torseurs d'efforts internes attendus dans la réalité sous un ensemble de sollicitations variées. C'est ainsi que pour le peson E situé à la base du voile, 296 cas d'étalonnage ont été étudiés.

Précision des mesures

L'analyse statistique des résultats d'étalonnage a été effectuée selon la méthode d'ajustement par régression linéaire multiple. Pour la mesure des moments fléchissants, la précision relative a été évaluée à 8 %, et pour la mesure des efforts tranchants, elle a été évaluée à 5 %.

L'incertitude relative des mesures de la composante verticale de la poussée à l'aide des plaques sensibles a été évaluée à 7 %, ce qui est apparu satisfaisant. La même précision relative est attachée aux mesures des efforts horizontaux sur la semelle.

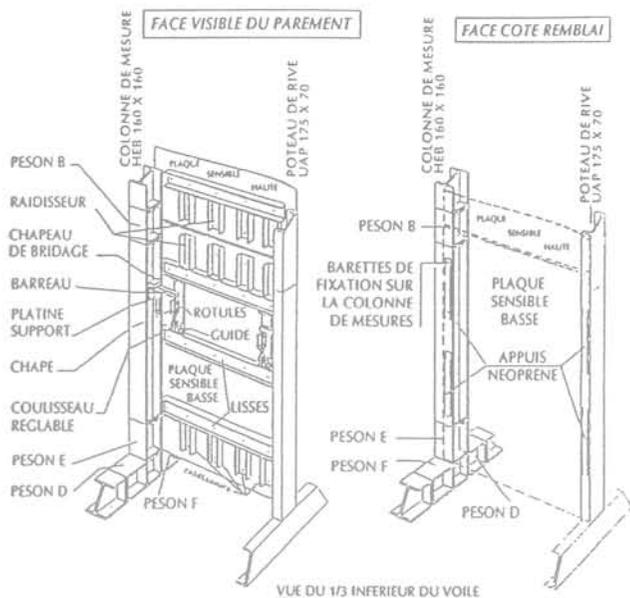


FIG. 8 Plaques sensibles pour la mesure des efforts tangentiels sur le voile et la semelle.

Effets des gradients thermiques

On a pu observer par inclinométrie, des fluctuations journalières du déplacement horizontal du voile par rapport à sa position moyenne. Elles sont concomitantes aux variations de température ambiante, et ce de façon linéaire. Les fluctuations d'efforts internes observées semblent donc résulter des effets de gradient thermique dans la structure, malgré l'isolation mise en place. Ainsi, chaque grandeur physique fournie par les capteurs fait l'objet d'une correction tenant compte des variations de température sur la hauteur du voile au cours de l'essai. Les températures de référence correspondent ici à une distribution moyenne précisée par une série de thermocouples incorporés au mur.

Il est important de noter que les effets des gradients thermiques, pour de fortes variations de température,

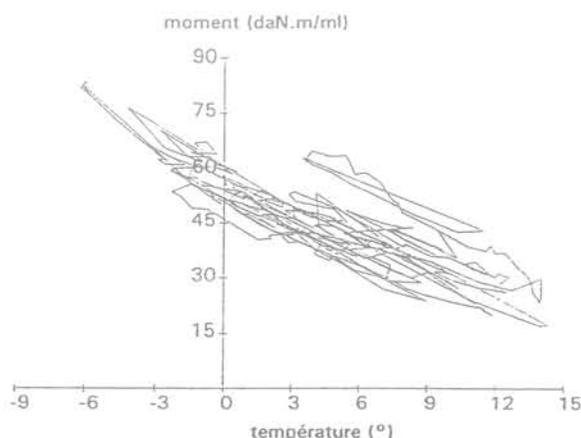


FIG. 9 Influence des écarts de température ambiante sur le moment mesuré par le peson A à + 2,10 m (série d'essais n° 2).

sont comparables aux effets des surcharges moyennes, notamment dans la partie haute du voile, comme le montre la figure 9.

5

Poussée due au remblaiement sur le voile

5.1

Intensité de la poussée globale

La comparaison entre les efforts résultant des poussées réelles, mesurées sur le voile, et les estimations fournies par les méthodes actuelles de dimensionnement issues des théories de poussée, ont été faites à l'aide du coefficient de poussée horizontal k .

Deux déterminations ont été réalisées parallèlement pour chaque essai et chaque peson : à partir des mesures des efforts tranchants (k_t), puis à partir des mesures des moments fléchissants (k_m). Cette double détermination permet de vérifier dans un premier temps si l'hypothèse d'une répartition triangulaire de la poussée en fonction de la profondeur est réaliste ou non.

Les résultats sont représentés sur la figure 10. On note que, de manière générale, les poussées globales sont nettement supérieures aux valeurs théoriques. Tous paramètres confondus, les coefficients de poussée k_t et k_m varient entre 0,3 et plus de 1, pour des valeurs théoriques comprises entre 0,2 et 0,3. L'examen plus précis de ces résultats, essai par essai, conduit aux conclusions suivantes :

5.1.1

Essais n° 1 et 2 : sable lâche

Les coefficients de poussée moyens sont de l'ordre de 0,37 à 0,38, c'est-à-dire proches de la poussée au

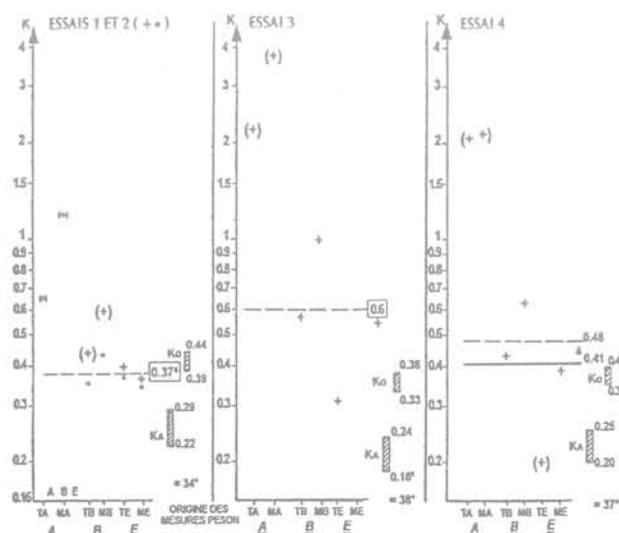


FIG. 10 Évaluation des coefficients expérimentaux de poussée globale K_m et K_t et comparaison avec les valeurs théoriques.

repos K_0 (0,39 à 0,43) et supérieurs de 30 à 70 % par rapport à $K_a \cdot \cos \delta$ (0,22 à 0,29). Les valeurs de k_t et k_m diffèrent peu ; la répartition triangulaire serait donc assez réaliste.

5.1.2

Essai n° 3 : sable très compact

L'effet du compactage se traduit par des poussées plus élevées ($k = 0,44$ à $0,75$, moyenne 0,6). Les valeurs k_t et k_m diffèrent davantage, ce qui traduit une répartition des poussées non triangulaire.

5.1.3

Essai n° 4 : sable moyennement compact

Les résultats sont effectivement compris entre ceux des essais n°2 et n°4 : k_t et $k_m = 0,30$ à $0,50$, valeur moyenne 0,41 à 0,48.

La figure 11 traduit la variation des coefficients de poussée en fonction de la hauteur de l'écran considéré. Elle met en évidence :

- une décroissance du coefficient de poussée en fonction de la hauteur de l'écran ;
- les valeurs les plus faibles, correspondant à la poussée globale agissant sur la totalité du voile (ici 2,70 m de haut), sont de l'ordre de 0,30 à 0,50, c'est-à-dire de l'ordre du coefficient de poussée au repos K_0 ;
- un effet du compactage d'autant plus important que l'on se rapproche de la surface libre.

5.2

Répartition de la poussée en fonction de la profondeur

L'adoption d'un coefficient de poussée constant avec la profondeur est globalement vérifiée pour le sable lâche (essais 1 et 2). Nous avons recherché dans le

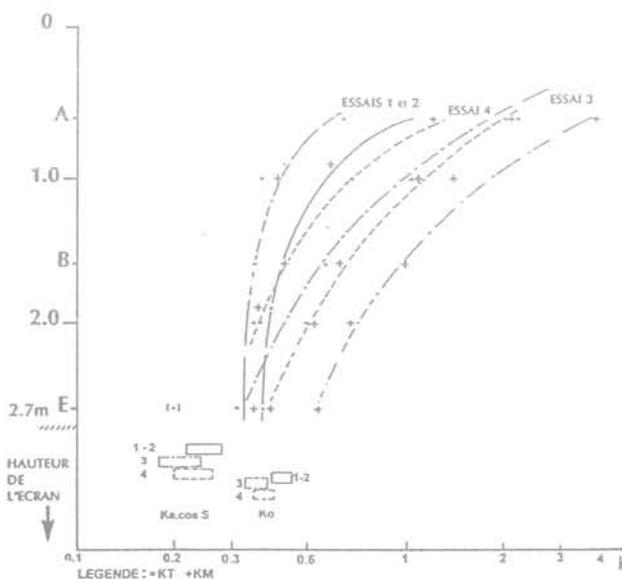


FIG. 11 Variation des coefficients expérimentaux de poussée globale K_m et K_t en fonction de la hauteur de l'écran.

cas des essais 3 et 4 si une répartition parabolique des poussées était plus réaliste.

L'ajustement par une courbe $p(z)$ de la forme

$$p(z) = az^2 + bz + c \text{ a été recherchée :}$$

- d'une part, à partir des trois valeurs d'efforts tranchants ;
- d'autre part, à partir des trois valeurs de moments fléchissants.

Les résultats sont représentés sur la figure 12. On observe que :

- les paraboles ont, pour les deux essais, une concavité inverse (c'est-à-dire orientée vers le massif) ;
- pour l'essai 3 les mesures d'effort tranchant et de moment fléchissant sont cohérentes, puisqu'elles conduisent à une même parabole (écarts inférieurs à 10 %) ;
- pour l'essai 4, les écarts sont un peu plus importants (10 à 30 %), mais restent néanmoins acceptables. Les valeurs ainsi déterminées sont conformes avec celles issues des mesures de contraintes totales horizontales effectuées lors de cet essai, comme le montre la figure 13 ;
- les surpressions dues au compactage sont de l'ordre de 10 à 15 kPa à la surface. Ces résultats sont en assez bon accord avec la modélisation effectuée par Carder (1980) à partir de calculs en éléments finis (figure 14).

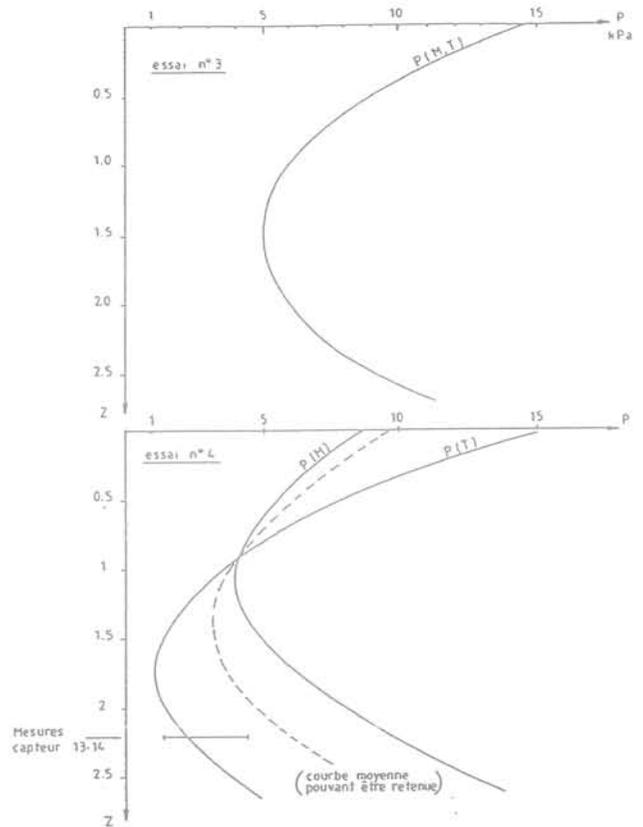


FIG. 13 Recherche d'ajustement de la poussée sur le voile, de la forme $p(z) = az^2 + bz + c$. Résultats obtenus pour la pression, et comparaison avec les mesures.

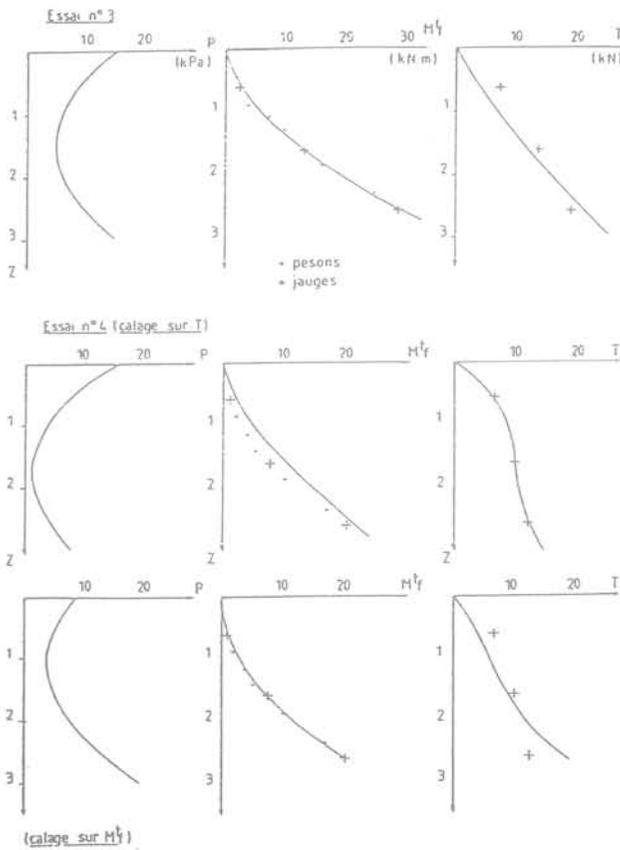


FIG. 12 Recherche d'ajustement de la poussée sur le voile, de la forme $p(z) = az^2 + bz + c$. Résultats obtenus pour M et T, et comparaison avec les mesures.

- 0,15 m from wall
- 0,30 m from wall
- 0,55 m from wall

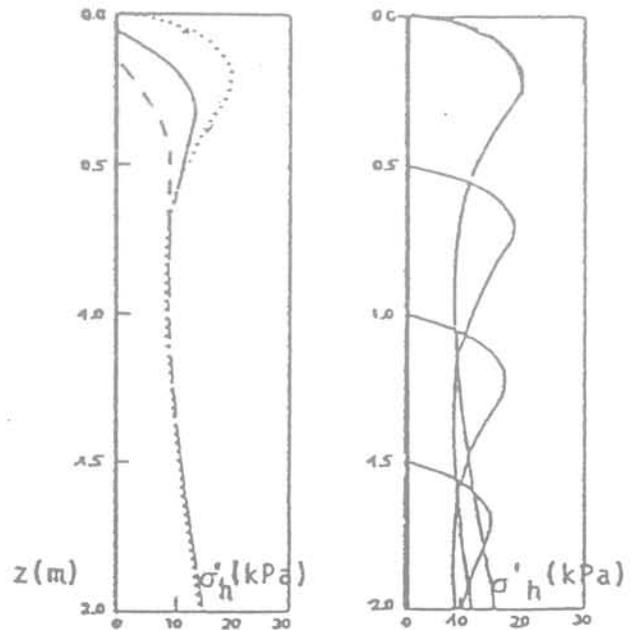


FIG. 14 Effets du compactage d'après Carder - résultats de calculs aux éléments finis.

Inclinaison de la poussée

L'inclinaison de la poussée sur le voile δ a été déterminée à l'aide des mesures d'effort tranchant P_h et d'effort vertical tangentiel P_v sur les plaques sensibles :

$$\delta = \text{Arctg} \left(\frac{P_v}{P_h} \right)$$

avec :

P_v : effort mesuré vertical tangentiel
 $P_h = TE - TB$: effort tranchant différentiel entre les pesons E et B.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau IV :

TABLEAU IV Inclinaisons de la poussée.

N° essai	δ	δ/ϕ
1	28°	0,82
2	34°	1,00
3	17° à 19°	0,51 à 0,45
4	37° à 38°	1,00

Déplacements et déformées du mur

La figure 15 représente les déplacements du mur pour chaque essai, par rapport à sa position initiale.

Pour l'essai n° 3, nous n'avons pas pu expliquer l'anomalie relevée au niveau de la distorsion de la semelle et du voile. Par contre, une bonne correspondance est relevée dans l'ensemble entre les répartitions des contraintes sous la semelle (déduites des mesures dans le cas des essais 3 et 4, calculées uniquement dans

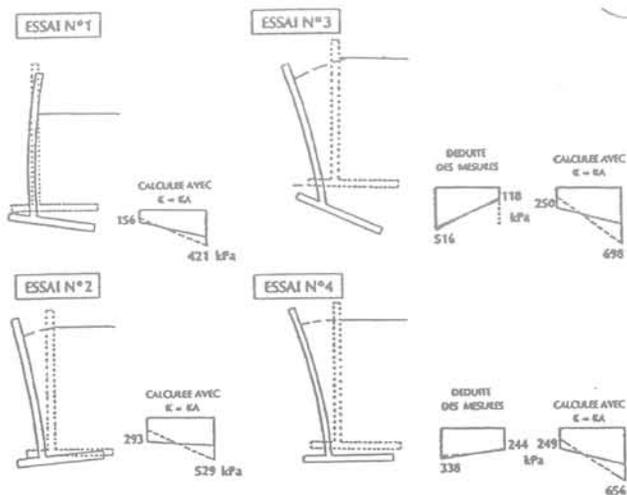


FIG. 15 Déformées du mur et répartition des contraintes sous la semelle, théorique, et déduites des mesures pour les essais n° 3 et 4.

le cas des essais 1 et 2), et la rotation du mur. Les difficultés à prévoir les rotations suivant les méthodes de calculs apparaissent nettement, sachant que l'effet conjugué de l'inclinaison négative de la poussée arrière, et son intensité supérieure, peuvent modifier totalement l'allure de la répartition des contraintes appliquées au sol.

TABLEAU V Déplacements de translation de la base du mur.

Essai n°	Déplacements (mm)	Déplacement / Hauteur du mur
1	2*	1/1000
2	6	1/500
3	6,8	1/420
4	5	1/550

* Déplacements non stabilisés.

Les valeurs du déplacement en translation de la base du mur sous l'effet de son remblaiement sont reportées dans le tableau V. La valeur moyenne obtenue pour le rapport déplacement horizontal de la base du mur sur la hauteur du remblai est en moyenne de $H/500$. Cette valeur est supérieure à la valeur $H/1000$ couramment citée comme rapport minimal théoriquement nécessaire pour mobiliser l'état limite de poussée.

La figure 16 représente la mobilisation du frottement unitaire moyen sous la base du mur en fonction de sa translation. Les valeurs moyennes des modules

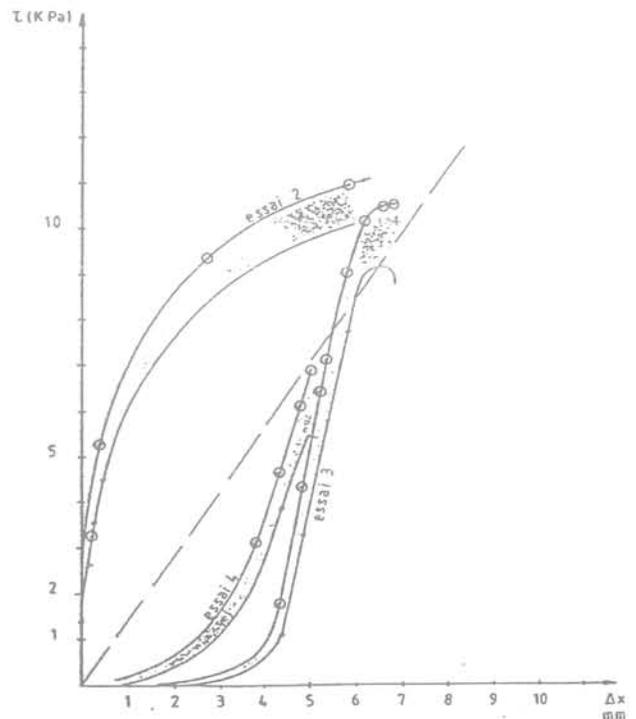


FIG. 16 Mobilisation des efforts de cisaillement sous la semelle, en fonction du déplacement horizontal.

sécants et tangents $F = \Delta\tau/\Delta x$, déduits des mesures de déplacements et d'efforts tangentiels, sont données dans le tableau VI.

TABEAU VI Modules de mobilisation du cisaillement à la base du mur.

	F tangent début de chargement	F tangent fin de chargement	F sécant final
Plage Δx	0-1 mm	4-5 mm	0-6 mm
Sable lâche (n° 2)	6 à 7 MPa/m	0,5 MPa/m	1,6 à 1,8 MPa/m
Compactage intense (n° 4)	≈ 0	5,5 MPa/m	1,3 à 1,5 MPa/m
Compactage moyen (n° 3)	≈ 0	3,5 MPa/m	1,1 à 1,4 MPa/m

6

Poussée globale sur le mur : vérification des équations d'équilibre

6.1

Démarche suivie

La stabilité d'un mur en forme de T renversé ne dépend pas de la poussée exercée uniquement sur la voile, mais de celle exercée globalement sur le mur et le coin de sol qui lui est solidaire. Les méthodes de calcul habituelles font des hypothèses variables sur la forme de ce dernier, les plus couramment admises étant reproduites sur la figure 17.

La mesure directe de la poussée globale P sur le mur est impossible. En revanche, dans le cas des essais n° 3 et n° 4, sa détermination indirecte peut s'effectuer en

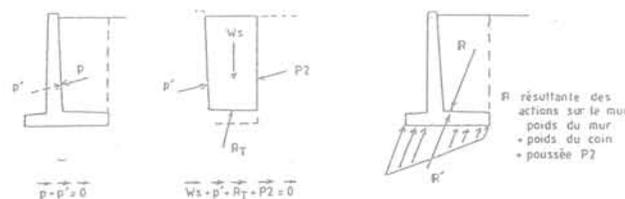
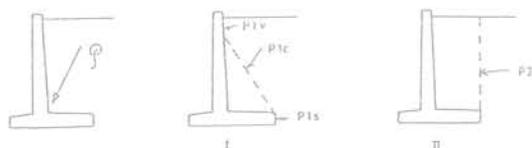


FIG. 17 Hypothèses couramment admises sur la géométrie du coin de poussée à l'arrière du mur, et principe de vérification des équations d'équilibre.

écrivant l'équilibre du coin de sol surmontant la semelle, puisque les efforts sur la face supérieure de son talon R_T y ont été mesurés. Il est ensuite possible, et cela constitue l'intérêt de ces essais, de vérifier la cohérence de ces mesures avec celle des efforts internes de la semelle qui résulte de la réaction du sol support.

La démarche a été la suivante :

- détermination de la poussée P_2 sur l'écran fictif arrière ;
- calcul de la résultante R ;
- détermination de la répartition des contraintes sous la semelle ;
- calcul des moments résultants dans la semelle et comparaison aux valeurs mesurées.

Cette méthodologie permet de vérifier ainsi la validité des mesures, et donc celle de la détermination de la poussée arrière P_2 . Cette vérification sera complétée d'une part, par l'examen comparatif de la répartition des contraintes sous la semelle et le sens de sa rotation et, d'autre part, par la comparaison des efforts mesurés lors de l'essai de translation du mur (cf. § 8 plus bas).

Ajoutons qu'une vérification préalable, illustrée par la figure 18, a porté sur l'équilibre des moments à l'encastrement du voile et de la semelle (mesures M_D , M_E , M_F , corrigées pour tenir compte de la dimension des pesons).

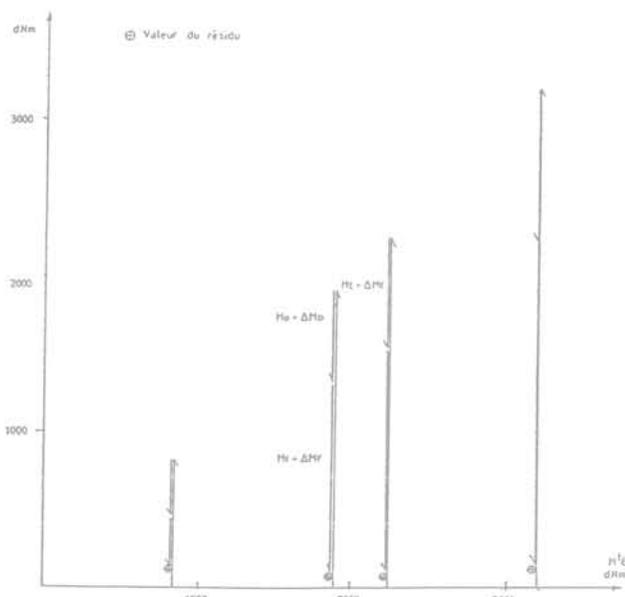


FIG. 18 Vérification des équations d'équilibre. Équilibre des moments corrigés à l'encastrement voile-semelle.

6.2

Résultats et commentaires

La démarche qui précède conduit aux résultats reproduits sur la figure 19 et résumés ci-dessous :

- pour les deux essais (3 et 4) la poussée arrière présente une inclinaison négative :

- essai 3 : $\delta = -23,6^\circ$
- essai 4 : $\delta = -43^\circ$

L'originalité de la méthode proposée ici porte sur la prise en compte d'une évolution de l'inclinaison de la poussée. De plus, cette poussée est déterminée analytiquement. Comme le montrent les essais de chargement, l'inclinaison de la poussée sur le voile croît avec l'intensité de la surcharge. L'application de la méthode de Coulomb ainsi modifiée, change le diagramme de surpression classique.

La recherche analytique de la poussée horizontale maximale P à une profondeur z donnée passe par l'étude de l'équilibre des coins de Coulomb selon l'angle θ (Fig. 21). Un coin est délimité par un plan de rupture qui intercepte tout ou partie de la bande surchargée. Il existe trois secteurs d'appartenance pour θ : $[\varphi; \alpha_1]$, $[\alpha_1; \alpha_2]$ et $[\alpha_2; 1/2\pi]$. Pour chacun des trois secteurs, on explicite ci-après l'angle θ du plan de rupture qui maximise la poussée P_j ($j = 1, 2, 3$) inclinée à δ sur l'horizontale. La poussée P recherchée en projection horizontale est alors la plus grande des trois poussées P_j précédentes :

$$P = \max(P_{j=1,2,3}(z))$$

avec :

$$P_j = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot \cotg\theta_j + Q_j}{\cotg(\theta_j - \varphi) + \tg\delta}$$

où,

$$Q_1 = q \cdot b; Q_2 = q \cdot (z \cdot \cotg\theta_j - a); Q_3 = 0$$

Par suite, la pression unitaire p avec la surcharge d'intensité q entre les profondeurs z et $z + dz$ est donnée par : $p \cdot dz = P(z + dz) - P(z)$.

Dans la pratique et sans démonstration, les trois plans de rupture sont déterminés en calculant successivement les expressions suivantes :

$$B_1 = -\frac{2 \cdot q \cdot b}{\gamma \cdot z^2 \cdot \cos^2\varphi}; B_2 = -\frac{q \cdot a}{\cos^2\varphi \cdot \left(\frac{\gamma \cdot z^2}{2} + q \cdot z\right)}; B_3 = 0$$

puis,

$$\alpha_1 = \text{Arctg}\left(\frac{z}{a+b}\right) \text{ et } \alpha_2 = \text{Arctg}\left(\frac{z}{a}\right)$$

puis,

$$D = \tg\varphi + \tg\delta; E = \frac{\tg\varphi \cdot D}{\tg(\varphi + \delta)}; F = \frac{1}{\cos\varphi} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot q \cdot b}{\gamma \cdot D}}$$

puis, pour $j = 1, 2, 3$

$$\Omega_j = \tg^2\varphi \cdot D^2 + (B_j + D) \cdot E$$

$$\Theta_j = \text{Arctg}\left(\frac{\tg\varphi \cdot D + \sqrt{\Omega_j}}{B_j + D}\right) \text{ si } \Omega_j \geq 0$$

On détermine ensuite les angles θ_j de poussée maximale par secteur :

dans $[\varphi; \alpha_1]$

si $\alpha_1 \leq \varphi$ alors $P_1 = P_3(\Theta_3)$

sinon si $z \leq F$ alors $\theta_1 = \alpha_1$

sinon $\theta_1 = \min(\Theta_1, \alpha_1)$

dans $[\alpha_1; \alpha_2]$:

si $\alpha_2 \leq \varphi$ alors $P_2 = P_3(\Theta_3)$

sinon si $\Theta_2 \leq \alpha_1$ alors $\theta_2 = \max(\varphi, \alpha_1)$

sinon si $\Theta_2 \leq \alpha_2$ alors $\theta_2 = \max(\Theta_2, \varphi)$

sinon $\theta_2 = \alpha_2$

dans $[\alpha_2; 1/2\pi]$:

si $\alpha_2 \leq \varphi$ alors $P_3 = P_3(\Theta_3)$

sinon $\theta_3 = \max(\Theta_3, \alpha_2)$

Pour le calcul de la poussée sans surcharge, il suffit de calculer $P_3(\Theta_3)$ avec une inclinaison δ différente le cas échéant. Enfin, par différence avec la poussée P précédente, on en déduit la poussée induite par la surcharge.

Dans toute la suite, la référence des hauteurs est prise à la base du voile.

Par le calcul, dans le cas du sable très compact d'angle de frottement interne 38° , et surchargé à $41,9 \text{ kN/ml}$, la surpression théorique maximale située au bas du mur décroît ainsi de $8,2$ à $6,2 \text{ kPa}$, soit une variation relative de 24% (Fig. 22).

Les valeurs d'inclinaison introduites dans ce calcul sont tirées directement des résultats d'essais sur la station : 22° pour la poussée du massif seul, et 33° pour la poussée du massif surchargé.

L'effet théorique de la surcharge commence à se faire sentir à une profondeur comprise entre le pied de la ligne d'éboulement et le pied de la ligne de glissement, toutes deux issues du bord avant de la surcharge. Le calcul montre que cette profondeur se rapproche du pied d'éboulement pour de fortes densités de charge, et du pied de glissement pour de faibles densités de surcharge.

En conclusion, il apparaît que le bas et le haut du mur sont d'autant plus soulagés que la variation d'inclinaison de la poussée, avant et après application de la surcharge, est forte. La prise en compte de deux valeurs d'inclinaison dans le calcul, l'une correspondant à l'état du massif au repos et l'autre à celle du massif surchargé, conduit alors à une diminution de la poussée dans le bas du voile et à un soulagement dans la partie haute. Ce résultat, surprenant *a priori*, s'explique ici par le fait que l'inclinaison de la poussée sur le mur augmente avec l'intensité de la surcharge, et le tassement relatif entre le voile et le sable.

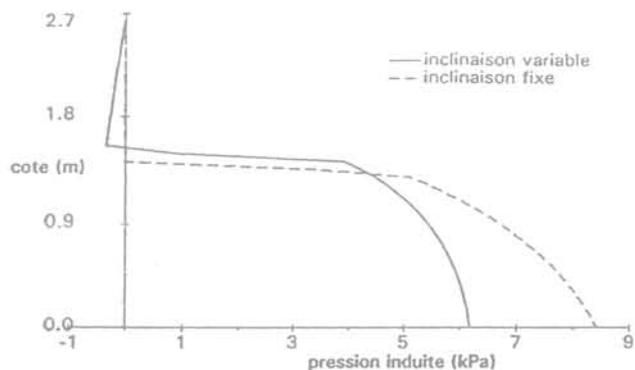


FIG. 22 Incidence de l'inclinaison de la poussée.

7.1.9.2

Diagramme de Krey

Dans l'hypothèse d'une inclinaison nulle de la poussée sur l'écran, Krey (1936) admet que la poussée se répartit entre la cote z_1 du pied de la ligne d'éboulement issue du bord avant de la surcharge et la cote z_4 , comme le montre la figure 23.

De plus, Krey postule que la poussée est maximale à la cote z_3 du pied de la ligne d'éboulement issue du bord arrière de la surcharge, tant que z_3 est en dessous de z_2 ou à la cote z_2 dans le cas contraire. La contrainte

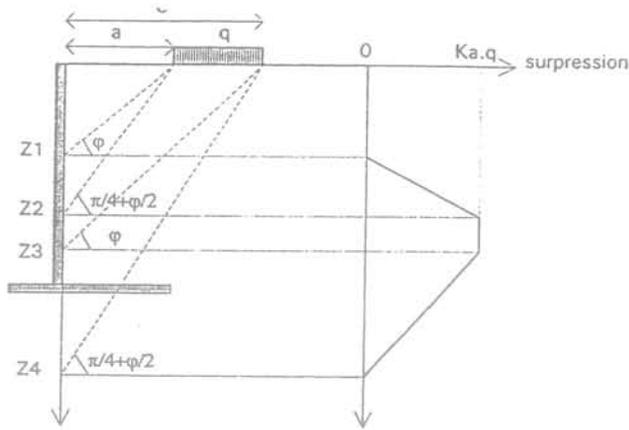


FIG. 23 Diagramme de Krey.

de poussée maximale est limitée à celle donnée par le coefficient $k_a = \tan^2(\pi/4 - \varphi/2)$.

Le diagramme simplifié, non tronqué par la semelle du mur, respecte la condition suivante :

$$P = K \cdot Q = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot Q$$

où P représente la résultante de poussée, Q la surcharge totale, et K le coefficient de transmission global.

7.2

Comportement du voile au cours d'un cycle de chargement-déchargement

Le cycle de chargement-déchargement du mur comprend les surcharges bande suivantes : 6,1 ; 12,1 ; 18,3 ; 24,3 ; 30,2 ; 36,2 et 41,9 kN/ml, pour les sables moyennement compact et dense. Pour le sable lâche, le palier maximal ne dépasse pas 24,3 kN/ml.

7.2.1

Évolution des moments et des efforts globaux dans le voile

Pour le sable lâche à la fin du chargement (Fig. 24 et 25) les moments fléchissants dans le haut du voile enregistrent à 1,10 et 2,10 m une baisse faible (- 3,2 %) à forte (- 38 %) respectivement, par rapport à l'état de repos, à l'inverse du moment en bas du voile (+ 10 %). Corrélativement, sous la surcharge maximale de 24,3 kN/ml, l'effort tranchant à 2,1 m baisse de 8 %, alors qu'il augmente de 11 et 16 %, à 1,10 m et 0,10 m respectivement.

Pour le sable moyennement compact, l'application de la surcharge jusqu'à 41,9 kN/ml se traduit par un soulagement des moments fléchissants sur les deux tiers supérieurs du voile, alors que le bas du voile et la semelle voient cette même grandeur augmenter sensiblement. La valeur maximum du moment en bas du voile ne dépasse finalement que de + 7,3 % la valeur obtenue à la fin de la phase d'attente après le remblaiement.

Pour le sable très compact, le même chargement jusqu'à 41,9 kN/ml a très peu d'influence sur les efforts dans le mur, de + 3 à + 8 % pour les moments, et de + 10 à + 12 % pour l'effort tranchant. En raisonnant par rapport aux incréments d'efforts internes, on note, comparativement aux sables lâches et moyennement compactés, le même soulagement dans la partie haute du voile dès le début du chargement.

En fin de cycle, le retour aux mesures initiales pour la majorité des capteurs est peu marqué d'hystérésis.

Ces tendances au soulagement dans le haut et au chargement dans le bas du mur avec l'augmentation de la surcharge sont communes aux trois compacités de sable. Au cours du déchargement, il semblerait que le retour élastique du voile maintenant soulagé en partie basse implique en partie haute cette fois, une légère mise en butée du sable et donc une augmentation concomitante de l'effort tranchant comme l'atteste notamment le capteur positionné à 2,1 m de haut. Somme toute, les efforts induits par les surcharges « bande » restent donc finalement limités par rapport aux efforts dus au remblaiement préalable.

7.2.2

Évolution de l'inclinaison de la poussée

Sur la figure 26, sont reportées les inclinaisons moyennes sur l'horizontale de la poussée sur le voile. Il est remarquable de constater les hystérésis en fin de cycle pour les sables compactés et le chemin quasi

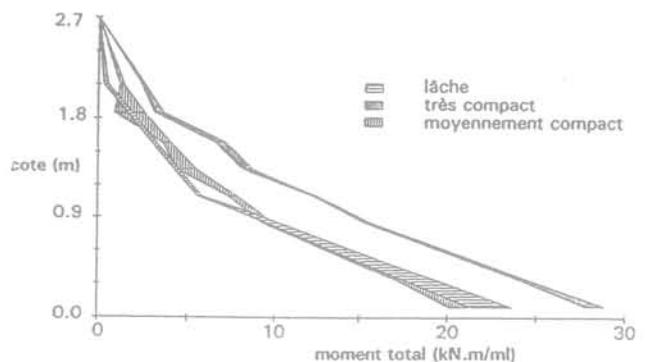


FIG. 24 Fuseau des moments totaux au cours des essais.

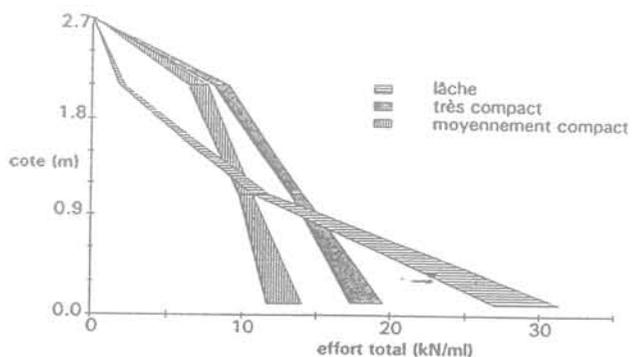


FIG. 25 Fuseau des efforts tranchants totaux au cours des essais.

Évolution des coefficients de transmission globaux

Il est remarquable de pouvoir dissocier les comportements du sable lâche et des sables compactés, comme représenté sur la figure 28. Expérimentalement, la transmission de la surcharge par le sable lâche augmente au cours du chargement et même au cours du déchargement traduisant un comportement hystérique très marqué. À l'inverse, celle-ci reste pratiquement constante pour les sables compactés avec une transmission moindre, voire nulle pour le sable dense tout au long du cycle.

Par une approche théorique, on montre que le coefficient de Krey, qui intègre l'angle de frottement du sol, vaut 0,42 pour le sable lâche, 0,38 pour le sable moyennement compact, et 0,36 pour le sable très compact.

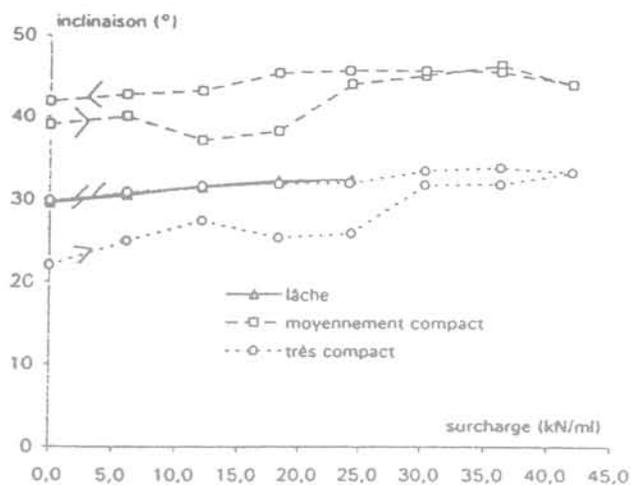


FIG. 26 Évolution de l'inclinaison moyenne de la poussée au cours du cycle chargement/déchargement.

réversible pour le sable lâche. L'inclinaison varie ainsi de 29° à 32° pour le sable lâche, de 22° à 34° pour le sable moyennement compact et de 38° à 43° pour le sable très compact.

Par ailleurs, on a noté la corrélation très significative entre l'augmentation de l'inclinaison de la poussée au cours du chargement et l'augmentation du tassement relatif du massif par rapport au voile.

7.2.3

Évolution des déplacements en tête du voile

Pour le sable lâche, le déplacement horizontal en tête du voile augmente de 9 mm au cours du cycle (Fig. 27). On note que le déplacement lié à l'application de la charge de 24,3 kN/ml est de 4 mm environ.

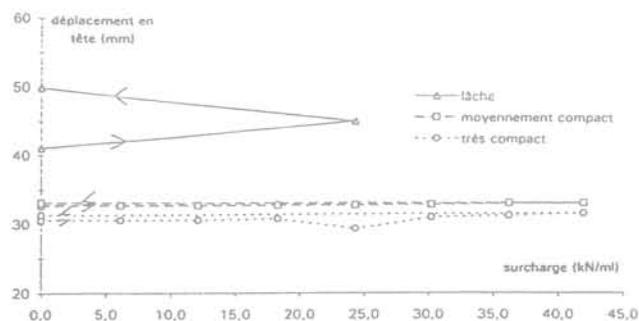


FIG. 27 Évolution du déplacement en tête du voile au cours du cycle chargement/déchargement.

Pour les sables compactés, les applications successives de surcharge bande d'intensité croissante à la surface du remblai n'entraînent pas de déplacements significatifs. Cette tendance est aussi confirmée avec les mesures par nivelles et cathétomètres effectuées sur les murs adjacents en béton.

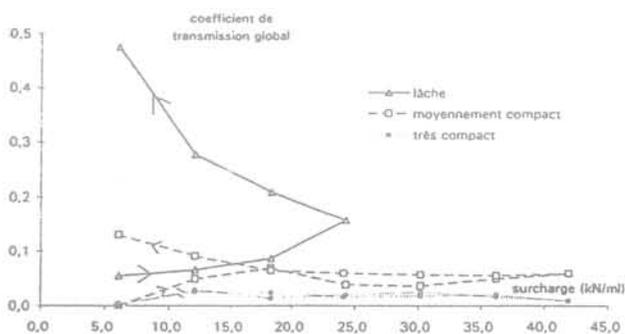


FIG. 28 Évolution du coefficient de transmission global au cours du cycle chargement/déchargement.

Ainsi, la valeur de Krey reste environ 10 fois supérieure à la valeur expérimentale des sables compactés de l'ordre de 0,02 à 0,04 et comparable à celle du sable lâche en fin de cycle uniquement. On note que celle-ci augmente considérablement tout au long du cycle de 0,05 à 0,5. La valeur de Boussinesq qui relève de considérations purement géométriques, est ici égale à 0,24. Cette valeur est intermédiaire.

Au vu de la figure 28, il est clair que la transmission de la surcharge est d'autant plus forte que l'intensité du compactage est faible. L'analyse des mesures expérimentales montre en effet un fort contraste entre le sable lâche et les sables compactés quel que soit le taux de compactage : les sables moyennement et très compacts transmettent beaucoup moins la surcharge au voile que ne le fait le sable lâche dans la partie basse du mur.

7.2.5

Évolution des centres de surpression

Le contraste est cette fois-ci très marqué entre les trois compacités de sable (Fig. 29). La hauteur du centre de surpression pour le sable lâche est constante et vaut 0,6 m environ. La hauteur du centre de surpression pour le sable moyennement compact ne cesse de croître tout au long du cycle. Enfin, l'évolution du centre pour le sable très compact qui varie entre 0,1 m et 0,8 m est quasi réversible au déchargement.

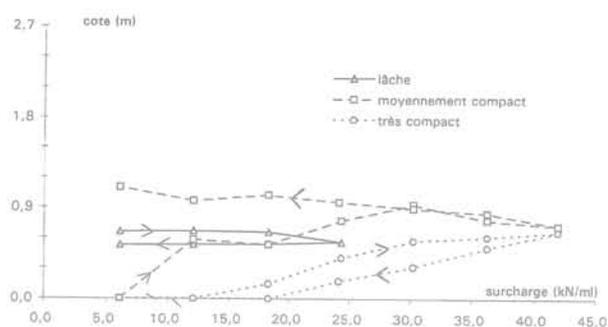


FIG. 29 Évolution de la position du centre des pressions induites au cours du cycle chargement/déchargement.

Par une approche théorique, les hauteurs des centres de surpression prédites par Krey (0,92 m, 0,87 m et 0,83 m pour le sable lâche, moyennement compact et très compact respectivement) majorent fortement la valeur expérimentale du sable très compact mais restent au voisinage des valeurs mesurées pour les sables lâche et moyennement compact. Quant au centre de surpression de Boussinesq calculé à 1,51 m de la base du voile, celui-ci se situe environ deux fois plus haut que les centres expérimentaux dans tous les cas de figure.

7.3

Effets théoriques et expérimentaux d'une surcharge bande

Sur les figures 30, 31 et 32, nous comparons les effets théoriques et les effets expérimentaux d'une surcharge bande de 24,3 kN/ml, à titre d'exemple, pour les trois compacités de sable confondues, sous la forme de fuseaux de courbes intégrant les sables lâche, moyennement compact et très compact.

Sur ces figures, sont représentés le diagramme élastique isotrope de Boussinesq, l'enveloppe des diagrammes simplifiés de Krey, l'enveloppe des diagrammes *modifiés* de Coulomb (cf. §7.1.2.1) et, enfin, l'enveloppe des distributions expérimentales sur la hauteur du voile.

La courbe expérimentale des moments induits dans le voile est lissée par une courbe représentative de fonctions « Spline » cubiques qui est dérivée et comparée à celle des efforts expérimentaux pour vérification. On procède de même avec la courbe expérimentale des efforts induits pour obtenir par dérivation celle des pressions. Il est vrai que cette méthode est quelque peu hardie compte tenu du petit nombre de capteurs.

Expérimentalement, si les moments et les efforts tranchants pour les deux sables compactés sont très voisins à la base du voile, ils restent par ailleurs 5 fois plus faibles que ceux transmis par le sable lâche. Par contre, le soulagement du voile en partie supérieure est pratiquement toujours constaté et ce pour toutes les compacités.

Théoriquement, on retrouve cette décroissance monotone des efforts internes avec l'augmentation de la compacité ou encore l'angle de frottement, par la méthode de Krey par définition, mais surtout par la

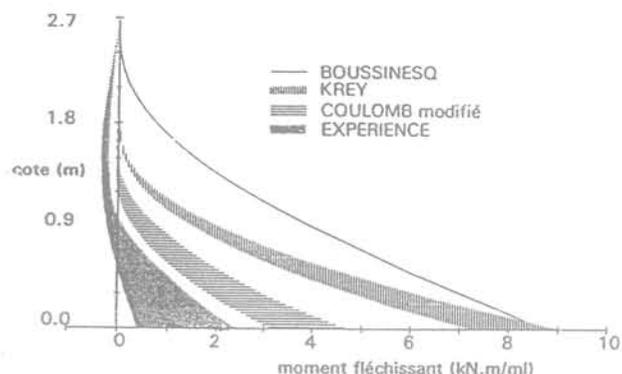


FIG. 30 Moment induit dans le voile pour une surcharge de 24,3 kN/ml.

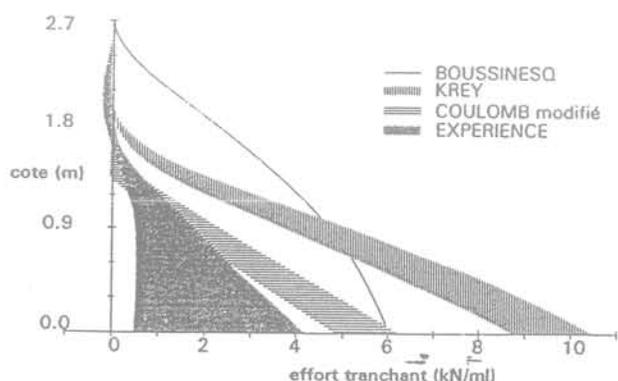


FIG. 31 Effort tranchant induit dans le voile pour une surcharge de 24,3 kN/ml.

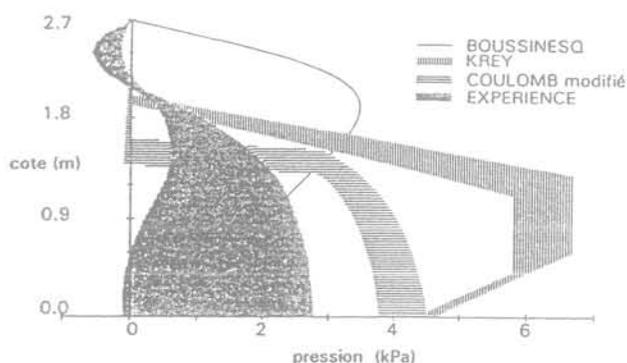


FIG. 32 Pressions induites dans le voile pour une surcharge de 24,3 kN/ml.

méthode de Coulomb modifiée, ce qui n'était pas évident *a priori*. En fait, c'est cette dernière méthode qui conduit aux efforts les plus proches de l'expérience, par valeur supérieure encore. Quant à la méthode se référant à la théorie élastique du solide homogène isotrope, celle-ci semble inadaptée, du moins en partie haute du voile. Il est aussi fort probable que la distribution des efforts internes soit perturbée, d'une part à l'approche de la base du voile et de la semelle et, d'autre part à cause des surpressions parasites en tête du voile générées lors du compactage.

Essai de translation imposée du mur

Lors de cet essai, une translation horizontale progressive du mur dans le sens de la poussée est appliquée par un système de câbles et de palans fixés à la partie avant de la semelle. L'objet est de suivre l'effet de cette translation sur la valeur des efforts de poussée, que les mesures analysées plus haut (cf. § 6) situent à un niveau sensiblement supérieur aux prévisions, en particulier pour les essais avec remblai moyennement ou fortement compacté.

Les réductions d'effort de poussée observées pendant ces translations sont variables selon les essais, et comprises entre 0 et 50 %. Ces résultats sont à considérer avec prudence et n'apportent qu'une réponse partielle à la question posée. En effet, d'une part des effets d'hystérésis ont été notés après l'application des surcharges (cf. § 7), à la suite d'un décaissement partiel du remblai. D'autre part, il aurait fallu pouvoir vérifier si avec le temps, les réductions d'effort accompagnant les translations du mur ne tendent pas à s'annuler progressivement.

En revanche, ces essais de translation apportent d'autre type de renseignements très utiles sur le mécanisme de cisaillement horizontal entre la base inférieure de la semelle et le sol de fondation. Ils sont résumés ci-dessous :

- comparaison de l'effort limite (inférieure) de translation mesuré avec les efforts théoriques $R_v \cdot \text{tg} \phi$. Il ne représente que 50 à 86 % de l'effort théorique suivant les essais. Ceci est dû au fait que la résultante verticale R_v est plus faible que la valeur théorique, en raison de l'inclinaison négative de la poussée ;
- détermination de l'angle de frottement ϕ_s entre la base de la semelle et le sol de fondation (pour les essais 3 et 4) :

$$\phi_s = \text{Arctg} \frac{Tl}{\int \sigma_n ds}$$

Tl désigne ici l'effort limite de translation mesuré.

Les valeurs obtenues sont les suivantes :

- essai 3 : $\phi_s = 30$ à 31°
 essai 4 : $\phi_s = 32$ à 33°

Le rapport δ/ϕ est compris entre 0,8 et 0,9. Ces valeurs sont relativement élevées, compte tenu de l'état de surface lisse des plaques métalliques constituant la semelle. Il est raisonnable de penser que, dans le cas d'un ouvrage sur gros béton coulé en pleine fouille, le rapport δ/ϕ avoisine plutôt la valeur : $\delta/\phi \approx 1$.

- détermination du coefficient de sécurité expérimental au glissement F_{Gexp} et comparaison avec le coefficient théorique F_{Gtheo} calculé : ces coefficients s'expriment par les rapports :

$$F_{Gexp} = \frac{Tl}{P_2} \text{ et } F_{Gtheo} = \frac{R_v \text{tg} \phi}{R_h}$$

Le tableau VII résume les valeurs obtenues pour ces deux coefficients, à partir des essais de translations réalisés pendant les essais n° 3 et 4 :

TABEAU VII Coefficients de sécurité au glissement mesuré et théorique.

	F_{Gexp}	F_{Gtheo}
Essai n° 3	1,8	3,5 à 4,4
Essai n° 4	2,8	4,8

Les coefficients de sécurité réels ne représentent qu'environ la moitié des valeurs estimées. Ceci est dû à deux phénomènes :

- les efforts de poussée mesurés sont supérieurs aux efforts théoriques ;
- les composantes verticales mesurées sont plus faibles que les composantes théoriques.

Effet d'un choc en haut du voile

Lors de cet essai, un effort concentré de courte durée, de l'ordre du dixième de seconde, est appliqué au voile du mur expérimental, au niveau + 2,20 m, à l'aide d'un système de masse tombante assemblée à un montage de renvoi par poulie. Le problème visé est celui du cumul total ou partiel, ou du non-cumul, des efforts liés à la poussée statique du remblai avec ceux engendrés par le choc, par exemple en cas de percusion d'un véhicule sur une glissière de sécurité solidaire d'un mur de soutènement.

Les essais réalisés ne prétendent pas reproduire la complexité du comportement dynamique des structures sous ce type de sollicitation, mais d'apporter des éléments permettant d'encadrer son fonctionnement en pareille situation. L'interprétation des mesures s'est appuyée sur les deux coefficients λ_1 et λ_2 définis de la manière suivante :

$$\lambda_1 = \frac{M_E}{M_{E0} + T \cdot z} = \frac{M_{E0} + \Delta M_E}{M_{E0} + T \cdot z}$$

et

$$\lambda_2 = \frac{M_{remblai}}{M_{E0}} = \frac{M_{E0} + \Delta M_E - T \cdot z}{M_{E0}}$$

avec :

T : effort horizontal maximal appliqué au voile pendant le choc

z : bras de levier de l'effort T par rapport au peson E
 M_{E0} : moment initial mesuré par le peson E à la base du voile juste avant le choc

M_E : moment maximal mesuré par le peson E pendant le choc

ΔM_E : accroissement maximal de moment lié au choc mesuré par le peson E :

$$\Delta M_E = M_E - M_{E0}$$

$M_{remblai}$: composante du moment mesuré par le peson E pendant le choc, correspondant à la seule poussée du remblai.

La figure 33 reproduit l'évolution des coefficients λ_1 et λ_2 en fonction du rapport r_{choc} , représentant ici l'intensité relative du choc, sous l'angle de son effet de renversement :

$$r_{choc} = \frac{Tz}{M_{E0}}$$

Ce mode d'analyse conduit aux observations suivantes :

- la valeur du moment M_E mesuré représente entre 75 et 80 % du moment cumulé théorique $M_{E0} + Tz$;
- la composante $M_{remblai}$ du moment pendant le choc, correspondant aux seuls efforts de poussée du remblai derrière le mur, est une fraction, variable entre 35 et 40 %, de la valeur initiale M_E avant le choc. Ceci s'applique du moins à la gamme des efforts testés, caractérisée par un rapport r_{choc} au plus égal à 60 %.

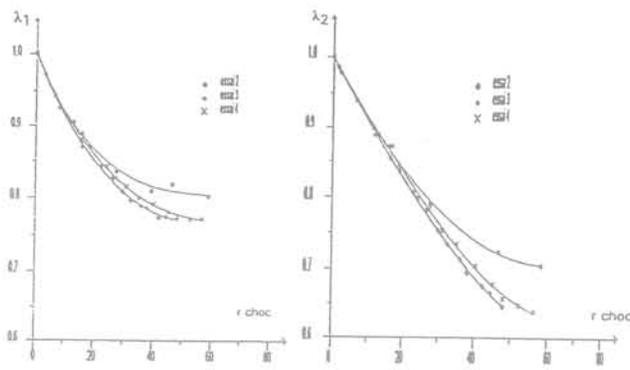


FIG. 33 Taux de réduction λ_1 et λ_2 des moments mesurés par le peson E, en fonction du coefficient d'intensité relative du choc, r_{choc} .

Malgré le caractère très qualitatif de ces essais, les résultats obtenus indiquent finalement sans ambiguïté l'absence de cumul intégral de la poussée statique du remblai, avec l'effet dynamique de renversement reproduisant le choc.

10

Conclusion

À l'issue des analyses qui précèdent, les essais réalisés sur la station expérimentale de murs du LCPC s'avèrent finalement riches en enseignements sur le comportement d'un mur de soutènement traditionnel en service. Au plan expérimental, les divers recoupements entre résultats des mesures de natures différentes ont, de plus, permis de se faire un avis sur la confiance à accorder à l'ensemble des résultats et des observations obtenus pendant ces essais.

Certaines conclusions peuvent finalement être considérées comme fiables et indiscutables. D'autres fournissent, au contraire, des tendances et nécessiteront encore des vérifications dans le cadre d'actions expérimentales ou théoriques futures.

• **Résultats pouvant être considérés comme fiables et indiscutables.** Ils sont récapitulés ci-dessous. Ces résultats sont propres à l'ouvrage expérimental étudié (géométrie et hauteur du mur, rigidité du sol-support, remblai en sable). Les conditions de leur généralisation éventuelle à d'autres types d'ouvrages restent bien entendu à établir.

Poussée sur le voile :

- les poussées sur le voile sont supérieures aux poussées théoriques des modèles aux états limites. Pour le sable lâche, elles correspondent à un coefficient de poussée de l'ordre de K_0 , et une répartition triangulaire en fonction de la profondeur est réaliste ;
- le compactage du remblai se traduit par un accroissement sensible des poussées. Les surpressions sont de l'ordre de 15 à 20 kPa. Ceci conduit à une répartition des poussées avec la profondeur d'allure parabolique plutôt que triangulaire ;
- le coefficient de poussée globale sur l'écran décroît en fonction de sa hauteur ;
- la poussée sur l'écran fictif arrière est inclinée négativement, du moins pour le sable compacté ;
- la sécurité au glissement du mur est inférieure, dans

un rapport entre 15 à 50 %, aux estimations théoriques. L'angle de frottement sous la base du mur est proche de l'angle de frottement du sol de fondation.

Transmission des surcharges :

- la transmission des surcharges sur le voile par le sable très compact est négligeable au regard de la poussée due au massif ;
- la méthode de *Coulomb modifiée* approche le mieux par excès les valeurs expérimentales. Les méthodes de Krey et Coulomb fournissent des majorants des efforts tandis que la distribution élastique des poussées de Boussinesq est très éloignée de la distribution expérimentale.

Choc sur le voile : les efforts globaux pendant l'application d'un choc en haut de mur ne correspondent pas au cumul effet statique du remblai + effet du choc. En effet, l'effort de poussée propre du remblai paraît se limiter à un rapport entre 35 et 40 %, de la poussée statique initiale en l'absence de choc.

• Tendances justifiant des études complémentaires

Poussée sur le voile

Trois tendances principales ont été nettement perçues :

- bien que le mur se soit déplacé d'une valeur supérieure à celle nécessaire pour mobiliser théoriquement l'état limite de poussée, les coefficients de poussée déduits des efforts mesurés semblent diminuer dans le temps. Les effets d'hystérésis liés au compactage, aux cycles d'application des surcharges, enfin au décaissement éventuel du remblai, compliquent la détermination des coefficients de poussée réels et de leur évolution dans le temps ;
- l'intensité de la poussée arrière est peu différente de la poussée sur le voile, et tendrait vers K_0 ;
- l'effet du compactage est fonction de la position du compacteur par rapport au voile et de son intensité.

Transmission des surcharges :

- les surpressions parasites induites par le compactage rendent difficiles les comparaisons entre les méthodes basées sur l'état de rupture : Krey, Coulomb et *Coulomb modifiée* ici. En effet, l'ensemble de ces méthodes suppose qu'avant l'application des surcharges, le massif est à l'état limite de poussée du massif (l'état « k_0 ») ;
- il conviendrait donc de soustraire les surpressions parasites induites par le compactage, du moins en partie, au diagramme de Coulomb modifié par exemple. Cette soustraction est bien partielle, car les déplacements du mur consécutifs à la pose de la surcharge conduisent à une réduction des surpressions de compactage en tête. Ces déplacements en tête sont induits par le faible glissement du mur sur sa base et par la localisation de la poussée des surcharges dans la partie basse du voile ;
- connaître la véritable cote de première influence de la surcharge s'avère difficile. Toujours est-il qu'elle se manifeste ici à proximité du pied de la ligne d'éboulement issue du bord avant de la surcharge, quel que soit le cas de figure ;
- si les efforts induits dans le tiers inférieur du voile sont faibles par rapport aux efforts totaux, voire comparables aux effets de la température, il existe aussi vraisemblablement un report d'effort par effet de voûte entre le voile et la semelle. Celle-ci doit en effet reprendre une partie de la surcharge transmise par le sable.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient vivement MM. G. Rault, J.M. Moliard et R. Berdat qui ont réalisé les essais dont les résultats sont analysés et

présentés dans cet article. Celui-ci n'aurait pu être rédigé sans la persévérance et la rigueur qui ont caractérisé leur travail.

Bibliographie

Azim - « Contribution à la conception d'une station expérimentale pour l'étude du comportement des murs de soutènement. » Thèse de Docteur-Ingénieur en Génie Civil présentée à l'université Pierre et Marie-Curie, Paris VI, 1986.
Carder D.R. - « Finite element analysis of

the stresses against retaining walls. » Rapport interne de Transport and Road Research Laboratory (G.B.), leaflet n° LF-631, 1980.
Houy - *Dimensionnement des ouvrages en palplanches en acier*, librairie Lavoisier, Paris, 1986.

Kérisel J. - « Le langage des modèles en Mécanique des Sols. » Vth ECSMFE, Madrid, vol.2, 1972, p. 9-30
Krey H. - *Erdruck, erdwiderstand und tragfähigkeit des baugrundes*. Wernst und Sohn, Berlin, 1936.

Traitement d'un sol effondrable par un liant hydrocarboné (bitume)

T. AYADAT

*Maître de conférence
à l'Université de M'Sila*

M. DAHILI

K. MAIZ HADJ AHMED

*Ingénieurs d'État
en Génie civil*

Résumé

Le but de cette recherche expérimentale est l'amélioration des caractéristiques d'un sol dont le mouillage provoque son effondrement brusque. L'utilisation de tels terrains localisés dans la plupart des régions arides et semi-arides, nécessite obligatoirement de prendre des dispositions ou de traiter le sol, pour garantir une stabilité suffisante, et cela dépend généralement de la profondeur du sol, du type et de l'importance de l'ouvrage à implanter.

Après la réussite du traitement d'un sol effondrable par des liants hydrauliques (tels que le ciment CPA 325 [1], la chaux [2] et le ciment alumineux fondu [3]), cette étude propose, d'une manière analogue, un traitement par un liant hydrocarboné (qui est le bitume) d'un sol effondrable de profondeur inférieure à 4 m et de déterminer ainsi les quantités d'eau, de bitume et l'énergie de compactage nécessaire à l'obtention d'un sol qu'on peut exploiter sans aucun problème de stabilité.

Treatment of a collapsible soil with a hydrocarbon stabilising agent (bituminous binder)

Abstract

The objective of this experimental work is to improve the properties of a subsidable soil known as a collapsing soil. The erection of structures on these type of soils, located in arid or semi-arid zones, necessarily calls for the treatment of these soils in order to either stabilize or cause collapse of the soil deposit prior to construction. The amount of treatment and type depend on the depth of the collapsible soil and the support requirement for the proposed facility.

After the effectiveness of treatment of collapsible soils by hydraulic stabilising agents (such as CPA 325 cement [1], lime [2] and similarly), this study examines the bituminous treatment of a such soil, at depth of less than 4 m, and determines the minimum amounts of water, bituminous binder and compacting energy necessary for obtaining a no-collapsible soil.

Introduction

L'existence des sols effondrables dans plusieurs régions du monde, ainsi que les problèmes qu'ils posent aux constructions, ont été reconnus depuis longtemps. Le manque d'informations sur leurs dépôts est dû principalement à leur localisation dans des régions arides, où le développement économique est très limité. Les progrès récents de l'irrigation et la modernisation des moyens de transport ont rendu possible l'exploitation de ces régions avec la construction de complexes industriels et urbanistiques. Les tassements importants qui résultent de l'utilisation de grandes quantités d'eau et les graves désordres subis par les ouvrages, ont donné dans ces trois dernières décennies, une impulsion à la recherche concernant ces sols, notamment les méthodes de leur identification et de leur traitement.

Dans plusieurs sites, il est possible de traiter le sol pour le stabiliser ou de provoquer son effondrement, avant d'y construire un ouvrage. La nature du traitement à appliquer dépend essentiellement de la profondeur du sol effondrable et du type de fondation.

Une grande variété de méthodes de traitement a été utilisée ou suggérée. Parmi elles, on peut citer :

- le traitement par compactage dynamique avec ou sans humidification du sol ;
- le traitement par pré-mouillage du sol ;
- le compactage par explosion ;
- le traitement par injection ;
- le traitement chimique, thermique ou aux ultrasons ;
- le traitement par enfoncement de pieux ou de colonnes ballastées [4] ;
- le compactage par vibrocompactation et vibroflottation.

Lorsque la couche de sol effondrable n'est pas trop épaisse, inférieure à 4 m, il est souvent économique de la remplacer par un sol approprié [5], ou par le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment CPA 325 [1], de la chaux [2] ou du ciment aluminieux fondu [3].

L'objectif de cette recherche est de montrer qu'il est aussi possible de traiter le sol effondrable excavé par du bitume avant sa remise en place.

Matériaux, matériels et essais

Matériaux de l'étude

Les essais ont été effectués sur un sol reconstitué composé de 80 % de sable et de 20 % de particules fines (< 80 μm), pour lequel l'application des différents critères d'effondrement, rapportés par Ayadat *et al.* [6], montrent que celui-ci est effondrable.

Le sable utilisé pour la reconstitution du sol effondrable est un sable de rivière extrait de la région de Bousaâda (Algérie). Il est très utilisé pour la confection du béton puisqu'il contient un faible pourcentage de particules fines. Pour éliminer les graviers et les

cailloux, le sable est passé au tamis de 2 mm, puis le tamisat séché à l'étuve (105 °C) pendant 24 heures. Ses caractéristiques sont résumées comme suit :

- granulométrie comprise entre 0,1 et 2,0 mm, dont 3 % des particules sont inférieures à 0,1 mm ;
- coefficient d'uniformité de 2,04 ;
- coefficient de courbure de 0,90 ;
- module de finesse de 1,41.

Le sol fin ($D < 80 \mu\text{m}$) utilisé est extrait de Oultène de la région de Bousaâda, de couleur brune. Il possède les caractéristiques suivantes :

- limite de liquidité $w_L = 43,9 \%$;
- limite de plasticité $w_p = 20,4 \%$;
- densité spécifique $G_s = 2,7$.

Le sol reconstitué est obtenu par le mélange de 80 % de sable et de 20 % de sol fin. Ses caractéristiques géotechniques sont données dans le tableau I et sa courbe granulométrique est représentée sur la figure 1.

Le bitume utilisé pour le traitement est une émulsion 60 utilisée comme couche d'accrochage dans les chaussées.

TABEAU I Caractéristiques géotechniques du sol reconstitué.

Limite de liquidité « w_L »	18,4 %
Limite de plasticité « w_p »	9,3 %
Densité optimale « γ_{opt} »	2,06 g/cm ³
Teneur en eau optimale « w_{opt} »	8,4 %

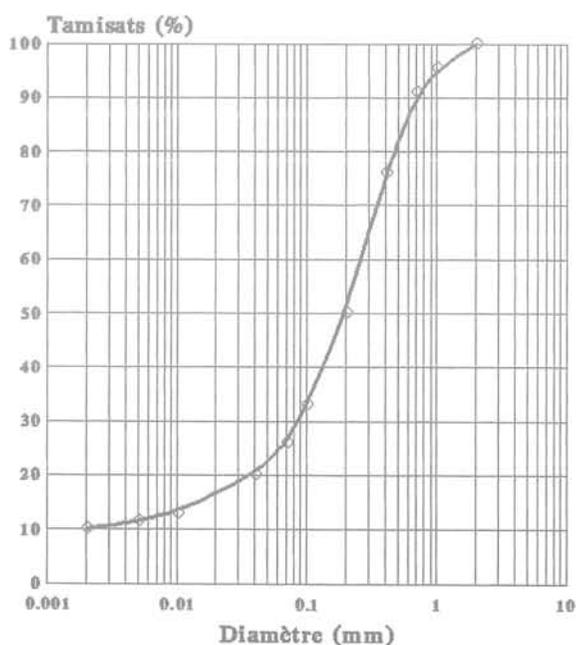


FIG. 1 Analyse granulométrique du sol reconstitué.

Matériels d'essais

Appareillage spécifique

- Moule œdométrique de 50,4 mm de diamètre et 20 mm de hauteur.
- Bâti de consolidation d'un bras de levier de 1/10.
- Jeu de poids.

Appareil de compactage

Il est composé :

- d'une tige verticale pour le guidage de 200 mm de hauteur et de 12,2 mm de diamètre. Elle est fixée à un disque horizontal de 5 mm d'épaisseur et de 50,2 mm de diamètre ;
- d'un mouton (dame) de masse de 136 g, en forme de disque ayant un trou centré de 12,25 mm, de 39,2 mm de diamètre et de 16,4 mm d'épaisseur (Fig. 2).

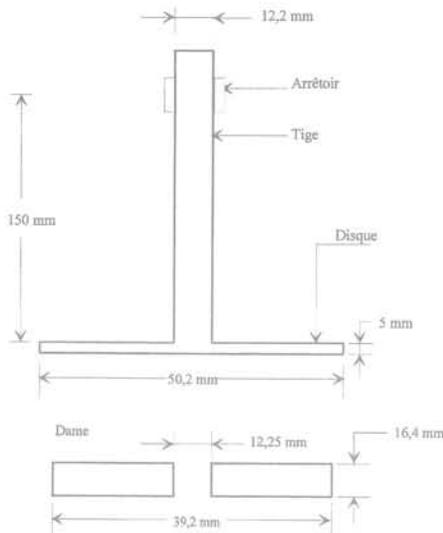


FIG. 2 Appareillage de compactage.

Réalisation de l'essai œdométrique

Le sol de l'essai est constitué d'un mélange homogène et sec de 20 % du sol fin tamisé au tamis 0,08 mm et de 80 % de sable passé au tamis 2 mm. On ajoute une quantité d'eau distillée afin d'obtenir la teneur en eau désirée. L'ensemble sol et eau est malaxé dans un malaxeur électrique.

On chauffe alors la quantité voulue de bitume jusqu'à ce qu'il atteigne l'état liquide. On mélange rapidement par partie la quantité de sol reconstitué. Dès que l'ensemble (sol + bitume) devient homogène, on le place dans le moule œdométrique après un léger refroidissement. La gâchée de sol est versée dans la

trousse cylindrique de l'œdomètre puis compactée en deux couches avec une certaine énergie de compactage (nombre de coups de mouton) donnée par le dispositif décrit ci-dessus. L'éprouvette est ensuite arasée au niveau du bord supérieur de la trousse ou de l'anneau avec grande précaution, à l'aide d'une lame rigide, pour obtenir une surface plane.

Le compactage consiste à laisser tomber la dame d'une hauteur $H = 150$ mm. Cette dame coulisse librement sur la tige verticale jusqu'à ce qu'elle percute le disque qui transmet le choc à l'échantillon (Fig. 3).

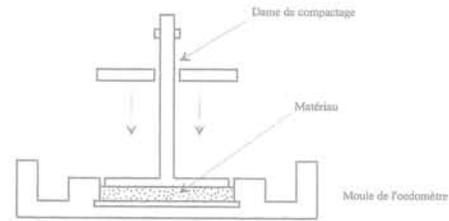
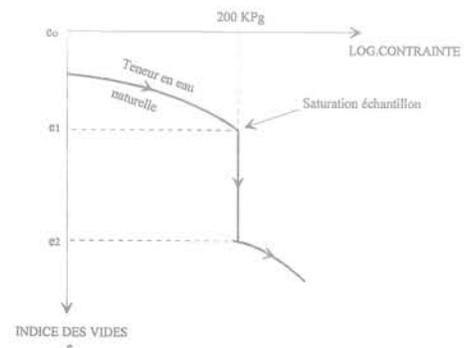


FIG. 3 Opération de compactage.

Après l'installation du moule œdométrique et mise au point, on effectue un essai de compressibilité conformément au mode opératoire du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées à savoir, application successive toutes les 24 heures des charges suivantes : 25 ; 50 ; 100 et 200 kPa avec relevé des lectures du comparateur à 15 s ; 30 s ; 60 s ; 2 min ; 5 min... et 24 h. La particularité de cet essai proposé par Jennings et Knight [7], par rapport à l'essai normalisé de compressibilité, consiste à inonder l'échantillon après mesure du tassement sous 200 kPa et à relever ensuite la nouvelle valeur après 24 heures de chargement de l'éprouvette saturée sous la même contrainte, puis à augmenter le chargement jusqu'à 400 kPa. On donne sur la figure 4, la courbe typique $e = f(\log \sigma)$ d'un tel sol, d'où on peut déduire le potentiel d'affaissement CP (%) par la relation :

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

où : $\Delta e_c = e(200 \text{ kPa}) - e(200 \text{ kPa, inondé})$
 $e_0 =$ Indice des vides initial.



$$\text{Potentiel d'affaissement } Cp (\%) = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} \times 100$$

FIG. 4 Courbe œdométrique typique dun sol affaissable.

La valeur obtenue de CP est ensuite comparée aux valeurs de potentiel d'affaissement CP suggérées par Jennings et Knight [7] (Tableau II).

TABLEAU II Valeurs du potentiel d'affaissement.

CP	Difficulté du problème
0 % à 1 %	Pas de problème
1 % à 5 %	Troubles modérés
5 % à 10 %	Troubles
10 % à 20 %	Troubles sévères
> 20 %	Troubles très sévères

A la fin de l'essai, il est nécessaire de bien nettoyer l'anneau du reste des particules de bitume qui se sont collées sur les parois intérieures. A cet effet, il est nécessaire de prendre des précautions particulières de nettoyage pour éviter de rayer l'anneau et cela en plaçant tout l'appareillage dans un bac rempli de mazout avant tout nettoyage.

3

Programme d'essais

Les essais préliminaires du traitement du sol avec les pourcentages de bitume de 3 et 4 % ont donné des résultats insuffisants. Pour cette raison les pourcentages ont été augmentés à 8 % et plus.

De plus, les énergies de compactage, utilisées pour les essais du sol non traité, ont été elles aussi changées. En effet, les quelques essais effectués sur le sol traité avec les énergies de compactage de 10 à 25 coups ont donné des résultats insuffisants. Les nouveaux nombres de coups ont été 40, 60 et 80 coups.

En se basant sur les résultats obtenus pour le sol non traité, montrant que l'effondrement augmente quand la teneur en eau diminue, on a décidé d'étudier le traitement du sol, avec seulement la teneur en eau minimale (4 %) qui représente l'état le plus défavorable.

Dans ces conditions, les valeurs retenues furent :

a) sol non traité

- teneurs en eau : 4 %, 6 % et 8 %,
- énergies de compactage : 10, 25 et 40 coups (Tableau III),
- teneur en bitume : 0 % ;

b) sol traité

- teneurs en bitume : 8 %, 10 %, 12 %, 14 % et 16 %,
- énergie de compactage : 40, 60 et 80 coups (Tableau III),
- teneur en eau : 4 %.

TABLEAU III Les différentes énergies de compactage.

Degré de compactage	1	2	3
Nombre de coups	10	25	40*
	40	60	80**
Énergie Eu (kJoules)	4,08	10,2	16,32*
	16,32	24,48	32,64**

* Sol non traité.

** Sol traité.

* $Eu = n.m.g.h$ (joules)

où : Eu = Énergie de compactage par unité de volume

n = Nombre de coups

m = Masse de mouton

h = Hauteur de chute

g = Accélération de la pesanteur

4

Résultats et analyse

4.1

Sol non traité

Les résultats, donnés dans le tableau IV et représentés sur les figures 5 et 6, confirme le comportement observé pour les sols effondrables utilisés dans l'étude du traitement par du ciment CPA 325 [1], de la chaux [2] et du ciment alumineux fondu [3]. Ces résultats montrent que :

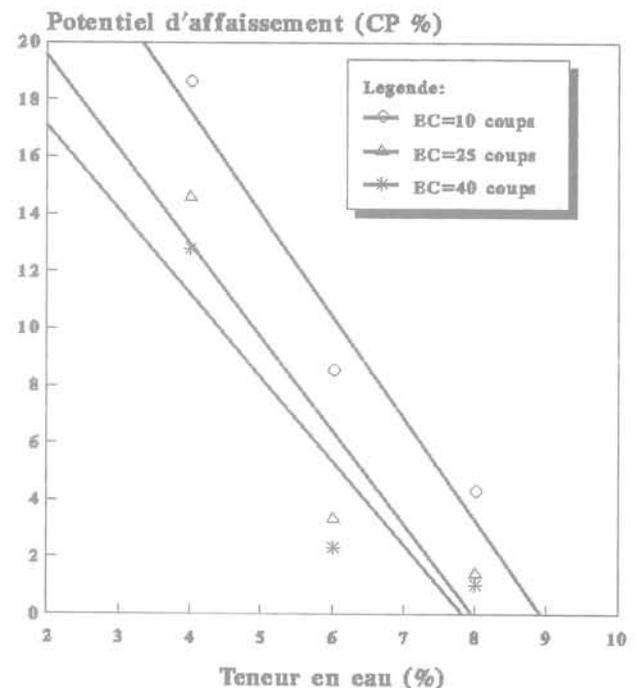


FIG. 5 Influence de la teneur en eau sur CP (pour 0 % de bitume).

TABLEAU IV Valeurs de CP pour sol non traité.

Nombre de coups	10	25	40	10	25	40	10	25	40
w (%)	4	4	4	6	6	6	8	8	8
CP (%)	18,60	14,55	12,76	8,50	3,32	2,32	4,26	1,4	1,02

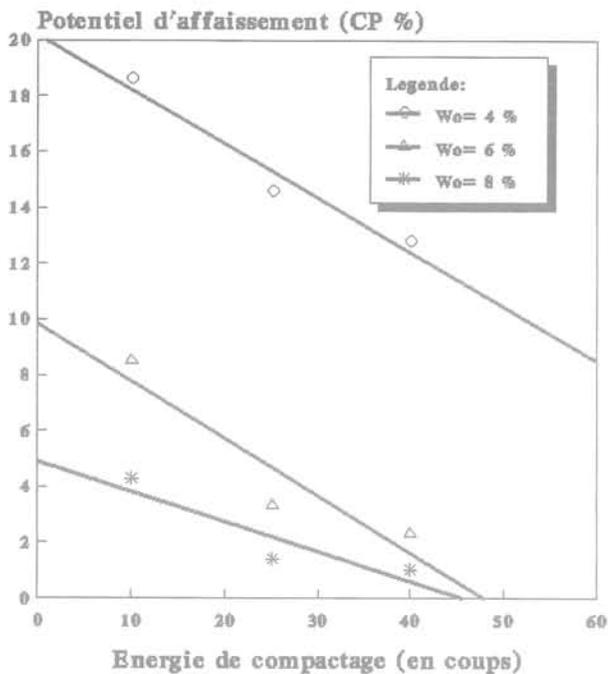


FIG. 6 Influence de l'énergie de compactage sur CP (pour 0 % de bitume).

– il y a une tendance manifeste à l'effondrement du sol non traité qui correspond, dans la classification de Jennings et Knight, aux rubriques allant de « troubles modérés » à « trouble sévères » (un potentiel CP allant de 1,02 à 18,6 %) ;
 – le potentiel d'affaissement CP décroît quasi linéairement lorsqu'on augmente la teneur en eau ou l'énergie de compactage.

4.2

Sol traité

Le potentiel d'affaissement varie avec l'un des deux paramètres suivants :

- le taux de bitume ;
- l'énergie de compactage.

Pour évaluer l'influence de chacun de ces paramètres et pour connaître les conditions nécessaires pour réduire le potentiel d'affaissement à un degré acceptable, on a analysé l'influence de chaque paramètre séparément.

4.2.1

Influence de l'énergie de compactage

A l'exception d'un seul cas, 12 % de bitume et 80 coups, aucune autre condition n'a donné un potentiel d'affaissement au-dessous de la valeur limite acceptable (c'est-à-dire CP < 1 %). Mais il est nécessaire de noter que le potentiel d'affaissement est inversement proportionnel à l'énergie de compactage (Fig. 7). Ceci implique qu'on

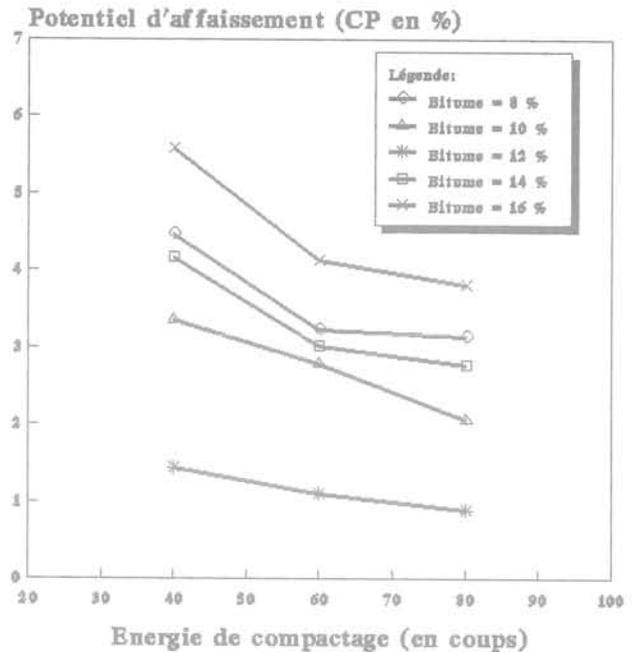


FIG. 7 Influence de l'énergie de compactage sur CP du sol traité (pour Wo = 4 %).

ne peut obtenir des valeurs de CP inférieures à 1 si on n'augmente pas le nombre de coups à plus de 80. Cela représente l'un des inconvénients majeurs de ce type de traitement. En pratique, il faudra donc avoir recours à des engins de compactage assurant une énergie élevée.

4.2.2

Influence de la teneur en bitume

D'après le tableau V et la figure 8, on remarque qu'il y a deux cas :

1^{er} cas : pour une teneur en bitume Tb < 12 %, le potentiel d'affaissement diminue avec l'augmentation de la teneur en bitume ;

2^e cas : pour une teneur en bitume Tb > 12 %, le potentiel d'affaissement augmente avec l'augmentation de la teneur en bitume.

Pour confirmer ces constatations et montrer clairement l'existence de ce seuil, on a calculé le coefficient d'amélioration (BR) pour les différents degrés de compactage d'après la relation :

$$BR (\%) = \frac{CP_0 (\%) - CP_x (\%)}{CP_0 (\%)}$$

avec : BR : Coefficient d'amélioration ;
 CP₀ : Potentiel d'affaissement avant traitement ;
 CP_x : Potentiel d'affaissement après traitement avec x (%) de bitume.

TABLEAU V Valeurs de CP pour sol traité (w = 4 %).

Teneur en bitume (%)	8			10			12			14			16		
Nombres de coups	40	60	80	40	60	80	40	60	80	40	60	80	40	60	80
CP (%)	4,47	3,23	3,13	3,35	2,79	2,05	1,43	1,10	0,89	4,16	3,02	2,77	5,57	4,12	3,80

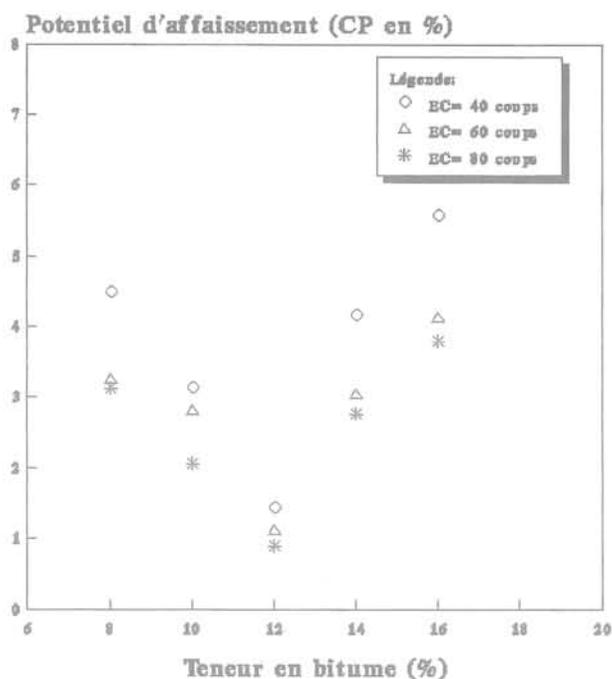


FIG. 8 Influence de la teneur en bitume sur CP (pour $W_o = 4\%$).

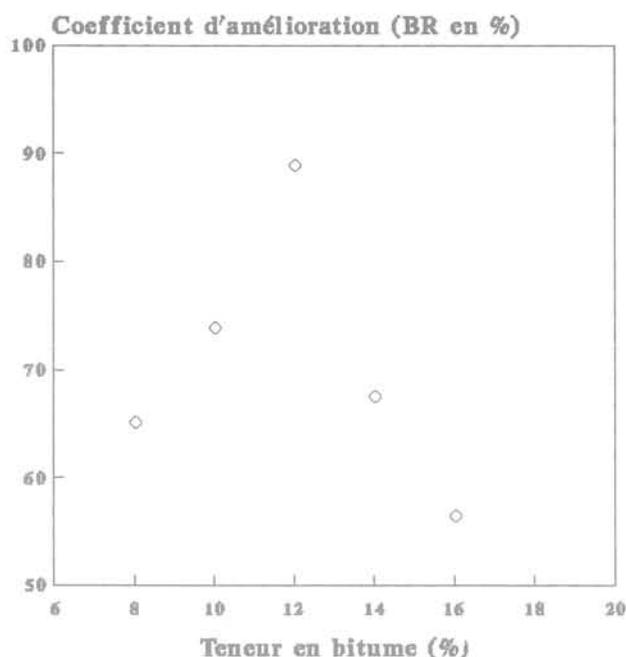


FIG. 9 Variation du coefficient d'amélioration (BR) avec la teneur en bitume (pour EC = 40 coups).

Les résultats du coefficient d'amélioration, pour une énergie de compactage de 40 coups, sont donnés dans le tableau VI et représentés sur la figure 9. Ceux-ci montrent que la variation du coefficient BR avec le taux de bitume a la forme de la courbe Proctor où le BR atteint une valeur maximale dans l'intervalle [10 %-12 %] de bitume. Les mêmes observations ont été faites pour les énergies de compactage de 60 et 80 coups. On peut donc conclure que la teneur en bitume donnant le coefficient d'amélioration optimal est située dans l'intervalle [10 %-12 %]. Mais il est indispensable de noter que cette valeur optimale du BR ne correspond toujours pas à un potentiel d'affaissement CP inférieur à 1, surtout pour les énergies de compactage inférieures à 80 coups.

4.2.3

Influence de la plasticité du bitume sur l'effondrement

Pour étudier cette influence, on a calculé le degré d'affaissement DC introduit, pour la première fois, par Ayadat et Belouahri [8] et défini comme :

$$DC (\%) = \frac{CP_t}{CP_f} \times 100$$

avec : DC : Degré d'affaissement ;
 CP_t : Potentiel d'affaissement à l'instant (t) ;
 CP_f : Potentiel d'affaissement final.

TABLEAU VI Valeurs du coefficient d'amélioration (BR).

Teneur en bitume	8 %	10 %	12 %	14 %	16 %
Énergie de compactage	40	40	40	40	40
CP_0 (%)	12,76	12,76	12,76	12,76	12,76
CP_x (%)	4,47	3,35	1,43	4,16	5,57
BR (%)	65	73,75	88,80	67,40	56,38

TABLEAU VII Valeurs du degré d'affaissement (DC) ($w = 4\%$, $E_c = 40$ coups et $T_b = 12\%$).

Temps (mn)	1	10	30	50	60
CP_t (%) Sol non traité	10,62	12,26	12,58	12,67	12,74
CP_f (%) Sol non traité	12,76	12,76	12,76	12,76	12,76
DC (%) Sol non traité	83,25	96,08	98,61	99,33	99,87
CP_t (%) Sol traité	0,0005	0,015	0,035	0,0456	0,06
CP_f (%) Sol traité	1,43	1,43	1,43	1,43	1,43
DC (%) Sol traité	0,036	1,03	2,48	3,19	4,16

Les résultats obtenus montrent clairement qu'il y a une grande différence entre la variation de DC en fonction du temps pour un sol non traité et pour le même sol traité avec un taux donné de bitume, et qu'on peut résumer comme suit :

- sol non traité : le phénomène d'affaissement se manifeste brusquement. Il atteint 80 % du tassement final dans les deux premières minutes après l'inondation (Tableau VII et Fig. 10). Ce résultat confirme les travaux de Ayadat et Belouahri [8] ;
- sol traité : l'affaissement s'effectue lentement, à une vitesse presque uniforme, au cours de l'inondation de l'échantillon (Fig. 10).

Ce comportement peut être expliqué comme suit :

- Les liaisons entre les grains du sol non traité sont assurées par la succion capillaire et en grande partie par les ponts argileux. L'élimination de cette succion ou la réduction de la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains, causées par l'addition d'eau à l'échantillon, entraînent un réarrangement radical des grains et même un mouvement des particules fines à travers le sol, d'un horizon ou d'un niveau à un autre (phénomène de suffusion [8]). Ceci implique l'effondrement brusque du sol. La magnitude et la vitesse de l'affaissement dépendent, essentiellement, de l'indice des vides initial et du type des liaisons entre les grains. Le potentiel d'affaissement est d'autant plus élevé que le sol possède un indice des vides plus grand, et le tassement est d'autant plus rapide que le sol contient un pourcentage des fines particules plus élevé [8].

- L'échantillon du sol traité se compose de grains de sol, de grains de sol enrobés par le bitume, de bitume et des vides. L'inondation de l'échantillon provoque la rupture de quelques liaisons intergranulaires non touchées par le traitement. Ceci entraîne le tassement de l'échantillon qui sera dans ce cas petit, puisqu'une grande partie des vides est remplie par le bitume. Ce tassement est aussi caractérisé par une vitesse lente et ceci est dû, essentiellement, au fait que le traitement par du bitume entraîne une décroissance de la perméabilité du sol et plus celui-ci devient imperméable, plus l'écoulement d'eau à travers les vides devient lent, ce qui réduit considérablement la variation en fonction du temps du tassement du sol, causé par saturation.

L'amplitude du tassement final, dans ce cas, ne dépend pas que du volume des vides libres dans le sol, mais dépend aussi de la compressibilité du bitume libre en enrobant et les grains. Ceci explique, en premier lieu, l'uniformité de la vitesse du tassement dans ce type de traitement et, en deuxième lieu, l'augmentation du potentiel d'affaissement avec l'augmentation du taux de bitume au-delà de la teneur $T_b = 12\%$. L'existence d'une grande quantité de bitume dans les vides augmente la compressibilité du sol donc augmente la valeur de son tassement final. Après inondation, la compressibilité du sol affaissable traité devient dépendante de celle du bitume.

Sachant que la compressibilité du bitume à un instant quelconque dépend de la durée écoulée depuis l'instant de son émulsion (c'est-à-dire le degré de durcissement du bitume), on peut conclure que ce procédé est lent, et ceci conduit à noter un autre désavantage dans cette méthode de traitement.

Enfin, au-delà d'une teneur en bitume de 16 %, le sol traité devient de plus en plus imperméable, et le

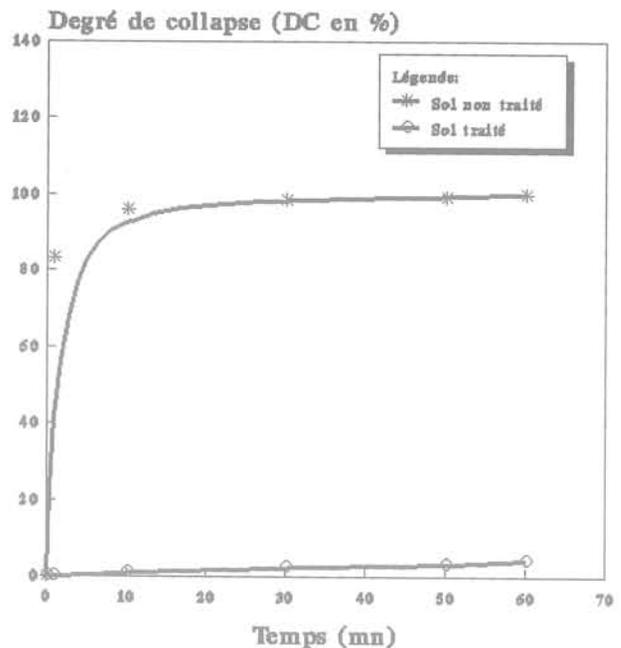


FIG. 10 Variation du degré de collapsé (DC) avec le temps (pour $W_o = 4\%$, $EC = 40$ coups et la teneur en bitume = 12 %).

mouillage de l'échantillon devient de plus en plus difficile, voire impossible. Ceci entraîne une réduction du tassement final, donc du potentiel d'affaissement, lorsque le taux du bitume est supérieur à 16 %. Ce résultat n'était pas l'objectif de cette étude, puisque l'on a cherché, évidemment, à mettre le moins possible de bitume pour des raisons économiques.

5

Conclusion

L'objet de cette recherche a été de déterminer les conditions optimales du traitement par du bitume d'un sol effondrable, de profondeur inférieure à 4 m, situé en zones arides ou semi-arides.

Les résultats montrent que, pour obtenir un sol non effondrable pour la quantité minimale d'eau retenue (4 %), il faut utiliser un taux de bitume compris entre 10 et 12 % et une énergie de compactage élevée (plus de 80 coups). Nous avons montré aussi qu'il est toujours possible d'obtenir un sol non effondrable en augmentant la teneur en bitume au-delà de 16 %, mais ce n'était pas l'objectif de cette recherche.

A l'issue de ces travaux, on doit constater que les résultats obtenus dépendent certainement de la nature des matériaux utilisés pour la reconstitution d'un sol effondrable, du mode de compactage et aussi du temps écoulé entre le traitement du sol et le moment où l'on procède à la saturation de l'échantillon dans le moule de l'œdomètre. Ce temps a une influence sur le degré de durcissement du bitume. Pour cela, nous souhaitons que d'autres études soient effectuées, en utilisant d'autres types de matériaux de reconstitution, d'autres méthodes de compactage, en faisant varier le temps de durcissement du bitume avant saturation de l'échantillon et en confirmant ces résultats sur des échantillons de sols naturels traités.

Enfin, on notera qu'il est possible d'appliquer cette méthode de traitement s'il n'existe pas d'autres procédés moins coûteux, tels que le traitement à la chaux.

Ceci est dû, essentiellement, au fait que ce type de traitement est lent et nécessite un degré de compactage plus élevé.

Bibliographie

- Ayadat T., Gherabli A. — Traitement d'un sol affaissable par du ciment CPA 325. *Annales de l'ITBTP*, n° 530, p. 34-43, janvier 1995.
- Ayadat T., Bensalem A., Bankerri A. — Traitement d'un sol affaissable par la chaux. *Revue française de géotechnique* n° 77, 1996, p. 69-72.
- Merrouche Z., Saidat A. — Traitement d'un sol affaissable par du ciment alumineux fondu. Mémoire de fin d'étude, Université de M'Sila, juin 1995.
- Ayadat T. — Collapse of stone column foundations due to inundation. A paraître dans le *Journal of Technology* (Algérie).
- Bara J.-P. — Collapsing soils. ASCE annual convention, Philadelphia 1976, reprint 1979.
- Ayadat T., Abbèche K. — Évaluation et nouvelles interprétations des critères de prédiction des sols affaissables. A paraître dans la revue *Algérie-Équipement*, 1998.
- Jennings J.P., Knight K. — A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. Proc. 6th RCMFE for Africa, p. 99-105, 1975.
- Ayadat T., Belouahri B. — Influence du coefficient d'uniformité sur le taux et l'amplitude de l'affaissement. *Revue Française de Géotechnique*, n° 76, 1996, p. 25-35.

Modélisation numérique du comportement à long terme des ouvrages souterrains

F. LAIGLE

Électricité de France
Centre national
d'Équipement hydraulique
Savoie Technolac
73373 Le Bourget-du-Lac
Cedex

P. KOLMAYER

École Centrale de Lyon
Laboratoire de Mécanique
de Génie Civil
BP 163
69131 Ecully

Résumé

De même manière que les sols, les matériaux rocheux rencontrés dans le cadre des études et réalisations d'ouvrages souterrains sont susceptibles de présenter un comportement visqueux à plus ou moins brève échéance, et sous des états de contrainte très variés, fonction de leur nature géologique. Ces phénomènes de fluage ne deviennent plus négligeables pour les excavations réalisées dans des roches sédimentaires tendres, telles que les faciès marneux des massifs molassiques. Cet article présente le développement et la mise au point d'un modèle de comportement viscoplastique, adapté au besoin de l'ingénieur d'étude, permettant de simuler le comportement à long terme d'excavations souterraines. Les hypothèses et principales équations à la base de ce modèle rhéologique sont présentées. Les possibilités de ce modèle sont exposées ainsi qu'une application concrète à un ouvrage souterrain en cours de réalisation.

Numerical modelisation for long term behaviour of underground structures

Abstract

Depending on *In Situ* state of stresses and geological characteristics, rock materials may present long term behaviour due to a « viscous » phenomenon. This behaviour has to be taken into account for underground works during design phases in view of its effects on displacements and loading estimation in supports. These creep effects aren't negligible for underground excavations in sedimentary weak rocks like molass and marls. This paper presents some results about one viscoplastic constitutive model fitted to engineers need and allowing to simulate the long term behaviour of underground excavations. Assumptions and formulation of the constitutive model are presented, illustrated by one practical example.

Introduction

Les roches, au même titre que les sols, peuvent présenter des évolutions de comportement à long terme sous l'effet d'une sollicitation extérieure. Ce phénomène est communément rattaché à la notion de viscosité du matériau, bien que sa justification physico-chimique puisse varier d'un matériau à l'autre. Cette évolution des propriétés mécaniques en fonction du temps ou de la vitesse de sollicitation se traduit, au niveau des ouvrages souterrains, par une augmentation des convergences et surtout des efforts dans les revêtements. Certaines excavations, telles que les usines hydroélectriques, au sein desquelles il existe une interaction importante entre les équipements électromécaniques et les mouvements de la caverne, nécessitent de cerner au préalable le comportement à long terme et l'amplitude des convergences sous l'effet du fluage (Fig. 1).

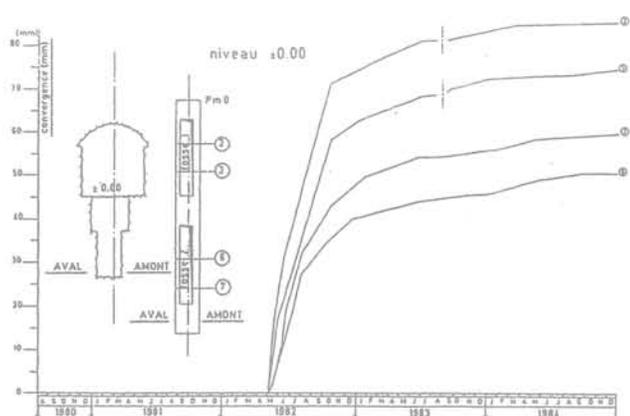


FIG. 1 Exemple de convergence à long terme des longs-pans d'une caverne hydroélectrique. Long term displacements on walls of one underground power station.

La modélisation de ce phénomène rhéologique peut être prise en compte au niveau des calculs de différentes manières plus ou moins précises. Comme ceci est couramment réalisé, il peut être possible de réduire le module d'élasticité, ou d'utiliser une approche visco-élastique. De telles modélisations restent souvent suffisantes mais relativement imprécises, en particulier si le massif est fortement sollicité ou présente une anisotropie et stratigraphie complexe.

Afin d'améliorer la modélisation de ce phénomène, le Centre National d'Équipement Hydraulique d'Électricité de France a cherché à développer un modèle rhéologique, suffisamment simple et adapté aux calculs d'ouvrages souterrains, permettant de reproduire les principaux phénomènes caractéristiques du fluage des roches. Cette loi de comportement doit s'intégrer dans le panel d'outils de modélisation numérique des ouvrages souterrains, utilisable par des ingénieurs d'étude, et dans des conditions de validité et de fiabilité optimales.

Les hypothèses de base de ce modèle sont décrites dans cet article, ainsi qu'une application concrète à un projet d'ouvrage souterrain en cours de réalisation. Lié

à ce projet, nous avons appliqué ce modèle rhéologique à une marne molassique, intermédiaire entre une roche et un sol. Il apparaît que cette loi de comportement est tout à fait applicable à d'autres problèmes de géotechnique et de mécanique des roches, moyennant une adaptation des lois d'érouissage et des paramètres.

La viscosité des roches

Lors du retour d'expérience réalisé sur le comportement à long terme d'ouvrages souterrains excavés en milieu rocheux, il est courant de constater une évolution des convergences en parois et/ou des sollicitations dans les revêtements, et ceci de nombreuses années après la fin des excavations. Ces phénomènes, représentatifs d'un comportement différé de l'encaissant, se retrouvent aussi bien dans le cas de massif de roches tendres (marne) que de roches extrêmement résistantes (granite, gneiss...). En fonction de la nature géologique de la roche, les comportements différés deviennent significatifs pour des états de contraintes très diverses, avec des amplitudes et des conséquences tout à fait différentes.

Même si ce comportement différé des roches peut être lié à divers phénomènes physico-chimiques, il est couramment associé à la notion de viscosité qui n'est que la traduction au niveau mécanique de la sensibilité vis à vis de la vitesse de sollicitation.

Cette influence de la vitesse de sollicitation est clairement illustrée sur les figures 2 et 3 qui montrent des essais de compression simple effectués par Bieniawski [1] et Peng *et al.* [2]. Dans ce cas, la viscosité de la roche a pour conséquence de modifier à la fois les comportements pré et post-pic, ainsi que l'amplitude de la résistance maximale. Ces conclusions peuvent éventuellement être discutées et partiellement remises en question en fonction d'autres résultats expérimentaux, en particulier de par les difficultés expérimentales rencontrées pour analyser les phénomènes de fluage

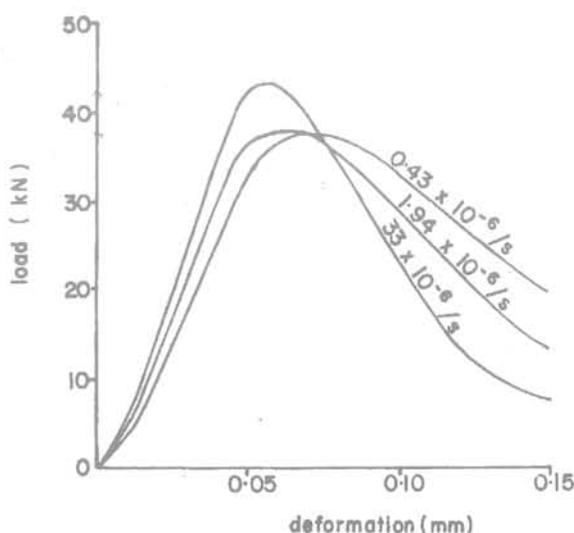


FIG. 2 Essais de compression simple sur un granite. Influence de la vitesse de déformation [1].

Unconfined compression test on granite. Influence of strain rate [1].

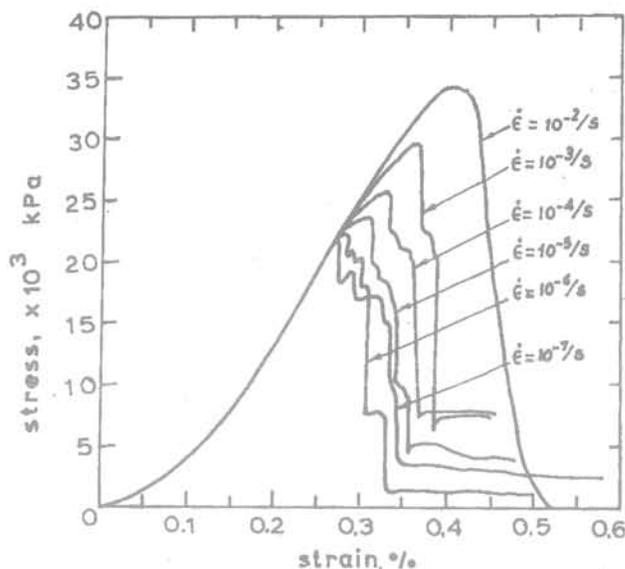


FIG. 3 Essais de compression simple sur un tuff: Influence de la vitesse de déformation [2].
Unconfined compression test on tuff: Influence of strain rate [2].

sur ces roches à proximité ou au-delà du pic de résistance. Cependant, ces résultats permettent déjà de cerner et de préciser les comportements caractéristiques qui devront être simulés par un modèle rhéologique.

Un autre type d'essai permettant de visualiser et de quantifier l'effet de la viscosité, est l'essai de fluage triaxial. Il consiste à maintenir constant un déviateur de contrainte, et à enregistrer l'évolution des déformations (Fig. 4 et 5).

L'essai de fluage montre trois phases caractéristiques correspondant à :

- un fluage amorti, avec diminution de la vitesse de déformation dans le temps. Pour des roches très résistantes, ce type de comportement est prépondérant jusqu'à des déviateurs de fluage très élevés, de l'ordre de 80 % de la résistance maximale à court terme ;
- un fluage stabilisé, à vitesse constante de déformation ;
- un fluage tertiaire qui correspond à une augmenta-

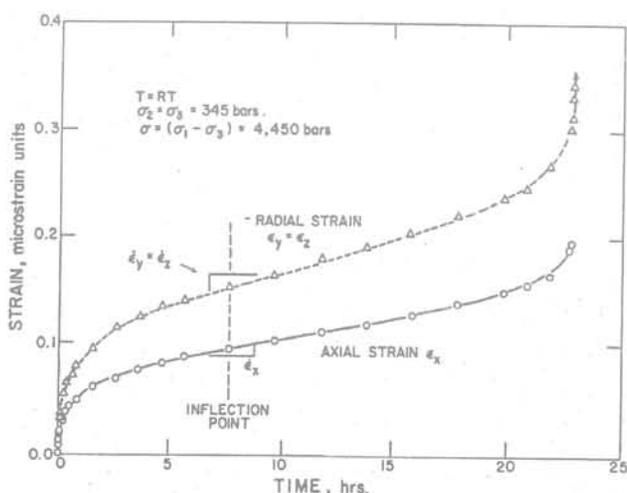


FIG. 4 Essai de fluage triaxial sur un granite [3].
Creep triaxial test on granite [3].

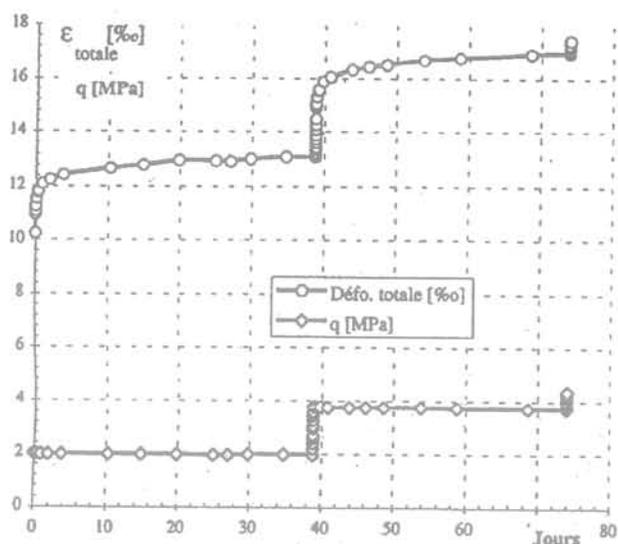


FIG. 5 Essai de fluage sur une marne [4].
Creep triaxial test on marl [4].

tion des déformations, et qui conduit à la rupture du matériau. Ce comportement ultime est grandement lié à la fragilité de la roche.

De nombreux facteurs peuvent influencer ce comportement visqueux de la roche, en particulier la température et l'humidité.

Pour justifier le fluage des roches fragiles, diverses théories ont été développées. Toutefois, dans notre cas, nous avons uniquement cherché à développer un modèle phénoménologique permettant de reproduire les principaux phénomènes décrits précédemment.

3

Présentation du modèle viscoplastique

Le modèle de comportement présenté ici n'est pas innovant de par les concepts qu'il reprend. Les notions et principales hypothèses reprises dans la suite de cet article sont effectivement déjà à l'origine de nombreuses lois de comportement.

L'idée originelle était de développer, dans un cadre industriel et en liaison directe avec les besoins liés à un projet particulier, une loi de comportement permettant de modéliser le comportement à long terme d'une excavation souterraine réalisée dans un encaissant molassique.

Dans ces conditions, le modèle réalisé devait donc être suffisamment simple d'utilisation, c'est-à-dire être fiable numériquement et permettre la réalisation de calculs d'ouvrage avec des échéances suffisamment courtes et une précision acceptable sur les résultats. Pour un ingénieur d'étude, le corollaire de cela est d'avoir un minimum de données rhéologiques à introduire. En particulier, les paramètres doivent avoir une signification physique suffisante et ne pas rester des valeurs abstraites.

En ayant précisé cela, le « cahier des charges » de ces développements était quasiment établi.

- Facilité d'utilisation par un ingénieur d'étude, en particulier dans le cadre de la démarche d'identification des paramètres.

- Possibilité de simuler les principaux comportements caractéristiques de la rhéologie d'une roche tendre. Il s'agissait, entre autre, de modéliser le comportement fragile de ces matériaux, et l'influence de la vitesse de déformation, donc de la viscosité, sur l'amplitude du pic de résistance. Un autre aspect, lié au précédent, était de pouvoir modéliser les trois phases habituelles du fluage, à savoir les fluages primaires, secondaires et tertiaires.
- Reprises de concepts théoriques relativement courants dans le domaine de la modélisation appliquée à la géotechnique. Les critères définis dans l'espace des contraintes sont du type Mohr-Coulomb, c'est-à-dire linéaires dans le plan de Mohr, et le comportement élastique est supposé linéaire, indépendant de l'état des contraintes et de la vitesse de sollicitation.
- Le fluage sous sollicitation isotrope est négligé, ce qui est tout à fait acceptable pour l'analyse des roches.
- Le modèle reprend la théorie de Perzyna, compte tenu des intérêts qu'elle présente pour ce type de modélisation, et que nous détaillons par la suite.

Le développement du modèle de comportement a donc été réalisé sur la base de ces besoins, en gardant à l'esprit que la validation ultime était l'application de cet outil à des projets d'ouvrages souterrains, avec obtention de résultats concrets directement applicables à l'étude.

3.1

Rappel sur la théorie de Perzyna

La théorie de Perzyna [5,6] fut initialement développée pour les métaux, avant d'être élargie à la modélisation du comportement viscoplastique des géomatériaux. De nombreuses lois de comportement basées sur ce principe ont ainsi été développées, essentiellement pour les sols, mais tout à fait applicables à l'étude des roches tendres telles que les marnes. Parmi ces modèles, nous pouvons citer ceux d'Adachi *et al.* [7-9], Kaliakin *et al.* [10-12], Zienkiewicz *et al.* [13, 14], Wittke [15], Aubry *et al.* [16], ou encore une adaptation viscoplastique du Cap Modele proposée par Katona [17].

Le principe de base de cette théorie est de considérer deux surfaces limites dans l'espace des contraintes. Une première surface, dite « statique », correspond à un chargement infiniment lent et sa position ne dépend que des déformations irréversibles générées. L'autre surface est appelée « surface dynamique » et évolue avec le point de charge. A partir du moment où le point de charge s'éloigne de la surface « statique », des déformations viscoplastiques sont alors engendrées. La vitesse de déformation du matériau est fonction de la distance D entre la surface dynamique et la surface statique, conformément à l'expression suivante :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^v = \mu \cdot \langle \Phi(D) \rangle \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (1)$$

$\langle \rangle$ étant les crochets de Macaulay ;
 G le potentiel plastique ;
 Φ la fonction d'écoulement ;
 μ un terme de viscosité.

Le terme $\frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$ définit la direction des déformations irréversibles. Pour les sols et roches tendres, l'expérience impose un modèle non associé afin de limiter la dilata-
 tance après introduction des déformations irréversibles.

Le terme $\langle \Phi(D) \rangle$ détermine l'amplitude de la vitesse de déformation, et une attention particulière doit être portée à l'expression retenue dans le modèle.

Le recours à la formulation de Perzyna se justifie, entre autres, par les raisons suivantes :

- une formulation des équations rhéologiques proche de celle de l'élastoplasticité à potentiel. Parmi les modèles cités précédemment, nombreux sont ceux issus d'une adaptation d'un modèle élastoplastique. Nous pouvons ainsi citer le modèle de l'École centrale de Paris, qui est un dérivé de la loi élastoplastique de Hujeux *et al.* [18], ou encore le modèle d'Adachi *et al.* [7] qui trouve ses origines dans les travaux de Roscoe ;
- le temps n'apparaît pas explicitement dans les équations du modèle. Il n'est donc pas nécessaire de définir une date origine qui empêche toute objectivité du modèle.

3.2

Définition de la fonction d'écoulement

Le choix de l'expression de la fonction d'écoulement est une hypothèse importante lors de l'écriture d'un modèle basé sur la théorie de Perzyna. De ce choix dépend l'aptitude du modèle à simuler les comportements visqueux caractéristiques des sols ou roches, ainsi que la possibilité de pouvoir déterminer et extrapoler les paramètres à différentes gammes de vitesses de sollicitations. En effet, dans le cas d'une loi viscoplastique, les paramètres qui seront identifiés à partir d'essais de laboratoire, pour des vitesses de sollicitation relativement fortes, devront pouvoir être extrapolés dans un domaine de vitesse plus faibles, représentatives des cadences de construction des ouvrages.

Expérimentalement, il est souvent admis, pour la plupart des géomatériaux, une relation linéaire entre la résistance maximale au triaxial et la vitesse de chargement, dans un plan semi-logarithmique. Retenir une fonction puissance pour $\langle \Phi(D) \rangle$ ne permet pas de retrouver une telle relation linéaire, et conduit généralement à surestimer la résistance des sols sous sollicitation extrêmement lente. Dans ces conditions, nous préconisons de retenir une relation exponentielle de la forme suivante :

$$\Phi(D) = A \cdot \left[\exp \left(\left(\frac{D}{D_0} \right)^n \right) - 1 \right] \quad (2)$$

Ce type de relation permet de retrouver par la simulation les principaux résultats expérimentaux observés sur les matériaux visqueux.

3.3

Formulation des équations

La première hypothèse du modèle consiste à décomposer le terme de déformation en trois composantes :

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^e + \dot{\epsilon}^p + \dot{\epsilon}^v \quad (3)$$

$\dot{\epsilon}$ est le taux de déformation totale ;
 $\dot{\epsilon}^e$ est le taux de déformation élastique instantanée ;
 $\dot{\epsilon}^p$ est le taux de déformation plastique instantanée ;
 $\dot{\epsilon}^v$ est le taux de déformation viscoplastique.

Dans son domaine purement élastique, le matériau est supposé avoir un comportement élastique linéaire isotrope. Ainsi les contraintes et les déformations sont-elles liées par une matrice inversible à valeurs constantes.

$$\epsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} \cdot \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij} \quad (4)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1-2 \cdot \nu)} \quad (5)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\nu)} \quad (6)$$

L'activation du mécanisme élastoplastique est régie par une surface de charge F de type Mohr-Coulomb. L'amplitude des déformations élastoplastiques est déterminée à partir de la règle de normalité et de consistance et du potentiel plastique G . La surface de charge est définie par la cohésion C et l'angle de frottement Φ du matériau et le potentiel par l'angle de dilatanse ψ .

$$F = \sigma_1 - \frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi} \cdot \sigma_3 - 2 \cdot C \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\Phi}{1-\sin\Phi}} \quad (7)$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \cdot \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (8) \quad \text{si } F=0 \text{ et } d\sigma > 0$$

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = 0 \quad (9) \quad \text{si } F < 0 \text{ ou si } F=0 \text{ et } d\sigma < 0$$

Le mécanisme visqueux est activé dès que la sur-contrainte définie au sens de la théorie de Perzyna est strictement positive, c'est-à-dire dès que le point de charge franchi la surface statique. L'expression de cette surface, appelée « surface viscoplastique », est voisine de celle de Mohr-Coulomb et nécessite l'introduction de deux nouveaux paramètres C_{Π} et Φ_{Π} .

$$F_{\Pi} = \sigma_1 - \frac{1+\sin\Phi_{\Pi}}{1-\sin\Phi_{\Pi}} \cdot \sigma_3 - 2 \cdot C_{\Pi} \cdot \sqrt{\frac{1+\sin\Phi_{\Pi}}{1-\sin\Phi_{\Pi}}} \quad (10)$$

La vitesse de déformation plastique est alors fonction de la distance entre le point de charge et cette surface limite.

$$\dot{\epsilon}_{ij}^v = \langle \phi(D) \rangle \cdot \frac{\partial G_{\Pi}}{\partial \sigma_{ij}} \quad (11)$$

$\dot{\epsilon}_{ij}^v$ est la vitesse de déformation viscoplastique ; $\phi(D)$ est la fonction d'écoulement définie en [2] ;

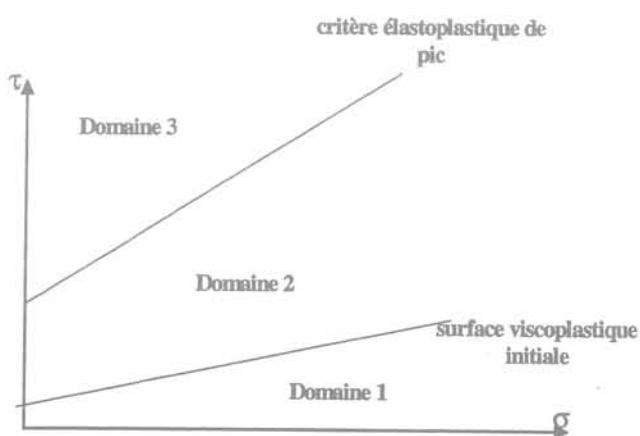


FIG. 6 Représentation des critères élastoplastique et viscoplastique dans le plan de Mohr. Elastoplastic and viscoplastic criteria.

$\frac{\partial G_{\Pi}}{\partial \sigma_{ij}}$ détermine la direction dans l'espace des déformations, à partir de la définition d'une surface de potentiel que nous supposons identique à F_{Π} , « surface viscoplastique » (modèle associé).

Afin de modéliser le comportement fragile du matériau, un écrouissage de la surface de charge F est réalisé, à travers une réduction des caractéristiques mécaniques C et Φ . La variable d'écrouissage considérée correspond à la déformation déviatoire irréversible totale ϵ_d^{vp} , c'est-à-dire celle générée par les mécanismes élastoplastiques et viscoplastiques.

$$\epsilon_d^{vp} = \epsilon_d^p + \epsilon_d^v \quad (12)$$

$$\dot{\epsilon}_d^{vp} = \left\{ \frac{1}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_1^{vp} - \dot{\epsilon}_m^{vps})^2 + \frac{1}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_m^{vps})^2 + \frac{1}{2} \cdot (\dot{\epsilon}_3^{vp} - \dot{\epsilon}_m^{vps})^2 \right\}^{1/2} \quad (13)$$

$$\dot{\epsilon}_m^{vps} = \frac{1}{3} \cdot (\dot{\epsilon}_1^{vp} + \dot{\epsilon}_3^{vp}) \quad (14)$$

Par l'intermédiaire de cet écrouissage en déformation, un couplage des différents mécanismes est réalisé. La génération de déformations viscoplastiques entraîne une diminution de la cohésion et de l'angle de frottement du matériau. Dans ces conditions, nous constatons que l'amplitude du pic de résistance est fonction de la vitesse de sollicitation, et il est donc d'autant plus bas que la vitesse de chargement est faible.

Cette fonction d'écrouissage peut être définie analytiquement ou point par point. Pour les applications réalisées jusqu'à présent, nous avons supposé une fonction linéaire par morceaux (Fig. 7).

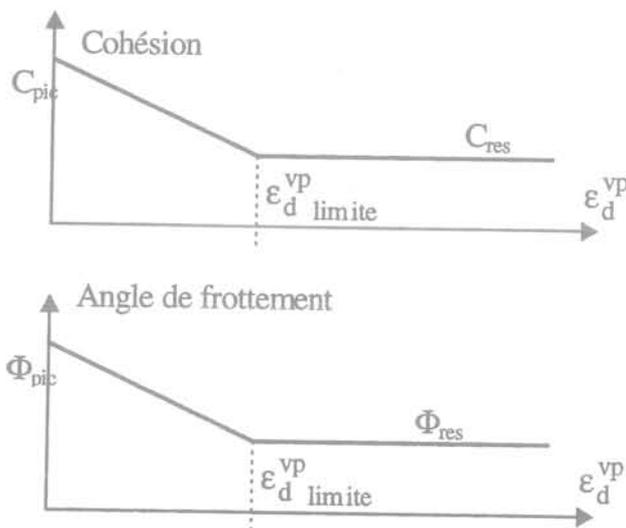


FIG. 7 Lois d'évolution retenues pour l'écrouissage du critère élastoplastique. Hardening laws for elastoplastic behaviour.

Les critères définis précédemment délimitent alors, dans l'espace des contraintes, quatre domaines (Fig. 8) :

- **Domaine 1**, dans lequel le matériau présente un comportement élastique linéaire (Fig. 9).
- **Domaine 2**, au-delà de la surface viscoplastique, mais en deçà du critère élastoplastique résiduel.

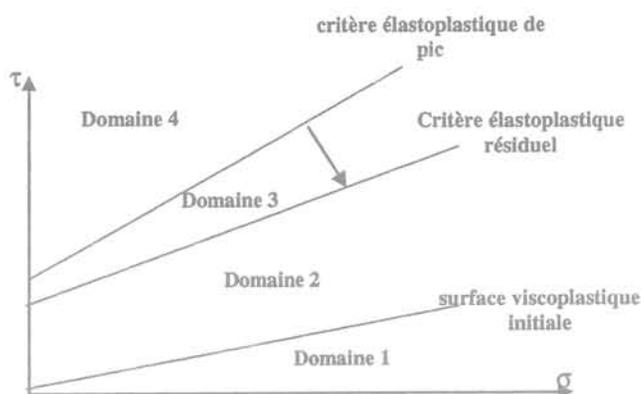


FIG. 8 Représentation des critères élastoplastique et viscoplastique dans le plan de Mohr. Elastoplastic and viscoplastic criteria.

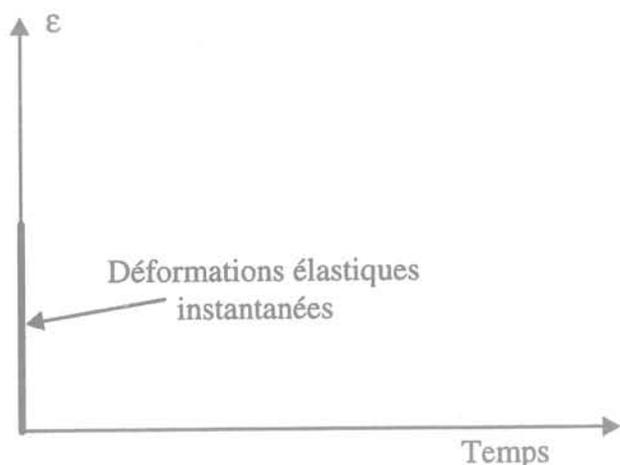


FIG. 9 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 1. Creep test simulation when the loading point is in the domain 1.

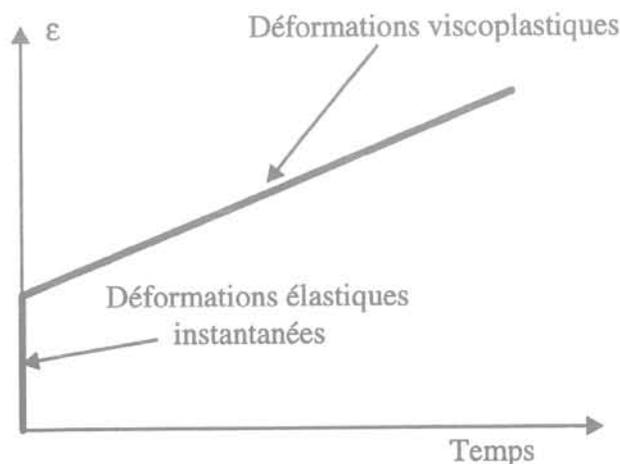


FIG. 10 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 2. Creep test simulation when the loading point is in the domain 2.

Lorsque le point de charge se trouve dans cette zone, des déformations irréversibles sont créées par activation du mécanisme viscoplastique. Le critère élastoplastique évolue, de part l'écroutissage. La surface de fluage étant supposée fixe, la simulation d'un essai de fluage triaxial montrerait une vitesse de déformation constante, directement fonction de la distance entre le point de charge et cette surface. On ne peut, dans ce cas présent, que simuler un fluage stabilisé, ou secondaire (Fig. 10).

- **Domaine 3** : Comme précédemment, seul le mécanisme viscoplastique est activé. Cependant, compte tenu de l'écroutissage du critère élastoplastique, le point de charge atteindra à un moment donné, la surface de charge élastoplastique. Des déformations plastiques instantanées seront alors créées, permettant de simuler une rupture du matériau, et donc éventuellement un fluage tertiaire (Fig. 11).
- **Domaine 4** : Ce domaine est situé au-delà de la surface de charge élastoplastique, et il est donc inaccessible. La présence de la surface limite élastoplastique a l'avantage de limiter la position du point de charge à un domaine restreint, tout au moins en cisaillement. Ceci pallie le défaut principal de certains modèles de comportement basés sur le principe de Perzyna qui, en ne dissociant pas les déformations élastoplastiques et viscoplastiques, ne limitent pas les mouvements du point de charge dans l'espace des contraintes.

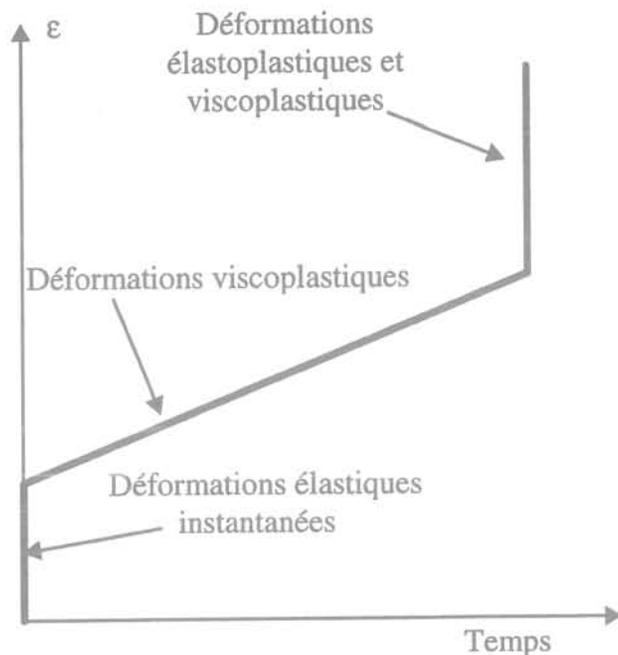


FIG. 11 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 3. Creep test simulation when the loading point is in the domain 3.

Dans ces conditions, le modèle exposé ne peut pas simuler une phase de fluage primaire. Afin de pallier ce défaut, la surface viscoplastique peut être écroutie. Elle évolue alors de sa position initiale caractérisée par C_n et $\Phi_{n'}$ vers une nouvelle position définie par 2 nouveaux paramètres qui sont $C_{n, \text{res}}$ et $\Phi_{n', \text{res}}$. Cet écroutissage est régi par les déformations déviatoires irréversibles totales ϵ_d^{vp} .

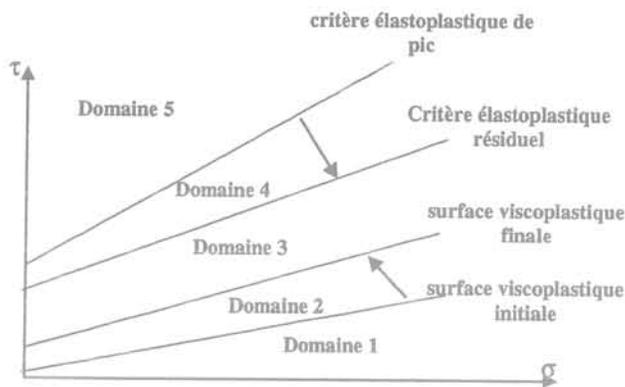


FIG. 12 Représentation des critères élastoplastique et viscoplastique dans le plan de Mohr. Elastoplastic and viscoplastic criteria.

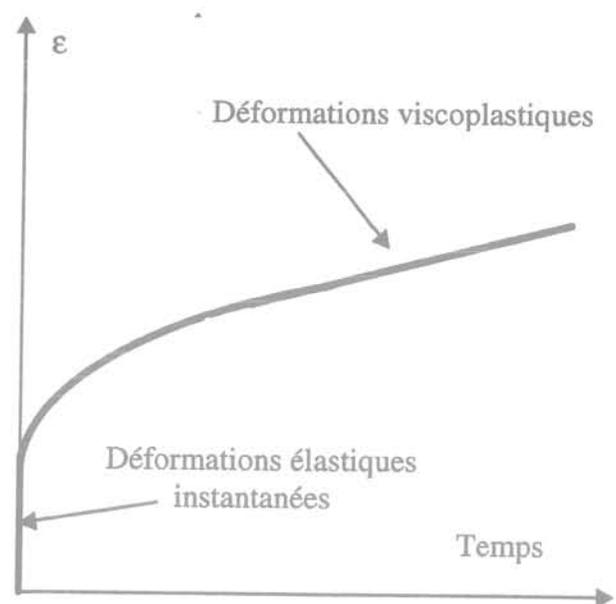


FIG. 15 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 3. Creep test simulation when the loading point is in the domain 2.

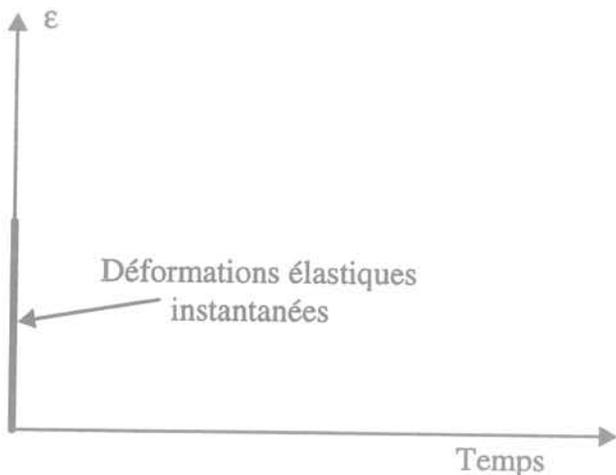


FIG. 13 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 1. Creep test simulation when the loading point is in the domain 1.

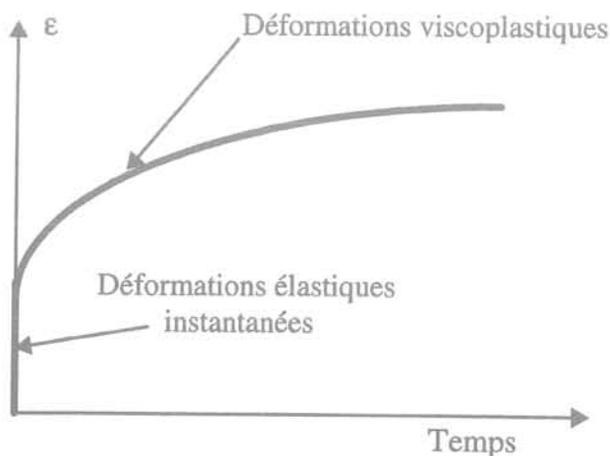


FIG. 14 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 2. Creep test simulation when the loading point is in the domain 2.

L'espace des contraintes est alors décomposé en cinq domaines de comportement (Fig. 12).

- **Domaine 1** : Le comportement est élastique linéaire (Fig. 13).
- **Domaine 2** : Des déformations viscoplastiques sont créées. Elles entraînent simultanément un écrouissage du critère élastoplastique et de la surface de fluage initiale. Si le point de charge reste immobile, la surface de fluage va alors se rapprocher de celui-ci en entraînant une diminution de la vitesse de déformation qui s'annulera lorsque le point de charge sera situé sur la surface viscoplastique. On simule ainsi un fluage primaire (Fig. 14).
- **Domaine 3** : Seules des déformations viscoplastiques sont générées. Si le point de charge se situe dans ce domaine, il est alors possible de modéliser un fluage primaire (évolution de la surface viscoplastique initiale vers la surface viscoplastique finale), suivi d'un fluage secondaire (Fig. 15).
- **Domaine 4** : En fonction du calage des paramètres, il est alors possible de simuler les trois phases d'un essai de fluage. Le fluage primaire, en début d'essai, est obtenu durant l'écrouissage de la surface de fluage. Le fluage secondaire correspond à l'intervalle de temps durant lequel la surface de fluage n'évolue plus (surface de fluage finale) et avant que le critère élastoplastique ait atteint le point de charge. Enfin, le fluage tertiaire est modélisé lorsque le critère élastoplastique est descendu et a atteint le point de charge.
- **Domaine 5** : Il s'agit d'un domaine inaccessible au-delà de la surface de charge élastoplastique.

En fonction des informations disponibles sur le comportement du matériau étudié, de l'avancement des études, et du degré de précision que l'on attend sur les résultats issus de la modélisation, le modèle de comportement peut être mis en œuvre en bloquant certains mécanismes. Trois niveaux d'utilisation peuvent être retenus, présentés dans le tableau I.

TABEAU I Niveaux de modélisation et conséquences sur la simulation d'un essai de fluage.
Creep test simulation versus kind of modelisation.

Niveau de modélisation	Écrouissage de la surface de charge élastoplastique	Écrouissage de la surface viscoplastique	Modélisation d'un essai de fluage
1	non	non	fluage secondaire
2	oui	non	fluage secondaire et tertiaire
3	oui	oui	fluage primaire, secondaire et tertiaire

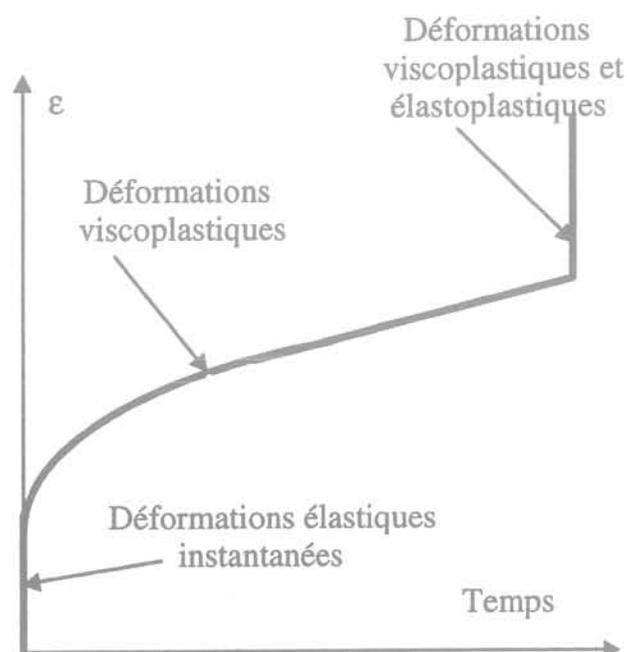


FIG. 16 Simulation d'un essai de fluage si le point de charge se trouve dans le domaine 3.
Creep test simulation when the loading point is in the domain 3.

3.4

Paramètres rhéologiques

En dehors des paramètres d'élasticité et d'élastoplasticité, que l'ingénieur se doit de déterminer pour effectuer un calcul d'ouvrage souterrain, seuls quatre à huit paramètres supplémentaires doivent être déterminés suivant le niveau de modélisation requise. Ces paramètres sont liés au mécanisme viscoplastique, et nous nous attarderons uniquement sur leur identification.

La définition de la fonction d'écoulement $\langle \Phi(D) \rangle$ nécessite deux paramètres, notés A et n.

Le coefficient A s'exprime en s^{-1} , tandis que « n » n'a pas d'unité. Ce dernier peut être déduit du coefficient de consolidation secondaire C_{α} par l'intermédiaire de la relation suivante :

$$C_{\alpha} = \frac{\lambda - \kappa}{(1+e) \cdot n} \quad (15)$$

TABEAU II Paramètres rhéologiques en fonction du niveau de modélisation.
Rheological parameters for each kind of modelisation.

Niveau de modélisation	1	2	3
Paramètres d'élasticité			
E	x	x	x
ν	x	x	x
Paramètres d'élastoplasticité Résistance de pic			
Angle de frottement ϕ_{pic}	x	x	x
Cohésion C_{pic}	x	x	x
Angle de dilatace ψ_{pic}	x	x	x
Paramètres d'élastoplasticité Résistance résiduelle			
Angle de frottement ϕ_{res}		x	x
Cohésion C_{res}		x	x
Angle de dilatace ψ_{res}		x	x
Paramètres viscoplastiques Critère initial			
Angle du critère ϕ_{i1}	x	x	x
Cohésion du critère C_{i1}	x	x	x
Paramètres viscoplastiques Critère final			
Angle du critère $\phi_{f1, res}$			x
Cohésion du critère $C_{f1, res}$			x
Fonction d'écrouissage			
Critère élastoplastique		x	x
Critère viscoplastique			x
Fonction d'écoulement viscoplastique			
A	x	x	x
n	x	x	x
Nombre de paramètres	9	13	16

λ est la pente de la courbe vierge de compression isotrope dans le plan $(e_v, \ln(P))$;
 κ est la pente de déchargement-rechargement isotrope dans le plan $(e_v, \ln(P))$.

Il n'existe pas de règle pour A, mais l'on peut s'inspirer des propositions de Katona :

Mc Cormick Ranch Sand	$A = 0,001 /s$
Solenhofen Limestone	$A = 0,2e-9 /s$
Roche tendre sédimentaire	$A = 0,5e-5 /s$

L'étape suivante consiste à positionner les critères viscoplastiques, initial et, éventuellement, final. Le calage de ces critères peut être réalisé à partir de l'analyse comparative d'essais de fluage à différentes contraintes de confinement et différents déviateurs de fluage. Ceci permet de définir approximativement le déviateur à partir duquel le fluage apparaît (critère viscoplastique initial), et à partir duquel le fluage n'est plus amorti (critère viscoplastique final).

Enfin, il est nécessaire de définir la fonction d'érouissage du critère viscoplastique. La définition de cette loi d'érouissage n'est pas directe, et nécessite une démarche itérative, par modélisations successives d'essais de fluage.

4

Modélisation d'essais de laboratoire

Afin de démontrer la capacité du modèle à reproduire les comportements caractéristiques d'un matériau visqueux, nous avons cherché à simuler la réponse d'une roche le long de chemins de sollicitations homogènes.

Les paramètres utilisés pour ces simulations sont représentatifs d'une marne raide.

4.1

Essai triaxial à différentes vitesses de sollicitation

Des essais triaxiaux à vitesse de déformation imposée ont été simulés, pour une même contrainte de confinement. Pour chacun de ces essais, nous avons fait varier la vitesse de chargement. Sur la figure 17, nous

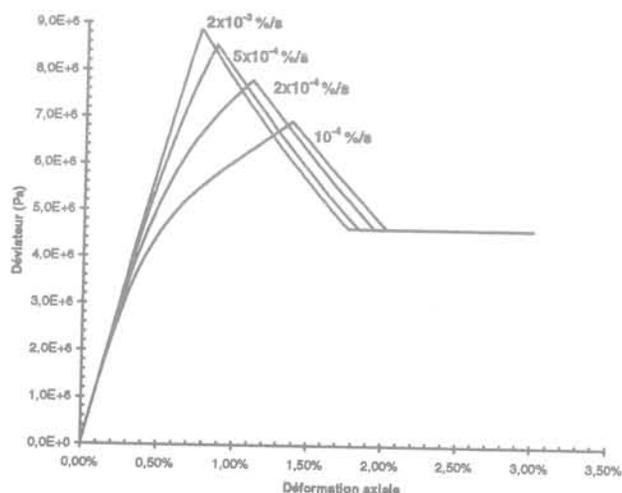


FIG. 17 Simulation d'essais triaxiaux de compression à différentes vitesses de sollicitation. Triaxial compression tests for several strain rates.

TABLEAU III Jeu de paramètres pour une marne raide. Set of parameters for a hard marl.

Paramètres élastiques	
E	1,2 GPa
ν	0,3
Paramètres d'élastoplasticité Résistance de pic	
Angle de frottement ϕ_{pic}	20°
Cohésion C_{pic}	1,7 MPa
Paramètres d'élastoplasticité Résistance résiduelle	
Angle de frottement ϕ_{res}	15°
Cohésion C_{res}	0,7 MPa
Paramètres viscoplastiques Critère initial	
Angle du critère ϕ_{fi}	2°
Cohésion du critère C_{fi}	0,17 MPa
Paramètres viscoplastiques Critère final	
Angle du critère $\phi_{fi,res}$	10°
Cohésion du critère $C_{fi,res}$	0,85 MPa
Fonction d'érouissage	
Critère élastoplastique	$\epsilon_{d\ limite}^{vp} = 1\%$
Critère viscoplastique	$\epsilon_{d\ limite}^{vp} = 1\%$
Fonction d'écoulement viscoplastique	
A	$8 \times 10^{-8} s^{-1}$
n	3

constatons que le matériau présente un pic de résistance d'autant plus marqué que la vitesse de déformation est élevée. Compte tenu de la formulation du modèle, la résistance ultime du matériau, après rupture, n'est pas influencée par la vitesse de sollicitation.

Ce résultat est tout à fait comparable, qualitativement, à celui présenté sur la figure 2, et qui concernait des essais de compression simple sur un grès.

Si nous reportons la résistance maximale atteinte en fonction du logarithme de la vitesse de déformation (Fig. 18), nous obtenons une courbe sensiblement linéaire sur une plage de vitesse de déformation, et admettant deux asymptotes en résistance :

- une valeur maximale correspondant à la résistance de pic obtenue sur un essai de laboratoire rapide ;
- une valeur minimale correspondant à la résistance résiduelle du matériau.

4.2

Essai de fluage

La figure 19 représente une série d'essais de fluage, réalisés pour une même contrainte de confinement, mais pour différents déviateurs de contrainte.

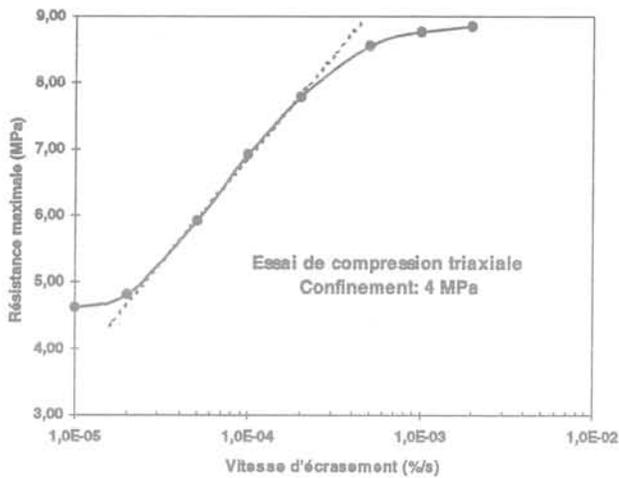


FIG. 18 Evolution de la résistance maximale en fonction de la vitesse de sollicitation. Maximal strength vs strain rate.

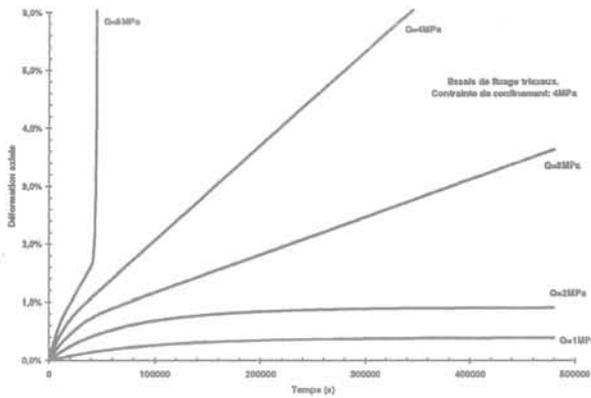


FIG. 19 Simulations d'essais de fluage triaxial. Simulations of triaxial creep tests.

Compte tenu des caractéristiques mécaniques retenues, nous constatons sur la figure précédente, que :

- les courbes correspondant aux deux plus faibles déviateurs permettent de retrouver un fluage amorti, puisque l'état des contraintes est tel que le point de charge représentatif se situe en dessous du critère viscoplastique final ;
- les courbes correspondant aux déviateurs de 3 et 4 MPa reproduisent un fluage stabilisé, à vitesse constante ;
- enfin, pour un déviateur de 5 MPa, le point de charge se positionne au-delà du critère élastoplastique résiduel, ce qui entraîne l'apparition d'un fluage tertiaire, et donc d'une rupture du matériau.

5

Implantation dans FLAC

FLAC est un logiciel développé pour la simulation de calcul en mécanique et plus particulièrement pour les ouvrages souterrains. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il

utilise la théorie des différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressource mémoire, mais un grand nombre d'itérations. Souple et interactif, il est d'un usage facile pour l'utilisateur.

Deux facteurs facilitent l'intégration de nouvelles lois de comportement :

- le découplage total existant entre le schéma numérique de résolution des équations dynamiques ;
- la simplicité et la convivialité du macrolangage FISH.

Le principe d'intégration d'une loi viscoplastique dans ce logiciel est le suivant :

L'incrément de déformation est supposé entièrement élastique. L'incrément de contrainte qui en découle se traduit aisément par la relation linéaire de Hooke. A partir du nouvel état des contraintes, on calcule la fonction de charge. Si le critère est franchi, on ramène l'état de contrainte sur ce dernier ; sinon le calcul se poursuit normalement.

Dans le cas viscoplastique, il faut introduire deux types de correction : une correction plastique, correspondant au cas explicite ci-dessus, et une correction visqueuse dès lors que la surcontrainte est positive. A la différence du cas plastique, il n'est plus possible de calculer de manière explicite le nouvel état de contrainte du fait de la non-linéarité de la loi d'écoulement visqueuse. De plus, le pas de temps, qui n'était qu'un outil numérique en élastoplasticité, acquiert maintenant une signification physique. Pour limiter les erreurs, on choisit de restreindre volontairement le pas de temps. On pourra alors considérer que la surcontrainte est constante pendant la durée dt et obtenir les incréments de déformation et de contrainte visqueux. La surcontrainte, qui devrait être modifiée, sera peu affectée par cette correction et l'hypothèse précédente est alors justifiée. Pour une faible valeur de la surcontrainte ce n'est plus exact, mais la déformation visqueuse peut alors être négligée devant la déformation élastique.

Cette solution est particulièrement intéressante parce que FLAC offre des facilités pour contrôler le pas de temps. En particulier, il est possible de contrôler son évolution en fonction du déséquilibre maximal de la structure. Cette solution assure à l'utilisateur la finesse en début de calcul et une optimisation du pas de temps si on tend vers l'équilibre.

6

Application à un ouvrage souterrain

En 2004, le CERN mettra en service le LHC (Large Hadron Collider) qui permettra d'explorer et d'étudier des particules de la matière extrêmement petites, nécessitant de mettre en œuvre des énergies toujours plus élevées. Ce grand collisionneur de hadrons est un accélérateur de particules qui utilisera les 27 km de l'anneau du LEP. Les faisceaux de protons seront accélérés avant d'être injectés dans le LHC, générant une énergie de collision de 14 TeV environ.

Sur le plan du génie civil, ce projet nécessite la réalisation de différents ouvrages neufs, disposés sur l'axe de l'anneau du LEP, et de bâtiments de surface.

A l'automne 1995, le CERN a lancé une consultation internationale pour la maîtrise d'œuvre de la réalisation de ces ouvrages. EDF, en partenariat avec le bureau d'étude britannique Knight Piesold Limited, a été chargé des études et du suivi de réalisation du lot 1 qui consiste en l'exécution de plusieurs cavernes, puits et

galeries disposés à proximité immédiate du LEP, ainsi qu'en la réalisation de bâtiments de surface.

D'un point de vue technique, l'étude et la conception des excavations souterraines du lot 1, sont extrêmement complexes compte tenu des dimensions exceptionnelles des cavernes et de la proximité des différentes excavations. La figure 20 montre les volumes excavés, sachant qu'une partie de ces excavations existe déjà. Les principaux ouvrages à réaliser sont les suivants :

- La caverne principale UX15, d'une portée de 35 m, d'une hauteur de 42 m, et d'une longueur de 56 m. Cette caverne est quatre fois plus volumineuse que la plus grande des cavernes réalisée pour le LEP.
- La grande caverne auxiliaire USA15, d'une portée de 22 m, d'une hauteur de 17 m et d'une longueur de 63 m. Cette caverne est perpendiculaire à la précédente.

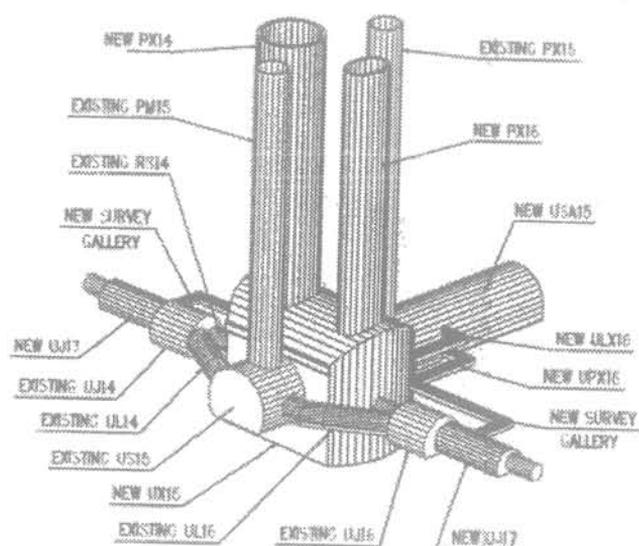


FIG. 20 Vue d'ensemble des excavations du lot 1 du projet LHC.
General view of lot 1 underground excavations.

- Deux puits circulaires PX14 et PX16, de diamètres respectifs 18 m et 12,6 m.
- Plusieurs tunnels et galeries de jonction.

6.1

Contexte géologique et géotechnique

Les ouvrages ont une couverture variant entre 70 m et 110 m d'épaisseur, dans la molasse tertiaire du bassin genevois. Cette molasse est constituée d'une alternance, en banc d'épaisseur décimétrique à métrique, de grès durs, de grès tendres, de grès marneux, de marnes sableuses et de marnes. Au droit du site, ces niveaux se présentent sous forme de strates relativement horizontales.

D'un point de vue géotechnique, les horizons les plus défavorables correspondent à des couches essentiellement marneuses, présentant un faciès « grumeleux », et possédant des caractéristiques relativement faibles. De plus, ce faciès de marne apparaît extrême-

ment sensible à l'eau, le déconfinement est susceptible de s'accompagner d'un gonflement important, et un fluage à moyen terme, dès les premiers mois d'excavation, est probable.

Ce comportement visqueux des couches marneuses et son influence sur le comportement des ouvrages en phase d'excavation ont ainsi été analysés numériquement, en mettant en œuvre différentes approches, dont la loi rhéologique présentée dans cet article.

6.2

Ouvrage étudié

Nous présentons ici l'application du modèle viscoplastique à l'étude du comportement de la caverne USA15 latérale. Si nous nous positionnons suffisamment loin des longpans de la caverne principale UX15, une analyse bidimensionnelle de l'USA15 est envisageable.

Le profil stratigraphique au droit de la caverne USA15 est représenté sur la figure 21. En sombre sont représentées les couches de marne de faible qualité mécanique, susceptibles de présenter un fluage durant la période de chantier. Nous supposons donc que les déformations visqueuses se localiseront uniquement dans ces couches marneuses.

La stratigraphie constatée au niveau de l'USA15 est relativement défavorable pour la stabilité de l'ouvrage. Des couches de marne sont disposées immédiatement en clé de voûte et en dessous du radier. Compte tenu de l'état des contraintes initiales, qui correspond à une contrainte principale majeure horizontale, ces couches sont susceptibles de se déformer et d'être cisailées, aussi bien en cours d'excavation qu'à long terme. Une couche marneuse d'épaisseur importante est positionnée au droit des reins de la caverne, dans une zone soumise à des efforts de compression verticaux importants cisillant la marne.

Immédiatement en fin d'excavation, le soutènement définitif de la caverne est mis en place. Il correspond à un béton coffré d'épaisseur 1 m en voûte et piédroits, et de 2 m en radier. Ce soutènement étant mis en œuvre après excavation, il ne reprend initialement aucune sollicitation, et ne travaillera que sous l'effet du comportement à long terme des couches marneuses.

Associé à ce soutènement, des boulons sont mis en place dans le terrain, ceci durant la phase d'excavation. Ces boulons sont explicitement pris en compte dans le modèle, par l'intégration d'éléments de structure travaillant uniquement à l'effort normal, et liés au terrain par l'intermédiaire d'une loi d'interface régissant le transfert d'effort depuis le terrain vers la barre.

6.3

Démarche de calcul

L'analyse du comportement de la caverne peut être réalisée selon deux démarches chronologiques de calcul :

– une première approche consisterait à modéliser aussi bien la phase d'excavation que le long terme en utilisant le modèle viscoplastique. Il est alors nécessaire de définir la durée de chaque phase d'excavation et la chronologie envisagée des travaux. Ceci est relative-

Dans ces conditions, le comportement du massif est étudié en analysant les déformations déviatoires totales, englobant aussi bien les déformations élastiques que plastiques et viscoplastiques. Ce mode d'interprétation permet à la fois de comprendre le comportement de l'ouvrage en visualisant l'éventuelle cinématique de rupture, mais aussi de localiser les zones susceptibles d'être en rupture. La figure 22 représente les isovalues de ces déformations en fin d'excavation.

Les amplitudes de déformations de cisaillement restent très faibles, pour atteindre très localement une valeur maximale de 0,6%. En fin d'excavation, de telles déformations ne correspondent qu'à une très faible plastification des couches de marne, uniquement localisée en partie inférieure des piédroits.

La figure 23 représente les déplacements verticaux du terrain en fin d'excavation.

6.5

Comportement à long terme

Une fois l'excavation terminée, le mécanisme viscoplastique peut alors être activé dans les éléments représentatifs des horizons marneux. Il est alors intéressant d'étudier l'évolution des déformations dans le massif et, en particulier, dans les couches marneuses, ainsi que leurs conséquences sur les convergences en paroi et sur les sollicitations induites dans les structures définitives.

Les résultats correspondent à une durée de fluage de 2 ans environ. Aucune évolution des sollicitations et déformations n'est alors perceptible par le calcul au bout de ce laps de temps.

La figure 24 montre les isovalues des déformations de cisaillement à long terme. Ce résultat est à comparer à celui de la figure 22.

Nous constatons que le volume de massif influencé par le creusement de la cavité est plus important à long terme, puisque des déformations apparaissent dans des couches marneuses relativement éloignées de l'ouvrage. Ceci est très clair au-dessus de la voûte et en dessous du radier.

L'accroissement des déformations de cisaillement est important à proximité immédiate des parois de la

caverne, en particulier au niveau des couches de marne interceptant les piédroits ou se situant immédiatement en dessous du radier. Cependant, l'amplitude maximale de ces déformations reste très faible, de l'ordre de 0,6% environ, ce qui n'est pas considéré comme pathologique pour ce type de terrain.

La conséquence de ces déformations du massif est l'augmentation des déplacements sur les parois de la cavité. Le tableau IV présente les déplacements liés au fluage des couches de marne, en radier.

Au-delà de 4 mètres de profondeur, il existe encore un déplacement important dû au fluage. Ceci démontre l'importante zone influencée par l'excavation en dessous de l'ouvrage.

Le tableau V présente les déplacements horizontaux au niveau des piédroits.

TABLEAU IV Déplacement vertical sous le radier.
Vertical displacements under the invert.

Profondeur sous la base du radier	Déplacement dû au fluage
0	+ 2,4 cm
1,4m	+ 2,0 cm
2,3m	+ 1,6 cm
4,6m	+ 1,6 cm

TABLEAU V Déplacement horizontal.
Horizontal displacements.

Distance par rapport à la paroi (Reins)	Déplacement dû au fluage
0	+ 0,9cm
1,2 m	+ 0,7 cm
2,2 m	+ 0,5 cm
4,2 m	+ 0,2 cm

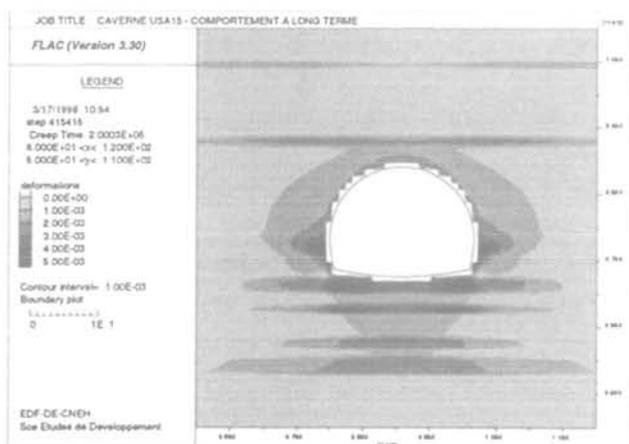


FIG. 24 Déformations de cisaillement à long terme.
Shear strains at long term.

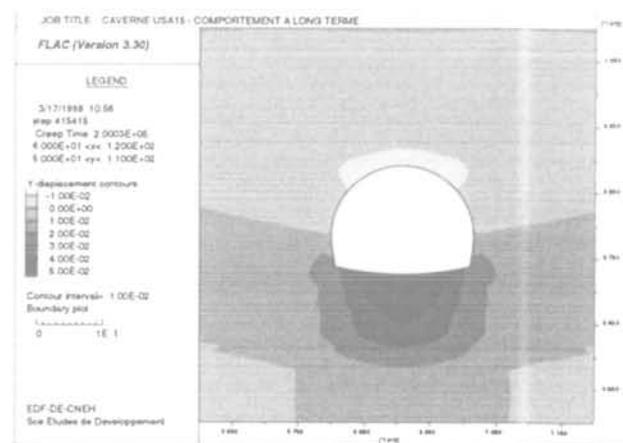


FIG. 25 Déplacements verticaux du massif à long terme.
Vertical displacements at long term.

L'augmentation des déplacements est plus faible horizontalement, compte tenu de la présence des couches de grès et grès-marneux dont le fluage n'est pas pris en compte dans ces calculs. Ces couches créent un freinage des bancs marneux, limitant les déplacements. De plus, compte tenu de l'état des contraintes initiales, les déformations de cisaillement sont plus faibles en piédroits.

Durant la phase de fluage, les soutènements définitifs sont supposés réalisés. Compte tenu de leur rigidité, des sollicitations sont générées dans le béton durant cette période. Le tableau VI présente les résultantes des efforts en radier et en clé de voûte. Ces efforts sont uniquement dus à l'effet du fluage.

Le revêtement le plus sollicité correspond au béton du radier, ce qui est logique compte tenu de la géométrie de la caverne, de la stratigraphie et des contraintes initiales.

En clé de voûte, la seule sollicitation significative est l'effort normal.

7

Conclusion

Les phénomènes de « viscosité » des roches, qui se traduisent au niveau des ouvrages souterrains par des évolutions à long terme des déplacements (fluage) ou des contraintes (relaxation), ont une relative importance, dès lors qu'ils peuvent conduire à des ruptures localisées du massif ou à des désordres et dysfonctionnement des équipements internes installés dans les cavités. Cette notion de « fluage », au sens usuel du terme, se retrouve aussi bien dans des massifs constitués de roches résistantes (granite...) que de roches sédimentaires de faible résistance (molasses...). Les conditions physico-chimiques et les contraintes internes du massif devant, bien entendu, être très différentes selon le cas, pour constater une évolution dans le temps des ouvrages.

Bibliographie

- [1] Bieniawski Z.T. – Time dependant behaviour of fractured rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 2, 1970, p. 123-137.
- [2] Peng S., Podnieks E.R. – Relaxation and the behaviour of failed rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 9, 1972, p. 699-712.
- [3] *Handbook of Physical Properties of Rocks*. Vol. III., Ed. Robert Carmichael.
- [4] Kharchafi M., Descœudres F. – Comportement différé des roches marneuses encaissant les tunnels. Colloque International Craies et schistes, GBMR, Bruxelles, 20-22 mars 1995.
- [5] Perzyna P. – The constitutive equations for rate sensitive plastic materials. *Quart. Appl. Math* (20), p. 321-332.
- [6] Perzyna P. – *Fundamental problems in viscoplasticity*. *Advances Applied Mechanics*. Academic Press, New York and London, 1966.
- [7] Adachi T., Oka F. – Constitutive equations for normally consolidated clays based on elasto-viscoplasticity. *Soils and Foundations*, vol. 22 (n° 4), 1982, p. 57-70.
- [8] Adachi T., Okano M. – A constitutive model for normally consolidated clays. *Soils and Foundations*, vol. 14 (n° 4), 1974.
- [9] Akai K., Adachi T., Ando N. – Existence of a unique stress-strain-time relation of clays. *Soils and Foundations*, vol. 15 n° 1, 1975.
- [10] Dafalias Y.F. – Bounding surface elastoplasticity for particulate cohesive media. IUTAM Conference on Deformation and Failure of Granular Material, Delft, 31 Aug.-3 Sept. 1982.
- [11] Kaliakin V.N., Dafalias Y.F. – Theoretical aspects of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Soils and Foundations* vol. 30, n° 3, sept. 1990, p. 11-24.
- [12] Kaliakin V.N., Dafalias Y.F. – Verification of the elastoplastic-viscoplastic bounding surface model for cohesive soils. *Soils and Foundations*, vol. 30, n° 3, sept. 1990, 25-36.
- [13] Zienkiewicz O.C., Corneau I.C. – Viscoplasticity. Plasticity and creep in elastic solids. A unified numerical solution approach. *Int J for Numerical Methods in Engineering*, vol. 8, 1974, p. 824-845.
- [14] Zienkiewicz O.C. - Humpheson C. - Lewis R.W. – Associated and non-associated visco-plasticity and plasticity in soils mechanics. *Géotechnique* 25. n°4, pp671-689. 1975.
- [15] Wittke W. – *Rock Mechanics. Theory and Applications with case histories*.
- [16] Aubry D., Kodaissi E., Meimon Y. – A viscoplastic constitutive equation for clays including a damage law. *Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics*. Nagoya, 1985.
- [17] Katona M.G. – Evaluation of viscoplastic cap models. *Int of geotechnical Engineering*, vol. 110, n°8, 1984.
- [18] Hujeux J.C. – Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. In V. Davidovici (ss la dir. de) *Génie parasismique*, Presses des Ponts et Chaussées, 1985.

TABLEAU VI Efforts induits dans les structures par le fluage des marnes, pour une tranche plane de 1 m d'épaisseur.
Induced loads in structures due to creep of marl layers, for 1 m thick section.

	Sollicitation maximale en radier	Sollicitation en clé de voûte
Effort normal N	10 MN	5,4 MN
Effort tranchant T	2 MN	0,006 MN
Moment fléchissant M	3,9 m.MN	0,006 m.MN

Il apparaît donc important, lorsque la nature de l'ouvrage étudié le nécessite, de prendre en compte cette viscosité du massif pour chercher à comprendre et quantifier les évolutions des convergences à long terme, et leurs conséquences sur les accroissements de sollicitations induites dans les revêtements définitifs.

Dans ce but, un modèle de comportement a donc été développé par EDF avec des critères bien spécifiques permettant d'être mis en œuvre relativement rapidement et facilement pour les études d'ouvrages souterrains. Les principales hypothèses et équations du modèle ont été présentées, ainsi qu'une série de modélisations d'essais de laboratoire qui a permis de démontrer la capacité de ce modèle à reproduire les comportements visqueux caractéristiques des roches.

Ce modèle viscoplastique a ensuite été mis en œuvre dans le cadre des études des ouvrages souterrains du projet LHC du CERN. Une modélisation bidimensionnelle du comportement d'une des cavernes a été effectuée, durant la phase d'excavation et à long terme. Les évolutions des déformations, déplacements et sollicitations dans les revêtements ont ainsi été analysées.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier le CERN, et en particulier M. H. Rammer, pour nous avoir permis de présenter les résultats d'application relatifs au projet LHC.

De l'élasticité linéaire au coefficient de réaction : théories, observations et ordres de grandeur

P. SCHMITT

*Soletanche Bachy
6, rue Watford
92000 Nanterre*

Résumé

Cet article propose une comparaison systématique entre les résultats déduits de la théorie de l'élasticité linéaire et l'approche proposée par Ménard pour évaluer les coefficients de réaction du sol vis-à-vis des fondations superficielles et des écrans de soutènement.

Ces approches sont confrontées à des mesures effectuées sur ouvrage réels, et débouchent sur une formulation générale permettant de tenir compte du comportement spécifique de chaque catégorie d'ouvrages.

From elasticity to subgrade modulus : theoretical and experimental orders of magnitude

Abstract

This paper compares results derived from the theory of elasticity with Ménard's analysis of coefficients of subgrade reaction for shallow foundations and retaining structures.

Theoretical results are then compared with site measurements, which finally results in a general relationship, taking into account specific behaviours of geotechnical structures.

Introduction

Le coefficient de réaction est une notion empirique qui a été intensément utilisée au cours des vingt-cinq dernières années dans des domaines aussi divers que le calcul des fondations, celui des soutènements, et même celui des tunnels.

Bien qu'intellectuellement peu satisfaisante comparativement à des méthodes numériques plus rigoureuses, cette approche continue à faire partie de la pratique quotidienne des bureaux d'études, ce que l'on peut expliquer par des considérations suivantes :

- le coefficient de réaction est une notion pratique, qui donne lieu à des programmes de calcul simples d'utilisation et bien adaptés à leur usage, qui est l'évaluation des sollicitations dans les structures en interaction avec le sol ;

- vingt-cinq années d'expérience ont permis aux utilisateurs de définir, petit à petit, des ordres de grandeur qui sont maintenant validés, non seulement par l'usage, mais encore par de nombreuses mesures sur ouvrages réels, du moins dans le domaine des soutènements [10, 11].

Toutefois, cette approche purement empirique débouche à l'heure actuelle sur un résultat paradoxal, ce qui explique peut-être que certains préfèrent encore s'en tenir à des méthodes traditionnelles de détermination du coefficient k , même si elles sont en contradiction avec les résultats expérimentaux [7] ; on constate en effet que :

- le coefficient de réaction du sol sollicité en butée par un ouvrage de soutènement est en moyenne trois fois supérieur [10] au coefficient de réaction déduit de la formule de Ménard et Bourdon [9], ce qui a jusqu'à présent été attribué à la non-linéarité du comportement du sol : le principal défaut des méthodes de calcul usuelles consiste en effet à schématiser le comportement du sol à l'état limite de service, donc dans un domaine de petites déformations, en utilisant des paramètres destinés à englober un domaine de déformations beaucoup plus vaste, et abusivement décrit par un modèle de comportement élastique et linéaire ;

- la formule de Ménard et Bourdon, applicable aux écrans de soutènement, est elle-même déduite de la formule établie par Ménard [8] pour évaluer le tassement des semelles de fondation ;

- or cette dernière formule a elle-même été établie sur des bases expérimentales, et intègre donc déjà, du moins en partie, l'effet de la non-linéarité du sol.

Faut-il en conclure que la théorie de l'élasticité sous-estime le déplacement réel des soutènements dans un rapport de l'ordre, non pas de 1 à 3, mais peut-être de 1 à 10, ce qui paraît peu plausible, ou bien que le mode de calcul des soutènements préconisé par Ménard n'est pas homogène avec celui des fondations ?

Quel que soit l'avenir des calculs aux coefficients de réaction, ce paradoxe méritait d'être analysé, et le présent article propose donc une comparaison systématique entre l'approche suivie par Ménard et la théorie de l'élasticité linéaire, afin de quantifier les écarts de principe entre ces deux méthodes, ainsi qu'une analyse des différences entre les ordres de grandeur des coefficients de réaction applicables aux fondations superficielles et aux soutènements.

On constate ainsi, non seulement que le paradoxe précédemment signalé s'explique en réalité de façon logique, mais encore que l'approche théorique permet, contre toute attente, de retrouver des résultats qui avaient précédemment été établis sur une base exclusivement empirique, preuve que la méthode du coefficient de réaction, bien que très approximative, possède une cohérence interne insoupçonnée !

Ceci justifie *a posteriori* l'usage intensif qui en a été fait pour dimensionner la plupart des grands projets des trois dernières décennies, et débouche sur une formulation simple, générale, et compatible avec la plupart des résultats théoriques et expérimentaux aujourd'hui disponibles.

Étude comparative des théories de Ménard et de l'élasticité linéaire pour le calcul du tassement des fondations superficielles

La théorie de Ménard pour le calcul du tassement des fondations superficielles repose sur la distinction entre les parties isotrope et déviatoire des champs de contraintes et de déformations, donnant lieu à des coefficients de réaction respectivement égaux à k_i et k_d , le coefficient de réaction global s'exprimant alors sous la forme :

$$1/k = 1/k_i + 1/k_d$$

La partie isotrope du tassement est assimilée à la diminution du rayon de la demi-sphère, ou du demi-cylindre de sol situé sous la fondation, tandis que la partie déviatoire est assimilée au tassement du reste du massif sol.

Cas d'une fondation circulaire

Dans ce cas, Cassan [2] a pu reconstituer le calcul de Ménard en supposant que la demi-sphère de sol limitée par la fondation est soumise à une contrainte normale uniforme.

La partie isotrope du tassement se calcule alors par application directe du module d'élasticité isotrope, soit :

$$k_i = E / r. (1 - 2\nu)$$

où E est le module d'Young et ν le coefficient de Poisson du sol.

La partie déviatoire est décrite par la formule établie par Josselin de Jong [6] pour évaluer le tassement d'une sphère rigide, soit :

$$k_d = 3E / r. (1 + \nu)$$

D'où :

$$k = 3E / r. (4 - 5\nu)$$

Ces formules approchées sont à comparer à celles, rigoureuses, établies par Cordary *et al.* [3] pour calculer le tassement au centre d'une fondation circulaire souple, soit :

$$k_i = 1,5. E / r. (1 + \nu). (1 - 2\nu)$$

et :

$$(K_d = 1,5. E / r. (1 + \nu). (2 - \nu))$$

La théorie de l'élasticité conduit ainsi, dans le cas du tassement au centre d'une fondation circulaire, à l'expression :

$$k = E / 2r. (1 + \nu).(1 - \nu)$$

Le rapport entre les coefficients de réaction respectivement déduits des calculs de Cassan et de Cordary est égal à $6. (1 + \nu).(1 - \nu)/(4 - 5\nu)$, c'est-à-dire que les hypothèses simplificatrices faites par Ménard conduisent à surévaluer k dans un rapport compris entre 2,3 pour $\nu = 1/3$ et 3 pour $\nu = 1/2$.

Si l'on ne considère que la partie isotrope du tassement, ce rapport vaut $(1 + \nu)/1,5$, soit 0,9 pour $\nu = 1/3$ à 1 pour $\nu = 1/2$.

C'est donc exclusivement de la partie déviatoire que provient la surévaluation, égale à $2.(2 - \nu)$, soit 3,3 pour $\nu = 1/3$ à 3 pour $\nu = 1/2$.

A ce stade, il apparaît donc une surévaluation de k dans un rapport de l'ordre de 2,3 à 3, provenant essentiellement de l'assimilation du tassement déviatoire à celui provoqué par une sphère rigide soumise à une translation verticale.

On peut y voir la conséquence de deux facteurs :
 - le champ généré par la translation verticale d'une sphère rigide n'est pas déviatoire ;
 - les deux champs ainsi superposés ne sont pas compatibles, puisque le domaine sphérique est supposé soumis à l'action d'une pression uniforme, tandis que les contraintes exercées par la sphère translée sur le sol avoisinant ne sont nullement uniformes.

Une autre approche consisterait à associer tout simplement le champ déviatoire à l'expansion d'une cavité sphérique, ce qui revient à écrire :

$$k_d = 2E/r. (1 + \nu)$$

d'où :

$$k = 2E/3r.(1 - \nu)$$

La figure 1 montre que cette schématisation, si elle présente l'avantage de respecter la condition de continuité des contraintes, demeure très approximative, puisqu'elle ne vérifie pas plus que la précédente, la condition de compatibilité des déformations.

La surévaluation de k qui en résulte est toutefois limitée à $4/3.(1 + \nu)$, soit 1,8 à 2.

On remarque que ce rapport n'est pas très différent de celui qui existe entre le tassement sous le centre et le tassement sous le bord d'une fondation circulaire souple [5], soit :

- tassement sous le centre : $y = 2pr.(1 - \nu^2)/E$
- tassement sous le bord : $y = 4pr/\pi. (1 - \nu^2)/E$
- rapport des tassements : $\pi/2 = 1,6$.

Simulation du champ isotrope (compression d'une demi-sphère) + Simulation du champ déviatoire (expansion d'une demi-sphère)

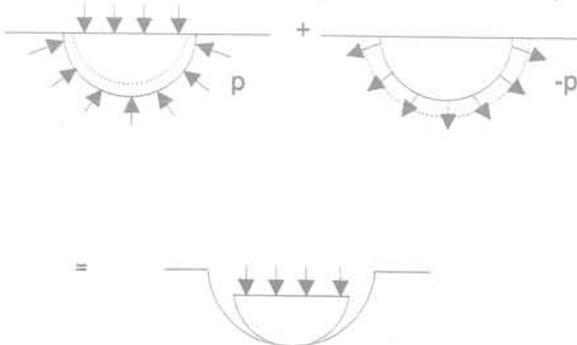


FIG. 1 Décomposition schématique du tassement d'une fondation superficielle. Schematic settlements under a shallow foundation.

On peut donc conclure que, dans son principe, la décomposition « géométrique » des champs isotrope et déviatoire imaginée par Ménard ne minore que de 10 à 30 % le tassement sous le bord d'une fondation circulaire souple.

2.2

Cas d'une semelle filante

Dans le cas d'une semelle filante, Ménard introduit des coefficients de forme respectivement égaux à 1,5 pour la partie isotrope du tassement et 2,7 pour la partie déviatoire, ce qui conduit aux formulations suivantes :

$$k_i = E/1,5.r.(1 - 2\nu)$$

$$k_d = 3E/2,7.r.(1 + \nu)$$

$$k = E/r.[1,5.(1 - 2\nu) + 0,9.(1 + \nu)] = E/r.(2,4 - 2,1\nu).$$

La théorie de l'élasticité, quant à elle, conduit à $k = 0$, puisque le tassement d'une semelle reposant sur un massif indéfini tend vers l'infini quand sa longueur tend elle-même vers l'infini.

Dans la pratique, on se console de ce résultat inexploitable en faisant valoir qu'une couche de sol homogène d'épaisseur infinie n'existe pas, et en définissant une semelle filante comme une fondation dont la longueur est grande vis-à-vis de la couche de sol compressible, ce qui débouche en pratique sur l'hypothèse des déformations planes, consistant à supposer nulles les déformations longitudinales.

Cette simulation de l'infini présente l'avantage pratique de ramener le tassement calculé à une valeur finie, mais ne donne malheureusement pas lieu à une formulation analytique.

Il est cependant possible d'en établir une expression approchée en décomposant le tassement, conformément à l'idée de Ménard, en une composante isotrope assimilée à la compression uniforme d'un demi-cylindre de sol, et une composante déviatoire assimilée à l'expansion de ce même demi-cylindre dans le massif de sol avoisinant.

Cette schématisation, bien que grossière, est malgré tout justifiée par la validation qui en a précédemment été faite dans le cas d'une fondation circulaire.

Dans ce cas, le terme déviatoire se déduit directement de la théorie de l'expansion des cavités cylindriques, soit :

$$k_d = E/r.(1 + \nu)$$

Le terme isotrope, quant à lui, se déduit de l'expression de la loi de Hooke en coordonnées cylindriques, dans laquelle on écrit :

- l'égalité des déformations radiale et orthoradiale, soit $\epsilon_r = \epsilon_\theta$, compte tenu de l'hypothèse d'un champ de contraintes et de déformations isotrope dans le plan transversal ;

- la nullité des déformations longitudinales, soit $\epsilon_z = 0$, compte tenu de l'hypothèse des déformations planes.

En écrivant, par ailleurs :

$$\sigma_r = \sigma_\theta = p$$

et :

$$\epsilon_r = \epsilon_\theta = y/r$$

on obtient :

$$k_i = p/y = E/r.(1 + \nu).(1 - 2\nu)$$

soit, finalement :

$$k = E/2r.(1 + \nu).(1 - \nu)$$

Il se trouve que cette expression est la même que celle du tassement sous le centre d'une fondation circulaire souple donnée par la théorie de l'élasticité.

Le rapport entre ce coefficient, qui résulte d'une approximation de la théorie de l'élasticité en déformations planes, et celui déduit des coefficients de forme de Ménard, est égal à :

$$(2,4 - 2,1\nu)/2 \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - \nu)$$

qui vaut 1 pour $\nu = 1/3$ et 0,9 pour $\nu = 1/2$.

On constate donc, à ce stade, une excellente concordance entre les deux approches, ce qui est normal dans la mesure où elles reposent sur la même schématisation : le coefficient de forme de 2,7 permet en fait de compenser l'écart initial dû à l'assimilation du tassement déviatoire d'une fondation circulaire à la translation verticale d'une sphère rigide.

Il apparaît donc que la théorie de Ménard débouche en pratique, dans le cas d'une semelle filante, sur la formulation approchée :

$$k = E/b \cdot (1 - \nu^2)$$

où b est la largeur de la fondation.

On vérifie toutefois, à partir de calculs plus rigoureux effectués à l'aide du programme aux éléments finis CESAR (Fig. 2), que les valeurs déduites de cette dernière expression s'apparentent plutôt au tassement sous le bord de la fondation (9 cm à comparer à 11,5 pour $\nu = 1/3$, et 7,5 cm à comparer à 7,5 pour $\nu = 1/2$), comme on l'avait déjà constaté dans le cas d'une fondation circulaire.

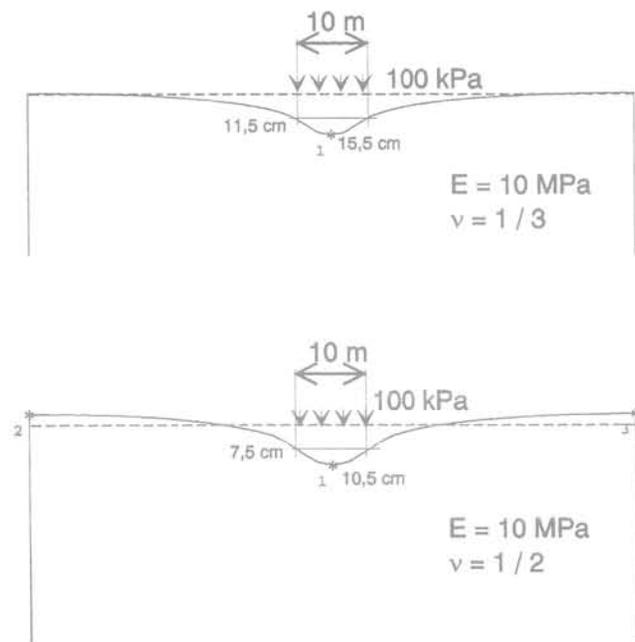


FIG. 2 Calculs aux éléments finis du tassement sous une semelle filante.
FEM calculations of settlements under a continuous footing.

Une correction de la formule précédente peut être tentée à partir des formules analytiques rigoureuses rappelées par Giroud [5] dans le cas des fondations circulaires :

- tassement sous le centre : $y = 2pr \cdot (1 - \nu^2)/E$
- tassement sous le bord : $y = 4pr/\pi \cdot (1 - \nu^2)/E$
- tassement moyen : $y = 16pr/3\pi \cdot (1 - \nu^2)/E$.

On vérifie que le rapport du tassement sous le centre au tassement sous le bord, égal à $\pi/2$, n'est pas très différent de celui, inférieur d'environ 15 %, donné par les calculs aux éléments finis dans le cas d'une fondation de grande longueur.

On peut donc, avec un degré d'approximation raisonnable, déduire la valeur du coefficient de réaction « moyen » de celle du coefficient de réaction sous le bord à partir d'un rapport identique pour les fondations de grande longueur et circulaires, soit 3/4.

En définitive, une expression approchée du coefficient de réaction « moyen » du sol sous une fondation de grande longueur, qui correspond bien à la notion usuelle de coefficient de réaction, est :

$$k = 0,75 \cdot E/b \cdot (1 - \nu^2)$$

Cette expression conduit à des tassements voisins de ceux directement déduits de la théorie de l'élasticité linéaire, et supérieurs à ceux déduits de la théorie de Ménard dans un rapport n'excédant pas 1,4.

Si l'on rappelle que la théorie de Winckler consiste à assimiler le sol à une infinité de ressorts de module E et de longueur l , soit $k = E/l$, on peut encore dire que la longueur des « ressorts de sol » équivalents à la théorie de l'élasticité linéaire du point de vue du tassement moyen sous une fondation de grande longueur est :

$$l = b \cdot (1 - \nu^2)/0,75$$

ou encore $1,2 \cdot b$ pour $\nu = 1/3$ à b pour $\nu = 1/2$.

Autant dire qu'en pratique, on ne se trompe pas beaucoup en assimilant le sol à une juxtaposition de ressorts de module d'élasticité égal à celui du sol et de longueur égale à 1,1 fois la largeur de la fondation.

Pour fixer les idées, cette approximation conduit, dans le cas d'une fondation de 10 m de largeur, reposant sur un sol de module d'élasticité égal à 10 Mpa et soumis à une surcharge de 100 kPa, à un tassement moyen de 11 cm, alors que les calculs aux éléments finis indiquent un tassement moyen variable de 13 cm pour $\nu = 1/3$ à 9 cm pour $\nu = 1/2$.

2.3

Introduction du module pressiométrique

Les développements précédents supposent le comportement du sol élastique, linéaire, homogène et isotrope, et ne peuvent donc prétendre à une simulation parfaite de la réalité, qui est évidemment beaucoup plus complexe.

On conçoit par conséquent que Ménard ait jugé nécessaire d'introduire dans ses formulations un coefficient d'ajustement empirique, appelé « coefficient de structure » et désigné par α , et de distinguer le module pressiométrique, associé à un mode particulier de chargement du sol, ainsi qu'à un inévitable remaniement, du module d'élasticité de la théorie.

Le coefficient α étant initialement défini comme le rapport entre le module pressiométrique et le module d'élasticité du sol dans un champ de contraintes isotrope, l'expression du coefficient de réaction isotrope devient, dans le cas d'une fondation de grande longueur :

$$k_i = E_M/\alpha \cdot 1,5 \cdot r \cdot (1 - 2\nu)$$

En pratique, Ménard introduit à ce stade un coefficient multiplicateur de 1,5 qui annule l'effet du coefficient de forme de 1,5 et conduit finalement à l'expression :

$$k_i = E_M/\alpha.r.(1 - 2\nu)$$

Dans le champ déviatoire, Ménard ne remet pas en cause la représentativité de E_M , dans la mesure où le module pressiométrique est lui-même mesuré dans un champ déviatoire.

Ayant cependant constaté que le tassement déviatoire n'est pas aussi proportionnel à la largeur de la fondation que le voudrait la théorie de l'élasticité linéaire, il remplace l'expression :

$$k_d = 3E_M/2,7.r.(1 + \nu)$$

par :

$$k_d = 3E_M/r_0.(2,7.r/r_0)^\alpha.(1 + \nu)$$

avec : $r_0 = 0,30$ m.

On en arrive ainsi, dans le cas où $\nu = 1/3$ à l'expression bien connue :

$$k = E_M/(\alpha.b/6 + 0,13.(4,5.b)^\alpha)$$

Il est intéressant, indépendamment de toute considération théorique, d'évaluer l'écart entre cette formulation empirique et la formulation plus théorique du paragraphe précédent.

Pour ce faire, on tiendra compte des recommandations de la Société internationale de mécanique des sols et travaux de fondations [1], qui assimilent le rapport E_M/α non plus au module d'Young dans un champ isotrope, mais au module œdométrique, soit :

$$E_M/\alpha = E.(1 - \nu)/(1 + \nu).(1 - 2\nu) = 1,5.E \text{ pour } \nu = 1/3$$

Compte tenu de tout ce qui précède, le rapport entre le coefficient de réaction de Ménard et celui déduit de la théorie de l'élasticité linéaire est égal à :

$$\frac{b.(1 - \nu^2)/0,75.E.1,5.\alpha.E/(\alpha.b/6 + 0,13.(4,5.b)^\alpha)}{2.\alpha.(1 - \nu^2).b/(\alpha.b/6 + 0,13.(4,5.b)^\alpha)}$$

Dans le cas d'un sable, pour lequel on peut, en première approximation, admettre que $\nu = \alpha = 1/3$, ce rapport varie de 2,2 pour $b = 1$ m à 5,8 pour $b = 10$ m.

Dans le cas d'une argile saturée, ce rapport ne peut être évalué, puisque le module œdométrique d'un sol non drainé est théoriquement infini : il est probable que l'assimilation du module pressiométrique au module œdométrique n'est pas justifiée dans ce cas, ou plus exactement que le module pressiométrique ne caractérise que le comportement drainé du sol, puisqu'il est conventionnellement défini à partir du module déviatoire en supposant $\nu = 1/3$.

Si $\nu = 1/3$ et $\alpha = 1/2$, on obtient un rapport variable de 2,5 à 5,2, peu différent des valeurs précédentes.

On retiendra donc que le coefficient de réaction de Ménard est notablement plus raide que celui déduit de la théorie de l'élasticité, qu'il surestime dans un rapport de l'ordre de 2 à 6. Dans la mesure où les deux approches s'appliquent en l'occurrence à des terrains réputés homogènes, il faut probablement y voir, essentiellement, une conséquence de la non-linéarité du comportement du sol, qui constitue une propriété incontestable.

A noter que, si l'on maintient la relation $E_M/\alpha = E$ initialement proposée par Ménard au lieu de la relation $E_M/\alpha = 1,5.E$ proposée par la SIMSTF, le rapport entre les coefficients déduits des deux approches devient 1,5 fois plus faible, c'est-à-dire en pratique variable de 1,5 à 4 seulement.

3

Coefficient de réaction du sol vis-à-vis des tunnels

L'approche la plus utilisée en France consiste, dans le cas où les variations de contraintes exercées par le sol sur le tunnel peuvent être supposées uniformes (cas d'un collecteur souple soumis à une pression intérieure hydrostatique par exemple), à utiliser le résultat donné par la théorie de l'élasticité linéaire dans le cas d'un champ déviatoire, soit :

$$k = E/r.(1 + \nu)$$

Il est remarquable que ce résultat ne s'applique, en toute rigueur, qu'au cas particulier d'une action uniforme du sol, associée à une simple dilatation (ou à une simple contraction) du tunnel, alors que la théorie du coefficient de réaction a pour principal objectif l'évaluation des moments fléchissants associés à des chargements non uniformes...

L'expression précédente peut, par ailleurs, être comparée à la formulation empirique proposée par Ménard pour le terme déviatoire, soit :

$$k = 3E_M/r_0.(2,7.r/r_0)^\alpha.(1 + \nu)$$

ou encore, compte tenu de la relation approchée $E_M/\alpha = 1,5.E$, et dans le cas envisagé précédemment où $\nu = \alpha = 1/3$ à :

$$k = 3,75.E/(9.r)^{1/3}$$

Le rapport entre les valeurs déduites des deux expressions précédentes est égal à $5.r/(9.r)^{1/3}$, et varie donc de 1,5 pour $r = 0,5$ m à 7 pour $r = 5$ m.

Le coefficient de Ménard surestime donc celui déduit de la théorie de l'élasticité, dans le cas des tunnels sollicités uniformément, dans un rapport de l'ordre de 1,5 à 7, d'autant plus élevé que le rayon du tunnel est plus grand, à comparer au rapport de l'ordre de 2 à 6 trouvé dans le cas des fondations superficielles.

Là encore, cet écart est probablement imputable à la non-linéarité du comportement du sol, bien évidemment ignorée par la théorie de l'élasticité linéaire.

A noter toutefois que, contrairement au cas des fondations superficielles, la pratique retient la valeur de k déduite de la théorie de l'élasticité et non celle déduite de la théorie de Ménard, probablement par manque de support expérimental direct, ce qui conduit paradoxalement à des valeurs de k inférieures pour les tunnels alors que la disparition des déformations isotropes justifierait théoriquement un coefficient plus élevé.

Le problème est qu'aucune des théories existantes ne traite le cas le plus intéressant en pratique, qui est celui des chargements non uniformes susceptibles de solliciter le revêtement en flexion.

4

Coefficient de réaction du sol vis-à-vis des écrans de soutènement

4.1

Théorie de Ménard et Bourdon

Le coefficient de réaction élastique du sol en butée sous le niveau du fond de fouille est classiquement éva-

lué à partir de la formule proposée par Ménard et Bourdon, dont le principe consiste à assimiler la fiche, f , à une semelle verticale de largeur $a = 2/3, f$:

$$k = E_M / (\alpha \cdot a / 2 + 0,13 \cdot (9 \cdot a)^{0,5})$$

Cette formulation suppose, comme l'avait d'ailleurs fait auparavant Terzaghi [12], que le déplacement de l'écran, sous l'effet d'une pression horizontale p appliquée sur une hauteur a au-dessous du fond de fouille, est égal à la somme des déplacements qui seraient obtenus sous l'effet d'une pression horizontale p appliquée sur une hauteur $2 \cdot a$ sur un massif de sol non excavé, ce qui annule le déplacement vertical au niveau du fond de fouille, et d'un déchargement, libérant le degré de liberté correspondant au soulèvement du sol en fond de fouille.

La prise en compte du chargement sur une hauteur égale à $2 \cdot a$ se traduit par l'assimilation de a à r au lieu de $2 \cdot r$ dans la formule de Ménard applicable aux semelles.

La prise en compte du déchargement au niveau du fond de fouille se traduit forfaitairement par la division par 1,5 du coefficient de réaction isotrope.

On notera que ce rapport est égal au rapport entre module œdométrique et module d'Young pour $\nu = 1/3$, et qu'il s'agit donc d'une prise en compte par excès de la décompression du sol, puisque les déformations verticales en l'absence d'excavation ne sont pas nulles comme dans un champ œdométrique, et que le module d'élasticité apparent avant déchargement est donc nécessaire inférieur au module œdométrique.

En dépit de ce coefficient dont la valeur est approximative, le raisonnement lui-même, dont les étapes sont décomposées sur la figure 3, est rigoureux, et la formule de Ménard et Bourdon pour les soutènements peut donc être *a priori* considérée comme cohérente avec la formule de Ménard pour les semelles filantes, à l'anisotropie du sol près.

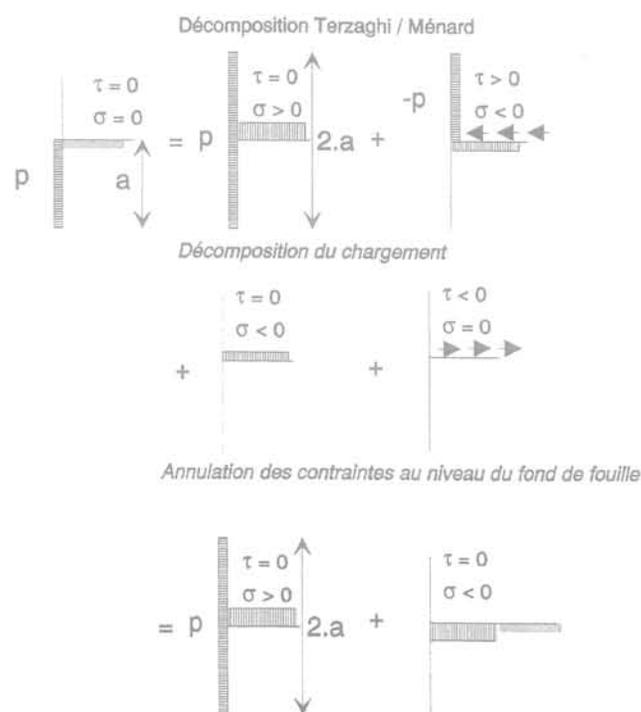


FIG. 3 Décomposition schématique des contraintes appliquées sur la fiche d'un écran.

Schematic action of the embedded part of a retaining wall.

Les valeurs déduites de cette formule sont notablement plus faibles que celles applicables aux semelles : ainsi, lorsque $\alpha = 1/3$, on trouve un rapport variable de 1,6 pour $a = 1$ m à 2,2 pour $a = 10$ m, soit en pratique de l'ordre de 2.

Pour $\alpha = 1/2$, on trouve de même un rapport variable de 1,8 à 2,2, donc également de l'ordre de 2.

Cet ordre de grandeur est vraisemblable si l'on admet que l'excavation a pour effet, non pas tant de décompresser le terrain sous le fond de fouille, que d'annuler les contraintes de cisaillement, et donc de concentrer sous le fond de fouille les contraintes horizontales qui auraient été diffusées de part et d'autre en l'absence d'excavation : cette concentration des contraintes, et par conséquent des déformations, qui leur sont proportionnelles, justifie donc bien un coefficient réducteur de l'ordre de 2 vis-à-vis d'un chargement horizontal appliqué au voisinage du niveau de l'excavation.

4.2

Comparaison entre théorie élastique, théorie pressiométrique et résultats expérimentaux

On a pu vérifier [11] qu'en pratique, pour les valeurs de a supérieures à 2 m, la formule de Ménard et Bourdon est pratiquement équivalente à :

$$k = 1,2 \cdot E_M / \alpha \cdot a$$

ou encore, compte tenu de l'approximation $E_M / \alpha = 1,5 \cdot E$ (assimilation de E_M / α au module œdométrique, et comportement drainé du sol forfaitairement caractérisé par $\nu = 1/3$) :

$$k = 1,8 \cdot E / a$$

On a vu par ailleurs que la formule de Ménard pour les fondations, dont dérive la formule de Ménard et Bourdon pour les écrans, surévalue le coefficient de réaction déduit de la théorie de l'élasticité dans un rapport de l'ordre de 2 à 6 pour les valeurs du paramètre dimensionnel comprises entre 1 et 10 m, soit une valeur moyenne de l'ordre de 4 pour les valeurs courantes de a , comprises entre 2 et 10 m.

Par conséquent, une formulation du coefficient de réaction homogène avec les résultats de la théorie de l'élasticité serait, approximativement, $k = (1,8 / 4 = 0,45) \cdot E / a$, ce qui correspond à des « ressorts de sol » de longueur $l = a / 0,45$, approximativement double de a , ou encore deux fois plus souples que dans le cas des fondations superficielles (pour lesquelles on avait $l = 1,1 \cdot b$), conformément à la théorie de Ménard et Bourdon.

Par ailleurs, l'expérience montre [10] que cette dernière théorie conduit à des valeurs en réalité sous-évaluées dans un rapport de l'ordre de 3, ce qui a jusqu'à présent été attribué à la non-linéarité du comportement de sol.

Il résulte de ce qui précède que la théorie de l'élasticité linéaire sous-estimerait, dans le cas des écrans, le coefficient de réaction déterminé expérimentalement dans un rapport de 1 à $3 \cdot 4 = 12$!

A ce stade, on dispose donc de différents résultats théoriques et expérimentaux dont les ordres de grandeur peuvent être résumés comme suit :

– l'ordre de grandeur $k = E / 2 \cdot a$ du coefficient relatif aux soutènements est cohérent avec l'ordre de gran-

deur $k = E / b$ du coefficient relatif aux fondations superficielles, qui est lui-même cohérent avec les résultats issus de la théorie de l'élasticité linéaire ;

– cependant, la formulation approchée $k = E / 2.a$ sous-estime les valeurs obtenues expérimentalement dans un rapport supérieur à 10, ce qui ne peut être expliqué par le seul effet de la non-linéarité du sol.

4.3

Comparaison entre les valeurs de k applicables aux écrans de soutènement et aux fondations superficielles

L'explication de ce paradoxe se trouve obligatoirement dans le fait qu'on ne parle pas de la même chose, c'est-à-dire que les paramètres dimensionnels b , applicable aux fondations superficielles, et a , applicable aux écrans de soutènement, ne sont pas assimilables.

Il n'est pas inutile de rappeler, à ce stade, que la définition du coefficient k résulte d'un choix arbitraire du domaine sur lequel on définit le déplacement « moyen » auquel on s'intéresse.

En toute rigueur, la théorie de l'élasticité linéaire permet d'exprimer de façon intrinsèque (c'est-à-dire en fonction des seules propriétés du sol) le rapport F / y , où F est la force appliquée au terrain et y le déplacement en un point quelconque.

Dans la théorie approchée du coefficient de réaction, on s'intéresse au déplacement moyen dans un certain domaine, caractérisé par un paramètre dimensionnel d , unique dans le cas d'un problème à deux dimensions, à l'intérieur duquel on peut encore définir une pression moyenne p , donc écrire $F = p \cdot d$, et définir un coefficient $k = p / y = F / d.y$, cette fois-ci inversement proportionnel au paramètre d .

Dans le cas des fondations superficielles, le domaine considéré est défini par $d = b$, où b est la largeur d'application de la charge.

On vérifie alors, comme on l'a vu précédemment en rappelant les résultats indiqués par Giroud [5], que ce domaine chargé est largement inférieur au domaine soumis à des déplacements significatifs, puisque le déplacement sous le bord est encore égal, dans le cas d'une fondation souple uniformément chargée, à $(2/\pi = 0,6)$ fois le déplacement maximal au centre.

Or, dans le cas des écrans de soutènement, le paramètre a définit, à la fois, le domaine d'application de la butée élastique et l'ensemble du domaine soumis à des déplacements significatifs, puisque :

– Ménard et Bourdon [9], en écrivant $a = 2/3 \cdot f$, postulent l'existence d'un centre de rotation situé au voisinage du tiers inférieur de la fiche, et admettent donc implicitement une valeur du déplacement non significative à la profondeur a (ce que l'on vérifie bien en pratique) ;

– nous avons nous-mêmes [10, 11], en procédant à l'étude expérimentale conduisant à la formulation $a = 1,7 \cdot (EI \cdot \alpha / E_{ys})^{1/3}$ dans le cas des écrans de longueur élastique inférieure à $2/3 \cdot f$, défini a comme étant la profondeur au-dessous de laquelle les déplacements mesurés deviennent inférieurs à 20 %, et non 60 %, du déplacement maximal, de façon à obtenir des résultats comparables avec la formule de Ménard et Bourdon.

On définit donc conventionnellement le coefficient de réaction des écrans dans l'ensemble du domaine

déformé, alors que, dans le cas des fondations superficielles, on ne s'intéressait qu'au domaine directement chargé par la fondation.

L'examen de la figure 2 montre que ce domaine directement chargé est environ deux fois plus petit que le domaine déformé, correspondant conventionnellement à des déplacements supérieur à 20 % du déplacement maximal, compte tenu de la transmission latérale des efforts par cisaillement interne du sol.

Dans le cas d'une fondation souple de grandes dimensions chargée localement, on pourrait arbitrairement définir le coefficient de réaction dans le domaine correspondant à la zone chargée, comme précédemment, ou dans le domaine correspondant aux déformations significatives du sol, comme cela a été fait dans le cas des écrans.

Autrement dit, le coefficient de réaction est fonction, non seulement de la valeur du paramètre dimensionnel d , ce qui est connu, mais encore de la façon dont le paramètre d est défini, ce à quoi l'on prête généralement moins attention.

En pratique, on fait varier la définition de d , de façon tout-à-fait légitime, en fonction du mode de sollicitation de l'ouvrage : ainsi, on adopte naturellement une valeur de d égale à la largeur b de l'ouvrage lorsque celui-ci charge le terrain de façon sensiblement uniforme (cas d'une semelle de faible largeur ou d'un collecteur souple uniformément rempli), mais on adopte une valeur a inférieure à la largeur totale de l'ouvrage lorsque celui-ci est chargé ponctuellement (partie supérieure d'un écran sollicitée par des appuis ponctuels (réactions de tirants ou butons), ou fiche d'un écran sollicitée par le torseur induit par la partie supérieure de cet écran).

Dans ce dernier cas, la valeur a est intermédiaire entre la fiche totale de l'ouvrage, soit f , et la profondeur b sur laquelle les déplacements varient peu (c'est-à-dire restent supérieurs à 60 % de leur valeur maximale, par assimilation avec le comportement des fondations superficielles), comme cela apparaît sur la figure 4.

Si l'on admet que b est environ deux fois plus petit que a , ce qui se vérifie à partir de la théorie des poutres sur appuis élastiques [4], dont les résultats sont indiqués sur le tableau I dans le cas d'une sollicitation ponctuelle, on peut alors décomposer le rapport de 1 à 12 signalé précédemment entre résultats théoriques et expérimentaux en :

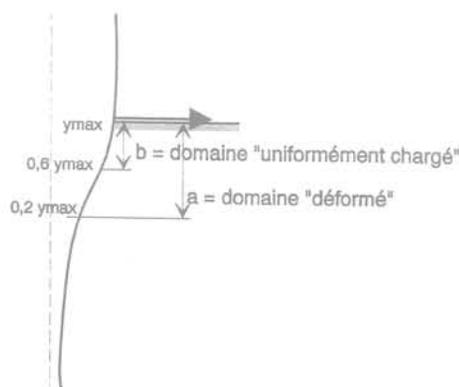


FIG. 4 Déformée schématique de la fiche d'un écran.

Schematic behaviour of the embedded part of a retaining wall.

– un écart, de l'ordre de 2, entre la théorie de Ménard et Bourdon et les résultats expérimentaux, dû au fait que cette théorie ne fait pas la distinction entre a et b ;

– un écart, de l'ordre de 6, donc 1,5 fois plus grand que dans le cas des fondations superficielles, entre la théorie de l'élasticité linéaire et les résultats expérimentaux, essentiellement imputable à la non-linéarité du comportement du sol.

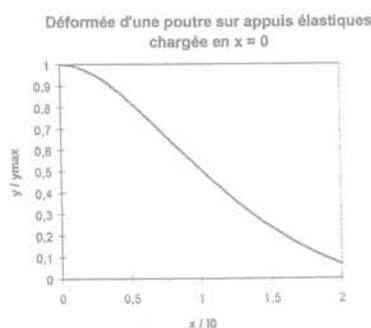
Il est toutefois important de noter que, si l'on adopte la relation originelle $E_M/\alpha = E$ au lieu de $E_M/\alpha = 1,5 \cdot E$, l'écart entre résultats théoriques et expérimentaux imputable à la seule non-linéarité du sol demeure voisin de 4, pour un écart global de l'ordre de 8.

Dans un souci de cohérence avec la théorie de Ménard, et compte tenu de ces ordres de grandeur plus vraisemblables, c'est cette relation originelle qui sera adoptée dans la suite de l'exposé, sachant que les résultats finals n'en sont pas affectés.

TABEAU I Déformée relative d'une poutre sur appuis élastiques.

Deflection of a beam resting on elastic supports

0	1
0,05	0,9976
0,1	0,9906
0,15	0,9797
0,2	0,9651
0,25	0,9473
0,3	0,9267
0,35	0,9036
0,4	0,8785
0,45	0,8515
0,5	0,8231
0,55	0,7934
0,6	0,7628
0,65	0,7315
0,7	0,6997
0,75	0,6676
0,8	0,6354
0,85	0,6032
0,9	0,5712
0,95	0,5395
1	0,5083
1,05	0,4777
1,1	0,4477
1,15	0,4184
1,2	0,3899
1,25	0,3622
1,3	0,3355
1,35	0,3097
1,4	0,2849
1,45	0,2611
1,5	0,2384
1,55	0,2166
1,6	0,1959



4.4

Coefficient de réaction du sol vis-à-vis des écrans souples sollicités localement

Compte tenu de ce qui précède, la non-linéarité du comportement du sol revient grossièrement à la caractériser, dans le domaine des déformations usuelles, par un module d'élasticité $E_s = 4 \cdot E_M/\alpha$

Par ailleurs, le coefficient de réaction du sol au voisinage de l'excavation peut être approximativement exprimé sous la forme :

$$k = E_s/(2b) = E_s/(2 \cdot a/2) = E_s/a = 4 \cdot E_M/(\alpha a)$$

La relation approchée $k = 4 \cdot E_M/(\alpha a)$ est identique, à 11 % près, à celle qui était directement issue des résultats expérimentaux [10], soit $k = (3 \cdot 1,2 = 3,6) \cdot E_M/(\alpha a)$.

La valeur de a , qui constitue un paramètre aussi important que le module d'élasticité lui-même, peut être évaluée à partir de la théorie des poutres sur appuis élastiques et des résultats indiqués dans le tableau I : on vérifie ainsi que, dans le cas d'une sollicitation ponctuelle, la valeur de a correspondant à 20 % de déplacement résiduel est égale à $1,6 \cdot l_0$, où l_0 est la longueur élastique de l'écran, elle-même égale à $(4 \cdot EI/k)^{1/4}$, en désignant par EI le produit d'inertie de l'écran.

Compte tenu de l'expression de k donnée ci-dessus, on a, en définitive :

$$a = 1,6 \cdot (4 \cdot EI/(4 \cdot E_M/(\alpha a)))^{1/4}$$

soit :

$$a^3 = 1,6^4 \cdot EI \cdot \alpha / E_M$$

ou encore :

$$a = 1,9 \cdot (EI \cdot \alpha / E_M)^{1/3}$$

Cette expression est à comparer à celle qui avait été précédemment trouvée, de façon purement empirique, à partir de l'examen d'une dizaine d'expérimentations sur ouvrages réels [11], soit :

$$a = 1,7 \cdot (EI \cdot \alpha / E_M)^{1/3}$$

qui correspondrait à a de l'ordre de $1,4 \cdot l_0$.

La théorie et l'expérience conduisent donc en l'occurrence à des résultats dont l'écart n'excède pas 12 %, ce qui est remarquable, même s'il convient de ne pas oublier que le coefficient de réaction n'est rien d'autre qu'un paramètre artificiel dont la valeur ne pourra jamais être connue de façon parfaitement fiable à moins de 100 % près.

On vérifie donc *a posteriori* la cohérence des différentes approches utilisées (théorie de l'élasticité linéaire, théorie des poutres sur appuis élastiques, et observations expérimentales), pour parvenir en fin de compte à une formulation homogène du coefficient de réaction, applicable à différents types d'ouvrages, à condition de tenir compte, dans chaque cas, d'une valeur du paramètre dimensionnel a ou b compatible avec le mode de chargement envisagé.

Rappelons les principaux ordres de grandeur mis en évidence au cours de la présente étude :

- cas d'une semelle filante, avec un tassement sous le bord de l'ordre de 60 % du tassement maximal : $k = E_s/b$;
- cas d'un écran de soutènement, en définissant a comme le domaine des déplacements significatifs, ou encore supérieurs à 20 % du déplacement maximal : $k = E_s/a$, avec a de l'ordre de $1,5 \cdot l_0$;
- non-linéarité du sol : $E_s = 4 \cdot E_{\text{Young}} = 4 \cdot E_M/\alpha$ (domaine de validité : $a = 2$ à 10 m).

On vérifie en particulier que ces ordres de grandeur sont compatibles avec les formulations directement déduites de l'observation du comportement des ouvrages [11], soit :

$$- a = 1,7 \cdot (EI \cdot \alpha / E_M)^{1/3}$$

$$- k = 2,1 \cdot (E_M / \alpha)^{4/3} / (EI)^{1/3}$$

On notera que la formulation $k = E_s/a$ s'applique aussi bien à la fiche d'un écran qu'à sa partie supérieure, sollicitée en butée élastique par les appuis ponctuels que constituent les tirants ou butons.

En effet, dans ce dernier cas, la multiplication par 2 du paramètre dimensionnel $b = a/2$ demeure justifiée, non plus pour tenir compte de la présence de l'excavation, mais simplement par raison de symétrie (Fig. 5).

En fin de compte, on notera que la formule approchée $k = E_s/d$ s'applique dans tous les cas, la valeur de d étant intermédiaire entre la dimension totale de l'ouvrage b , lorsque cette dimension est petite ou le chargement uniforme, et $1,5 \cdot l_0$ dans le cas d'ouvrages souples soumis à des chargements localisés.

Bien évidemment, si la prise en compte de $d = 1,5 \cdot l_0$ est justifiée dans la plupart des cas (notamment ceux des ouvrages réels ayant servi de support aux formulations empiriques [10, 11]), des valeurs plus élevées peuvent être mieux adaptées dans certains cas : c'est ce qui a été récemment mis en évidence dans le cas du métro du Caire, avec une paroi moulée de 50 m de profondeur uniformément sollicitée par le rabattement effectué à l'intérieur de l'enceinte.

Toutefois, même lorsque le choix $d = b$ est mieux approprié du point de vue de la représentativité des déplacements, le choix $d = 1,5 \cdot l_0$ demeure généralement licite du point de vue de l'évaluation des efforts de flexion, qui résultent essentiellement de la partie non uniforme du chargement, comme l'avait d'ailleurs indiqué Westergaard [13] dans le cas des radiers.

On peut raisonnablement supposer qu'il en est de même, en particulier, dans le cas des tunnels.

On rappellera enfin que la théorie approchée du coefficient de réaction n'a jamais eu pour objet de calculer des déplacements, mais uniquement d'évaluer des sollicitations.

5

Conclusion

La comparaison systématique entre la théorie de Ménard et la théorie de l'élasticité a permis d'expliquer les écarts observés avec les résultats expérimentaux.

Bibliographie

- [1] Amar S., Clarke B.G.F., Gambin M.P., Orr T.L.L. – Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe, 1^{re} partie : pressiomètre Ménard et pressiomètre autoforeur. SIMSTF, Comité technique régional européen n° 4, *Pressiomètres*, A.A. Balkema, 1991.
- [2] Cassan M. – *Les essais in situ en mécanique des sols*, Paris, Eyrolles 1978.
- [3] Cordary D., Gambin M.P., Van Wambeke A. – « Préviation des tassements à l'aide du pressiomètre », X^e CIMSTF, Stockholm, vol. 1, 1981, p. 95.
- [4] Courbon J. – *Résistance des matériaux*, Paris Dunod, 1971.
- [5] Giroud J.P. – *Tassement et stabilité des fondations superficielles*, Presses universitaires de Grenoble, 1975.
- [6] Josselin de Jong G. – « Application des fonctions d'Airy aux problèmes de consolidation ». IV^e CIMS, Londres, 1957, p. 320.
- [7] Londez M., Namur S., Schmitt P. – « Analyse des mesures de déformation d'une paroi moulée à Colombes », XIV^e CIMSTF, Hambourg, vol. 2, 1997, p. 1323.
- [8] Ménard L. – « Le tassement des fondations et les techniques pressiométriques. Bilan après dix ans de résultats expérimentaux ». *Annales de l'ITBTP*, 1971.
- [9] Menard L., Bourdon C. – Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement. *Sols-Soils*, n° 12, 1965.
- [10] Schmitt P. – « Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 28, 1984.
- [11] Schmitt P. – « Méthode empirique d'évaluation du coefficient de réaction du sol vis-à-vis des ouvrages de soutènement souples ». *Revue Française de Géotechnique*, n° 71, 1995.
- [12] Terzaghi K. – Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Geotechnique*, vol.5, 1955, p. 297.
- [13] Westergaard H.M. – « Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis ». *Public Roads*, n° 7, 1926, p. 25.

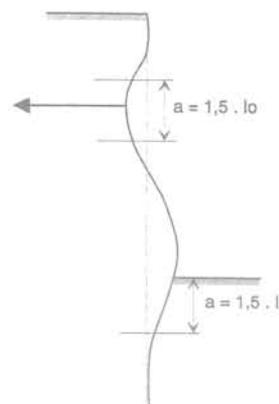


FIG. 5 Longueur caractéristique d'un écran souple.
Equivalent length of a flexible wall.

En particulier, il s'avère que la non-linéarité du comportement du sol est déjà en grande partie prise en compte dans la théorie de Ménard, et que les écarts observés dans le domaine des soutènements proviennent essentiellement du fait que la formule de Ménard et Bourdon assimile la fiche d'un écran à une semelle de fondation, sans tenir suffisamment compte des différences de comportement entre ces deux types d'ouvrage, dont les modes de sollicitation et de déformation sont relativement éloignés.

La théorie des poutres sur appuis élastiques a enfin permis de retrouver la valeur expérimentale du paramètre dimensionnel caractéristique des écrans souples, qui est de l'ordre de 1,5 fois la longueur élastique de l'écran pour les modes de sollicitations usuels.

L'ensemble des théories et expérimentations aujourd'hui disponibles permet en définitive de valider, dans le domaine d'utilisation qui lui est propre, la théorie approchée du coefficient de réaction et les méthodes de détermination mises au point par les entreprises spécialisées au cours des dernières décennies.

Le bien-fondé de cette approche empirique n'enlève rien à l'intérêt d'évoluer vers des méthodes numériques plus rigoureuses, permettant de prendre en compte le comportement non linéaire des terrains de façon plus satisfaisante qu'à partir de coefficients d'ajustement forfaitaires.

RENCONTRES GÉOSYNTHÉTIQUES 99

4^e COLLOQUE FRANCOPHONE

12-13 octobre 1999

Les « Rencontres Géosynthétiques » (géotextiles, géomembranes, produits apparentés) quatrième colloque francophone auront lieu les 12 et 13 octobre 1999 à Bordeaux.

Programme : État de l'art. Présentation de cas concret (routes, tunnels, centres de stockage de déchets, bassins...). Exposition technique.

Renseignements :

RENCONTRES GÉOSYNTHÉTIQUES 99
Boîte postale 81
50, avenue de Verdun
33611 Cestas Cedex
Tél. : 33 (0)5 57 89 01 90
Fax : 33 (0)5 57 89 01 91
E-mail : rencontres.gts99@bordeaux.cemagref.fr

Informations

Une **Biot Conference on Poromechanics** a été organisée à Louvain-la-Neuve (Belgique) du 14 au 16 septembre 1998.

Cette conférence a réuni les spécialistes qui utilisent, notamment en mécanique des sols, les théories établies par Maurice Anthony Biot.

A cette occasion, un CD-Rom reprenant les 180 publications de M. Biot a été réalisé.

Des exemplaires de ce CD-Rom peuvent être envoyés gratuitement aux chercheurs des instituts ou laboratoires intéressés.

Demande à adresser à :

Prof. E. Lousberg
UCL - Université de génie civil
Bâtiment Vinci
Place du Levant, 1
1348 Louvain-la-Neuve (Belgique)
Fax : +032 10 472179