

# Sommaire

BIBLIOTHEQUE  
HENRI VILLAT

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 72  
3<sup>e</sup> trimestre 1995

Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure  
C. GILBERT 3

---

Méthode des coefficients de réaction appliquée en France  
pour les calculs des soutènements : influence de la variation  
des paramètres 11  
A. DHOUB

---

Simulation du comportement d'une galerie de mine  
et de son soutènement lors d'un phénomène de rupture brutale 23  
C. VIBERT, G. COLOMBET, F. ESTEULLE

---

Développement des pressions interstitielles de construction  
dans les barrages en matériaux argileux humides 35  
D. POULAIN, E. ALONSO, H. GIRARD, P. MORLIER

---

Application d'un produit polymère à la consolidation des sables  
carbonatés 55  
A. BENNABI, D. LEVACHER

---

Reprise en sous-œuvre du château des Chevaliers Teutoniques 67  
E. DEMBICKI, W. ODROBINSKI, G. SANGLERAT

---

Discussion 82

---

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE

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

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

Comité de Direction : **M. Londez, G. Vouillé, D. Pfefer** (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 1995 (numéros 70 à 73) franco : 600 F

Prix au numéro franco : 173 F (valable également pour les numéros anciens)

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

---

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

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

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

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

N° d'imprimeur : 12232. Dépôt légal : octobre 1995

**Presses** de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**

(©) 1995

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.*

# Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure

**C. GILBERT**

*Soletanche entreprise  
6, rue de Watford,  
92000 Nanterre*

## Résumé

Cet article fait la synthèse de la méthode désormais traditionnelle de calculs aux modules de réaction et montre ses insuffisances. Afin de pallier les problèmes ainsi mis à jour, une nouvelle méthode de calculs d'interaction sol-structure est proposée. Ce modèle, dans lequel le sol est modélisé comme un ensemble de ressorts dépendants, est tout aussi simple d'utilisation que celui aux modules de réaction et permet de définir de façon indépendante du chargement les caractéristiques intrinsèques du sol et de la structure. Il permet donc de s'affranchir de la définition d'un module indéfini qui prête toujours à discussion et de se ramener aux propriétés du matériau seul, c'est-à-dire module d'Young et module de cisaillement. Le comportement non linéaire du sol défini par des paliers de plasticité au niveau de la contrainte de cisaillement est aussi intégré au modèle développé. La génération de contraintes de cisaillement permet de mettre en évidence les effets voûtes dans le terrain et ainsi de concentrer les efforts sur les points durs. Basé sur ces principes, un programme de calcul tridimensionnel a été développé afin de traiter les problèmes d'amélioration de terrain par inclusions (rigides ou non rigides) en prenant en compte la couche de répartition éventuelle ainsi que le dallage. Les équations utiles au développement du modèle sont données et des exemples sont traités. En particulier, la notion de module de Westergaard ainsi que la notion d'effet voûte dans les sols sont analysées.

## A new approach for soil-structure interaction

## Abstract

This article summarizes the traditional method of soil-structure interaction based on the modulus of subgrade reaction and shows its weakness. In order to avoid these weakness, a new soil-structure interaction model is proposed. This model considers the soil as a set of connected springs which enables interaction between springs. Its use is as simple as the traditional model but allows to define the soil properties independently from the structural properties and the loading conditions. Thus the definition of the modulus of subgrade reaction is unnecessary as each component is defined by its own modulus (Young's modulus and shear modulus). The non-linear soil behavior for the shear stress versus distortion is also incorporated in the model. This feature allows to pinpoint the arching effect in the ground and shows how the stresses concentrate on stiff materials. Based on these principles, a three dimensional program has been developed in order to solve the difficult problem of soil improvement by inclusions (stiff or soft). Also the possibility to take into account a flexible mat and/or a subgrade layer has been implemented. Equations used in the model are developed and a parametric study of the necessary data used in the program is presented. In particular, the Westergaard modulus notion and the arching effect are analyzed.

## Introduction

Les calculs actuels de fondations et de soutènements font appel au concept désormais classique de coefficient de réaction. Cette modélisation de l'interaction sol-structure est devenue populaire, car elle permet une modélisation simple du problème à l'aide de logiciels performants et bon marché.

Ce type de calculs appliqués aux soutènements et aux fondations (dallage, pieux, etc.) permet de calculer les déplacements de la structure ainsi que les sollicitations qui s'y appliquent. L'inconvénient majeur de cette méthode est la définition du coefficient de réaction qui dépend d'un grand nombre de paramètres tels la rigidité de la structure et ses dimensions, le chargement, les terrains, etc. et qui, de ce fait, est difficile à définir de manière non équivoque.

Le concept d'interaction sol-structure développé dans cet article part de la nécessité pour le concepteur d'ouvrage d'utiliser un modèle simple et performant tout en ne négligeant pas les concepts de base du géotechnicien qui considère le sol comme un matériau plus complexe qu'un ressort.

## La méthode au coefficient de réaction et ses limitations

Le coefficient de réaction est une notion développée par Westergaard (1938). Il relie de façon conceptuelle la pression,  $p$ , appliquée sur le sol à la déflexion,  $\delta$ , selon l'égalité suivante :

$$p = K \delta \quad (1)$$

dans laquelle  $K$  est donné en  $\text{kPa/m}$  ou  $\text{kN/m}^3$  dans le système SI. De manière complémentaire, le module de réaction,  $E_s$ , est défini comme le produit du coefficient de réaction,  $K$ , par la largeur d'application de la pression,  $B$ , selon la relation :

$$E_s = k B \quad (2)$$

Le module de réaction est donné en  $\text{kPa}$ .

Le coefficient de réaction est alors déterminé de façon simple à partir d'un essai de plaque comme montré de façon schématique sur la figure 1 où une courbe de tassement en fonction de la pression appliquée est représentée. La valeur du coefficient de réaction est alors reliée au choix que l'on fait en prenant comme définition du coefficient de réaction soit un coefficient sécant, soit un coefficient tangent, soit encore le coefficient initial comme représenté sur la figure 1. Les valeurs de pression et de tassement obtenues à partir de l'essai de plaque sont des valeurs moyennes ; la pression est obtenue comme le rapport de l'effort total appliqué à la surface de la plaque, et le tassement est le tassement moyen mesuré.

A titre d'exemple et afin de faire apparaître certains paramètres dont dépend le coefficient de réaction, celui-ci est calculé dans le cas d'une plaque circulaire rigide chargée uniformément. La formule de Boussinesq (1885) exprimant le tassement,  $\delta$ , en fonction de la pression,  $p$ , appliquée est la suivante :

$$\delta = \pi p R (1 - \nu^2) / (2 E) \quad (3)$$

où  $R$  est le rayon de la plaque circulaire,  $\nu$  le coefficient de Poisson et  $E$  le module d'Young du matériau élastique.

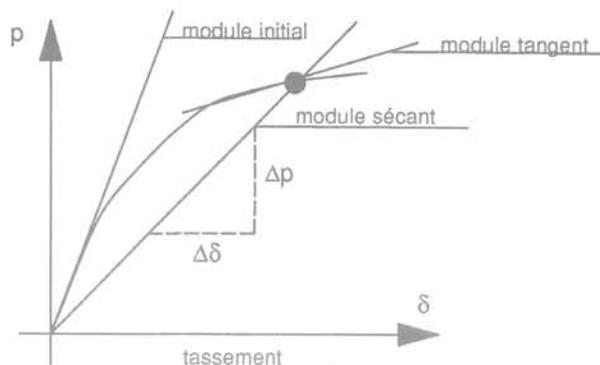


FIG. 1 Définition du coefficient de réaction.  
Definition of the coefficient of subgrade reaction.

Le tassement devant être le même à partir des équations (1) et (3), le coefficient de réaction est alors égal à :

$$K = 2 E / (\pi R (1 - \nu^2)) \quad (4)$$

L'équation (4) montre que dans le cas d'une plaque infiniment rigide, le coefficient de réaction dépend des propriétés élastiques du matériau sol ainsi que des dimensions de la plaque circulaire.

Dans le cas d'une plaque circulaire infiniment souple et chargée uniformément, le coefficient de réaction peut être défini de façon similaire. Le tassement,  $\delta_c$ , au centre de la plaque est donné par :

$$\delta_c = 2 p R (1 - \nu^2) / E \quad (5)$$

et le tassement au bord de la plaque,  $\delta_b$ , est donné par :

$$\delta_b = 1/2 \delta_c \quad (6)$$

Les modules de réaction au centre,  $K_c$ , et au bord,  $K_b$ , de la plaque infiniment souple sont donnés respectivement par :

$$K_c = E / (2 R (1 - \nu^2)) \quad (7)$$

et :

$$K_b = 1/2 K_c \quad (8)$$

La comparaison des équations (4), (7) et (8) fait apparaître que le coefficient de réaction dépend aussi de la rigidité de la plaque. Ce phénomène a déjà été discuté et pris en compte par Westergaard dans la définition d'un « rayon de rigidité » et qui correspond pour les poutres à la longueur élastique. Ce rayon,  $r_0$ , s'écrit :

$$r_0 = E y h^3 / (12 (1 - \nu^2) K) \quad (9)$$

où  $E_y$  est le module d'Young du matériau constituant la plaque,  $\nu$  son coefficient de Poisson,  $h$  son épaisseur et  $K$  le coefficient de réaction du sol sous-jacent.

Il faut noter que dans toutes les formulations le coefficient de réaction est inversement proportionnel au rayon (ou rayon de rigidité). Plus une plaque est rigide, plus son rayon de rigidité augmente et plus le coefficient de réaction diminue. Ceci avait déjà été signalé par Terzaghi (1958) dont la démonstration physique était présentée par l'intermédiaire du concept du bulbe des isocontraintes.

La détermination du coefficient de réaction étant complexe et dépendant de multiples paramètres, la pratique consiste à se fixer des règles empiriques de détermination du coefficient de réaction qui sont basées sur l'expérience. Dans le cas de fondations superficielles, de fondations profondes et de soutènements, le coefficient de réaction est principalement

déterminé en France à partir des modules pressiométriques. Différentes formulations courantes sont actuellement utilisées en fonction du type d'ouvrage (pieu ou soutènement) et du type de sollicitations (mise en tension de tirants, excavation, etc.) ainsi que de la vitesse d'application. A titre d'exemple nous citerons les plus courantes.

La formule de base pour la détermination du coefficient de réaction consiste à appliquer directement le résultat de l'essai pressiométrique. Cette formule donne le coefficient de réaction d'une section en arc de cercle de rayon R :

$$K = E_m / [(1 + \nu) R] \quad (10)$$

où  $E_m$  est le module pressiométrique. Cette formule diffère de la formule donnée par l'application des concepts de l'élasticité car le sol autour de l'excavation se plastifie. Dans un milieu purement élastique, le coefficient de réaction est donné par :

$$K = E / [(1 + \nu) R] \quad (11)$$

où E est et le module d'Young du matériau élastique. Pour ce qui est des fondations superficielles de longueur, L, et de largeur, B, le coefficient de réaction, K, est donné à partir des formules pressiométriques par :

$$K = 9E_m / [2 B_0 (\lambda_d B / B_0)^\alpha + \alpha \lambda_c B] \quad (12)$$

où  $B_0$  est la largeur de référence,  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  les coefficients de forme, fonction du rapport L/B.

Pour ce qui est des pieux dont le diamètre, B, est supérieur à 0,60 m, le module de réaction sous effort horizontal est donné par les formules suivantes :

$$E_s = 18 E_m / [4 (2,65 (B/B_0)^\alpha B_0/B + 3 \alpha)] \quad (13)$$

où  $B_0$  est le diamètre de référence égal à 0,60 m,  $\alpha$  le coefficient rhéologique et  $E_m$  le module pressiométrique.

Lorsque le diamètre du pieu est inférieur ou égal à 0,60 m alors le module de réaction est donné par :

$$E_s = 18 E_m / [4 (2,65)^\alpha + 3 \alpha] \quad (14)$$

Pour la détermination du coefficient de réaction pour les calculs de soutènement, un certain nombre de formules sont actuellement utilisées dont les principales sont :

– Menard-Bourdon (1965) :

$$K = E_m / (\alpha a/2 + 0,133 (9 a)^\alpha) \quad (15)$$

où a est un paramètre relié à la longueur mise en butée.

– Balay (1980), mise en tension des tirants :

$$K = r s 4 E_m / L_0 \quad (16)$$

avec :

$$L_0 = (E I / E_m)^{1/3}$$

et r et s sont des coefficients tenant compte de la méthode de mise en place ainsi que de la géométrie.

La méthode pénétrométrique peut aussi être utilisée afin de fournir des corrélations entre le module de réaction horizontal et la résistance en pointe,  $q_c$ . A titre indicatif une formule empirique couramment utilisée est la suivante :

$$E_s = 4,5 q_c$$

Un certain nombre d'auteurs tels que Terzaghi (1955), Rowe (1957), Gigan (1989) ont donné des relations empiriques afin d'évaluer le coefficient de réaction en fonction de paramètres tels que la cohésion non drainée, la profondeur, la fiche, etc. Une formulation couramment admise dans la pratique pour l'évaluation des coefficients de réaction horizontaux destinés aux calculs des soutènements est donnée par Chadeisson

(1975) sous forme d'abaques reliant le coefficient de réaction à l'angle de frottement et à la cohésion du terrain.

D'une manière générale, Schmitt (1984) a mis en évidence expérimentalement la sous-évaluation systématique des coefficients de réaction déterminés par les méthodes traditionnelles lorsque les déformations sont faibles. Ce constat est identique à celui effectué sur le module d'Young.

L'utilisation de l'équation (1) montre que la déformée du sol seul, chargé avec une pression  $p(x)$  où x est l'abscisse, est homothétique au chargement. De façon explicite, la déformée du sol,  $s(x)$ , s'écrit :

$$s(x) = p(x) / K \quad (17)$$

La figure 2 montre la déformée du sol représentée par un coefficient de réaction sous une bande uniformément chargée de rigidité nulle et la compare au tassement d'un matériau élastique soumis à ce même chargement.

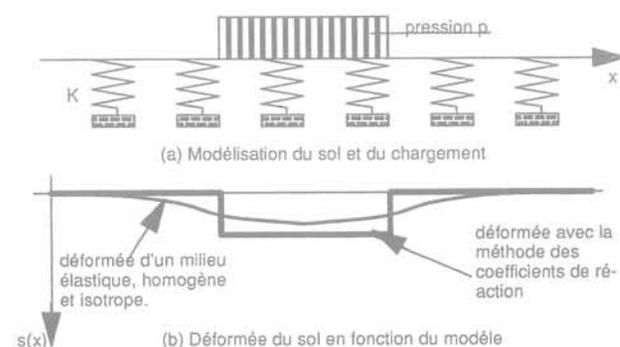


FIG. 2 Exemple de chargement et déformée selon le modèle pris en compte. Example of settlement curves.

Il apparaît dans la figure 2 que le sol modélisé à partir des coefficients de réaction en dehors de la zone chargée ne subit aucune déformation contrairement à la modélisation du sol comme milieu homogène, élastique et isotrope. De plus, la déformée obtenue à partir de la modélisation aux modules de réaction est discontinue et fortement éloignée de la déformée réelle, quelle que soit la valeur du module retenu.

Cet ensemble de formules empiriques simplifie énormément le travail du projeteur au prix d'une modélisation trop « simpliste » qui fait oublier l'existence du matériau sol au comportement plus complexe. Afin de prendre en compte le sol, un modèle d'interaction simple est développé.

### 3

## Le modèle d'interaction sol-structure : GATEM

Le point négatif de la méthode aux modules de réaction est l'absence de couplage des ressorts adjacents. La modélisation que nous proposons consiste à connecter les ressorts adjacents par des éléments de type « contact » et à établir une loi d'interaction.

Afin d'établir les équations nécessaires, considérons deux ressorts comme indiqué sur la figure 3.

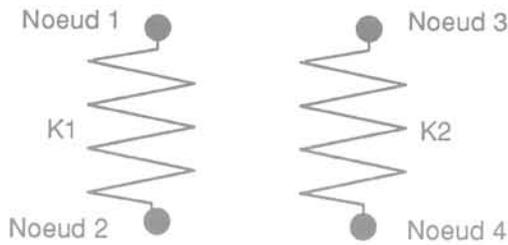


FIG. 3 Interaction entre deux ressorts adjacents.  
Adjacent springs interaction.

Ces ressorts représentent des colonnes de sol comme indiqué en figure 4. La matrice de rigidité élémentaire de chaque ressort est la suivante :

$$K_{cl} = \frac{ES}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (19)$$

où le facteur  $ES/L$  représente la rigidité  $K$  du ressort.  $E$  est le module d'Young du sol,  $S$  la section de la colonne de sol considérée et  $L$  sa longueur.

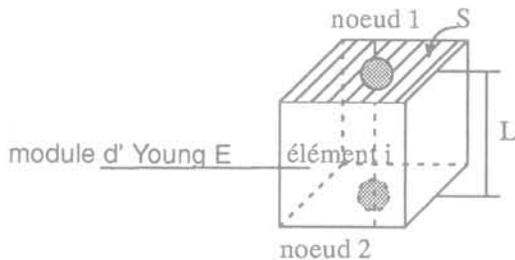


FIG. 4 Représentation de l'élément de sol représenté par le ressort de rigidité  $K$ .  
Soil column modeled as a spring.

En plus du terme de rigidité axiale, il existe une interaction entre les éléments voisins  $i$  et  $j$  comme montré sur la figure 5. Afin d'établir les équations nécessaires, nous supposons un comportement linéaire élastique entre ces deux éléments. Soit  $p$  la largeur de contact entre ces deux éléments et  $L$  la hauteur de contact, le déplacement relatif entre les nœuds du sommet, 1 et 3, ainsi qu'entre les nœuds du bas est défini par :

$$\begin{aligned} -\Delta u_1 &= u_3 - u_1 \\ -\Delta u_2 &= u_4 - u_2 \end{aligned}$$

où  $u_i$  est le déplacement du nœud  $i$ . En appelant  $k$  la rigidité reliant la contrainte de cisaillement,  $\tau$ , au déplacement relatif,  $\Delta u$  :

$$\tau = k \Delta u \quad (19)$$

la matrice de rigidité élémentaire pour le comportement élastoplastique de l'élément dans le plan  $XOZ$  ou  $YOZ$  s'écrit :

$$K_e = C \begin{bmatrix} 2 & 1 & -2 & -1 \\ 1 & 2 & -1 & -2 \\ -2 & -1 & 2 & 1 \\ -1 & -2 & 1 & 2 \end{bmatrix}$$

avec :

$$C = \frac{pLk}{6}$$

Dans le cas d'un comportement élasto-plastique des contacts, la matrice de rigidité a une forme similaire à celle donnée précédemment, mais la valeur  $k$  est choisie comme la valeur moyenne trouvée aux nœuds inférieurs et supérieurs. Dans ce cas, la matrice est évaluée à partir d'un module sécant, et cette formulation permet de garder une matrice de forme symétrique qui simplifie le traitement des équations ainsi que le stockage.

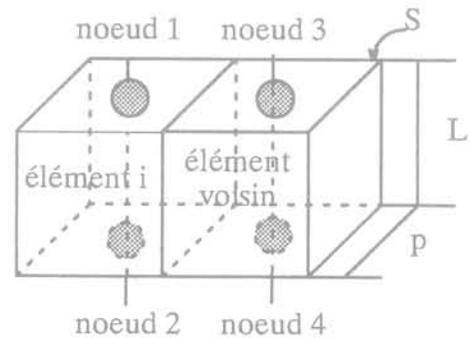


FIG. 5 Représentation de deux éléments adjacents et numérotation.  
Adjacent soil elements.

#### 4

## Applications de ce modèle à quelques cas simples

Les concepts de ce modèle ont été mis en œuvre dans le programme GATEM (Gilbert *et al.*, 1993) qui est un logiciel traitant de l'amélioration des sols mous par inclusions. Il est destiné à résoudre les problèmes suivants qui sont montrés sur la figure 6.

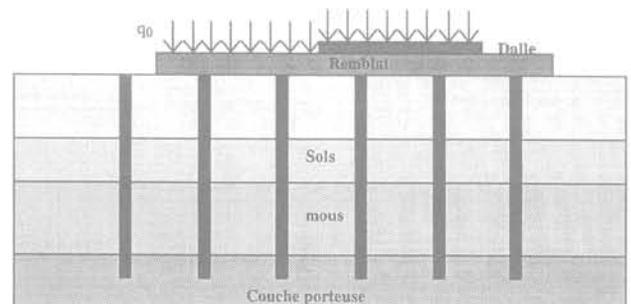


FIG. 6 Champs d'application du programme GATEM.  
Problems dealt with by GATEM.

En particulier, l'utilisation d'inclusions plus ou moins rigides comme des pieux, des colonnes de jet grouting, des colonnes ballastées, des puits ballastés,

etc. peut être modélisée pour voir leur rôle quant à l'amélioration de terrains mous.

Deux exemples d'application seront traités ici correspondant aux problèmes bien connus de la détermination du module de Westergaard, ainsi qu'à la représentation de l'effet de voûte qui se développe dans le sol lors de la présence de « points durs ».

Le premier exemple correspond à un essai de plaque dans lequel les dimensions de la plaque sont des paramètres variables. Le cas étudié correspond à une surface de sol de 25 m x 25 m composé d'une couche de 10,0 m d'épaisseur surmontée par un remblai de 0,50 m d'épaisseur.

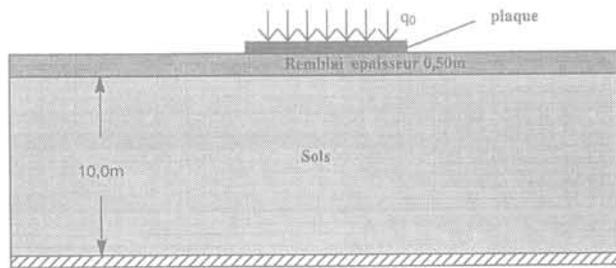


FIG. 7 Géométrie de l'exemple 1.  
Geometry for example 1.

Les caractéristiques mécaniques prises en compte pour les deux couches sont données dans le tableau I.

TABEAU I Caractéristiques mécaniques prises en compte pour l'exemple 1.  
Soil properties for example 1.

Terrain	Épaisseur (m)	Module d'Young (MPa)	$\tau_{\max}$ (kPa)	$U_{\text{plais}}$ (m)
Remblai	0,50	70	100	0,01
Argile	10,0	10	100	0,01

Le comportement à l'interface des colonnes de sols est considéré comme élastoplastique. Plus explicitement, la contrainte de cisaillement varie comme indiqué sur la figure 8 en fonction du déplacement relatif.

Des plaques carrées de 1,0 m, 3,0 m, 5,0 m, 15,0 m et 25,0 m ont été chargées sous une contrainte de 70 kPa et

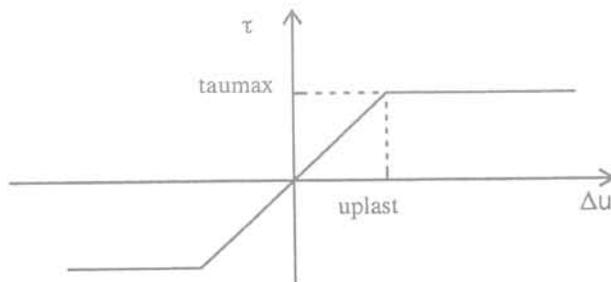


FIG. 8 Relation entre les contraintes de cisaillement et le déplacement relatif à l'interface sol/sol.  
Stress-strain law for the contact element.

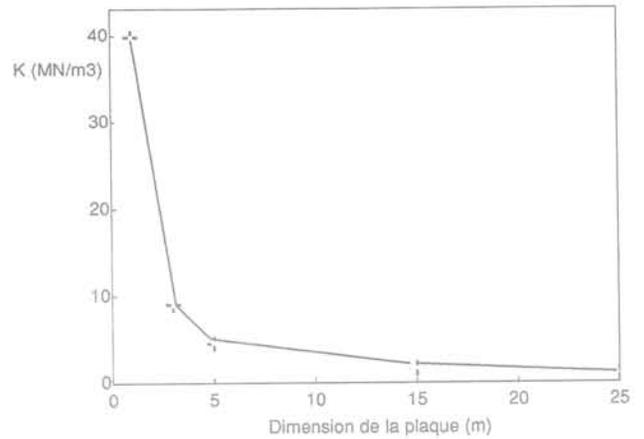


FIG. 9 Évolution du coefficient de réaction en fonction des dimensions de la zone chargée.  
Coefficient of subgrade reaction as a function of plate width.

le coefficient de réaction en fonction des dimensions de la plaque est donné sur la figure 9.

Comme les formules basées sur l'élasticité le laissent présager, le coefficient de réaction diminue lorsque la surface chargée augmente. De plus, quand la dimension de la zone chargée augmente, le coefficient de réaction tend vers la valeur suivante :

$$K = E_y / H \quad (20)$$

où  $E_y$  correspond au module de l'ensemble remblai plus sol (moyenne harmonique) et  $H$  correspondant à l'épaisseur totale de la couche. Dans le cas de l'exemple 1, le module d'Young moyen est égal à 10,42 MPa, et le coefficient de réaction est alors égal à 0,99 MN/m<sup>3</sup>.

Le deuxième exemple consiste à déterminer le report d'effort sur des inclusions rigides de type pieux lorsque ceux-ci sont utilisés pour renforcer un terrain compressible. La géométrie du problème est donnée en figure 10, et les caractéristiques mécaniques retenues pour cet exemple sont données dans le tableau II.

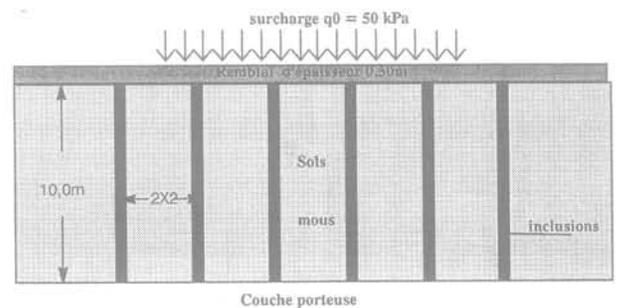


FIG. 10 Géométrie de l'exemple 2.  
Geometry for example 2.

Le sol est chargé avec une surcharge uniforme de 50 kPa. Le sol compressible est renforcé par des inclusions en béton de diamètre 0,27 m réparties selon une maille carrée de 2,0 m qui sont fichées dans le substratum.

L'utilisation d'inclusions va permettre au sol de se décharger par mise en jeu du frottement négatif sur les

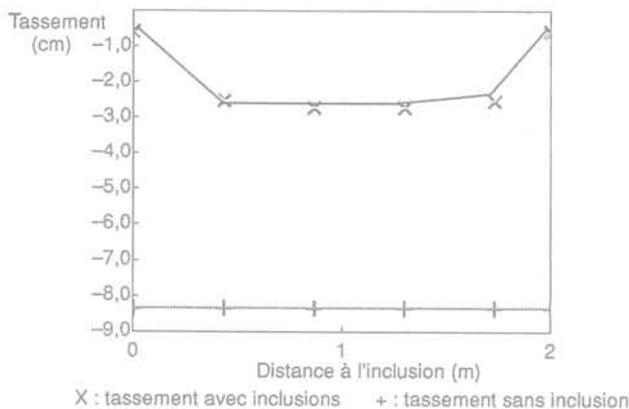
**TABEAU II** Caractéristiques mécaniques prises en compte pour l'exemple 2.  
Soil characteristics for example 2.

Terrain	Épaisseur (m)	Module d'Young (MPa)	Interaction sol/sol		Interaction sol/piéu	
			$\tau_{\max}$ (kPa)	$U_{\text{plis}}$ (m)	$\tau_{\max}$ (kPa)	$U_{\text{plis}}$ (m)
Remblai	0,50	70	100	0,01	100	0,01
Argile	10,0	6	50	0,01	30	0,01

pieux. Les pieux vont donc se charger jusqu'à une certaine profondeur (point de frottement négatif nul), et le sol va se décharger. La conséquence de ce transfert de charge est la diminution du tassement de la couche compressible. Dans l'exemple traité, le point de frottement négatif nul se situe à la base de la couche compressible comme nous le verrons dans l'analyse des résultats.

Dans cet exemple, on suppose que l'interaction sol/inclusion est identique quel que soit le signe des contraintes de cisaillement (frottement positif ou négatif). Le module d'Young des inclusions est pris égal à 10000 MPa.

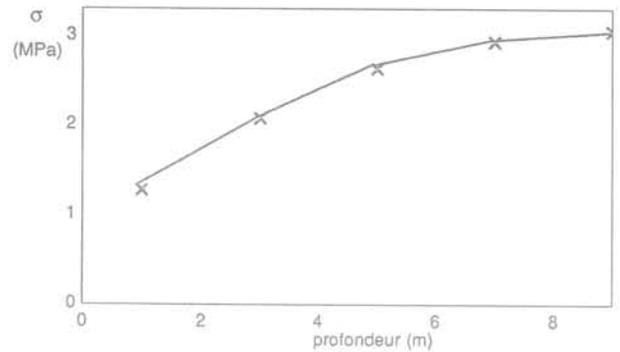
Les résultats obtenus sont présentés en figures 11 et 12. La figure 11 représente le tassement en surface sous 50 kPa et le compare au tassement sans amélioration. Les tassements sont réduits dans un rapport de l'ordre de 3,3, ce qui correspond à une valeur usuelle dans ce type de traitement.



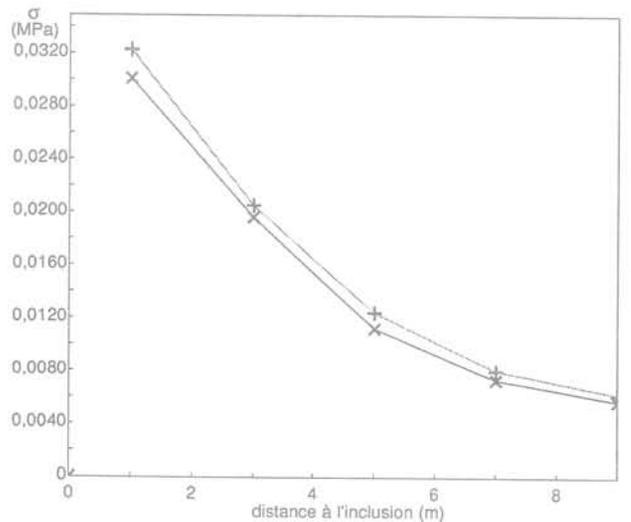
**FIG. 11** Tassement en surface en fonction de la distance à l'inclusion.  
Surface settlement.

De même, la variation de contrainte dans l'inclusion en fonction de la profondeur est donnée en figure 12 où il apparaît que l'inclusion se charge en profondeur par effet du frottement négatif.

Le phénomène de déchargement du sol est représenté sur la figure 13 pour différentes distances à l'inclusion. Partant d'une contrainte de 0,05 MPa en surface, les contraintes verticales diminuent quand la profondeur augmente et sont plus importantes lorsque la distance à l'inclusion est plus grande. Ce phénomène est compatible avec le fonctionnement proposé par Combarieu.



**FIG. 12** Contrainte dans les inclusions en fonction de la profondeur.  
Compressive stress in the inclusion.



X : distance de 0,35m à l'inclusion + : distance de 0,78m à l'inclusion

**FIG. 13** Contrainte dans le sol en fonction de la profondeur pour différentes distances à l'inclusion.  
Vertical stress in the soil as a function of the distance to the inclusion.

5

## Conclusions

Le modèle de calcul d'interaction sol-structure présenté dans cet article permet par l'intermédiaire d'un artifice de modélisation de représenter le comportement du sol plus exactement que par la méthode traditionnelle du module de réaction. Les changements de notions qu'il envisage sont relativement faibles et pourront certainement s'intégrer dans la continuité du travail des bureaux d'études sans révolutionner leurs approches. Cette méthode plus réaliste est à mi-chemin entre la méthode trop simpliste du module de réaction et la méthode plus complexe des éléments finis. De plus, cette notion, appliquée au traitement du délicat problème d'amélioration de terrain, permet de quantifier les améliorations provoquées. Ce modèle pourra s'appliquer aux calculs des soutènements et permettra, sans aucun doute, de tenir compte des phénomènes d'effet de voûte actuellement totalement occultés.

## Bibliographie

---

- Balay J. – Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, LCPC, FAER 1.07.12, 1984.
- Chadeisson – Note interne Solétanche pour la définition des coefficients de réaction, 1975.
- Gigan J.-P. – Expérimentation d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs, *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 129, 1984.
- Gilbert C., Anfrie E. – Notice technique du programme GATEM et Notice d'utilisation du programme GATEM, Documents internes Solétanche, 1993.
- Marche R. – Sollicitation en flexion des pieux par les couches qu'il traverse, Thèse de doctorat, École polytechnique de Lausanne, 1974.
- Menard L., Bourdon C. – Calcul des rideaux de soutènement. Méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement, *Sols-Soils*, n° 12, 1965.
- Rowe P.W. – A theoretical and experimental analysis of sheetpile walls, *Proceedings of ICE*, 1957.
- Schmitt P. – Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènements souples, *Revue Française de Géotechnique*, n° 28, 1984.
- Terzaghi K. – Evaluation of coefficients of subgrade reaction, *Geotechnique*, 1955.
- Westergaard H.M. – « A problem of Elasticity Suggested by... » in *Contributions to the Mechanics of Solids*, Stephen Timoshenko 60th Anniversary Volume, The Macmillan Co, NY, 1938.



# Méthode des coefficients de réaction appliquée en France pour les calculs des soutènements : influence de la variation des paramètres\*

A. DHOUB

GEO-SIGMA, Paris

## Résumé

On rappelle l'analogie de comportement entre un ressort « parfaitement élastique » (modèle de Winkler) et un sol « pseudo-élastique » pour expliquer la notion du coefficient de réaction du sol utilisée dans le calcul et le dimensionnement des soutènements en France. On étudie, à partir de calculs numériques basés sur la méthode aux coefficients de réaction de type « DENEbola-LPC », l'incidence du coefficient de réaction horizontal  $k_h$ , des paramètres de cisaillement  $c$  et  $\phi$  et de la rigidité  $EI$  de la paroi de soutènement sur l'évolution théorique des déplacements et des pressions d'une paroi tirantée et d'une paroi autostable.

## Methods based on subgrade reaction coefficients used in France to design retaining walls : parameter study

## Abstract

We recall herein the simple analogy between the behaviour of a perfectly elastic spring (Winkler model) and a « pseudo-elastic » soil in order to analyse the concept of subgrade reaction coefficient and its use in France to design retaining structures such as diaphragm walls. Then, we carry out a parameter study to analyse the effect of subgrade reaction coefficient, soil parameters  $c$  and  $\phi$  and retaining wall stiffness on theoretical displacements and pressures behind anchored and self-stable retaining wall in the « DENEbola-LPC » software.

\* La présente communication fait partie de l'ensemble des conférences présentées, le 14 septembre 1994, au Comité français de mécanique des sols. Elle est la suite des articles regroupés dans la *Revue française de géotechnique* n° 71 du 2<sup>e</sup> trimestre 1995.

## NOTATIONS

a	: paramètre dimensionnel analogue à la hauteur de paroi,
B	: largeur d'un massif enterré soumis à des efforts de renversement,
c	: cohésion du sol,
$C_a$	: terme de cohésion lié à la pression limite de poussée,
$c_o$	: cohésion de référence ( $c_o = 30$ kPa)
$C_p$	: terme de cohésion lié à la pression limite de butée,
El	: rigidité d'une paroi d'épaisseur e,
$E_M$	: module de déformation pressiométrique Ménard,
$E_s$	: raideur du sol (= 2 à 3 $E_M$ ),
$\varphi$	: angle de frottement interne du sol,
$\gamma$	: poids volumique du sol,
h	: hauteur du même massif enterré soumis à des efforts de renversement,
$h_c$	: hauteur caractéristique qui définit l'étendue de la zone de contact effectif sol-structure,
$K_a$	: coefficient de pression limite de poussée,
$k_h$	: coefficient de réaction horizontal du sol (analogue à un poids volumique),
$k_{ha}$	: coefficient de réaction coté de la poussée,
$k_{hmax}$	: coefficient de réaction à l'origine de la courbe « pression-déplacement »,
$k_{hp}$	: coefficient de réaction coté de la butée,
$K_o$	: coefficient des terres au « repos » (conditions œdométriques),
$K_p$	: coefficient de pression limite de butée,
$k_v$	: coefficient de réaction vertical du sol (analogue à un poids volumique),
$p_a$	: pression limite de poussée,
$p_p$	: pression limite de butée,
th	: tangente hyperbolique,
u	: déplacement horizontal dû à une pression horizontale $p_h$ ,
$u_{ca}$	: déplacement caractéristique lié à la cohésion du coté de la poussée,
$u_{cp}$	: déplacement caractéristique lié à la cohésion du coté de la butée,
$u_{\varphi a}$	: déplacement caractéristique lié à l'angle de frottement du coté de la poussée,
$u_{\varphi p}$	: déplacement caractéristique lié à l'angle de frottement du coté de la butée,
w	: déplacement vertical dû à une pression verticale $p_v$ .

1

## Notion physique, analogie de comportement mécanique

1.1

### Cas du ressort

Lorsqu'une force ponctuelle P est appliquée à l'extrémité d'un ressort de raideur (ou coefficient de

rappel) k, celui-ci subit un allongement (u) ou un raccourcissement (-u). La relation élémentaire qui relie, dans le domaine élastique linéaire, les divers paramètres est :

$$P = \xi \cdot k \cdot u, \quad (1)$$

$\xi$  vaut + 1 lorsque le ressort est en traction simple, - 1 pour la compression simple. Une telle relation représente le modèle classique de Winkler (1868).

Ce modèle montre que (Figure 1.a) :

- lorsque la raideur k du ressort augmente, le déplacement u diminue pour le même effort ponctuel appliqué P ;

- une augmentation de la force P au-delà de la résistance caractéristique de rupture  $P_r$  du ressort conduit à la rupture de ce dernier : les déplacements u ne dépendent plus, à ce stade de déformations, de la raideur k et tendent vers des valeurs « infinies » ;

- la raideur k du matériau du ressort régit donc le domaine d'élasticité linéaire et limite, par conséquent, la plage de variations des déplacements (allongement ou raccourcissement) d'origine élastique. En effet, plus le ressort est rigide, plus les déplacements, avant rupture, sont faibles et la plastification rapidement atteinte.

1.2

### Analogie sol-ressort

Dans les logiciels de calculs automatiques récents et particulièrement les plus utilisées en France (« DENE-BOLA-LPC », « RIDO » et « PAROI »), faisant appel à la notion du coefficient de réaction, on introduit un modèle analogue à celui de Winkler (Fig. 1.b). Le sol exerce (cas de parois de soutènement, Fig. 1.c) ou « subit » (cas de massif de fondation enterré, Fig. 1.d) une pression surfacique p respectivement sur ou par la structure de contact qui soit se déplace de u soit tasse de w.

Avant la mobilisation des pressions limites du sol au contact d'une paroi verticale (pressions active coté poussée  $p_a$  ou passive coté butée  $p_p$ ), la pression p est liée, dans le domaine « pseudo-élastique », par une équation analogue à la relation (1), soit :

$$p = p_o + \xi \cdot k_s \cdot u, \quad (2)$$

$k_s$  est le coefficient de réaction du sol, analogue à un poids volumique,

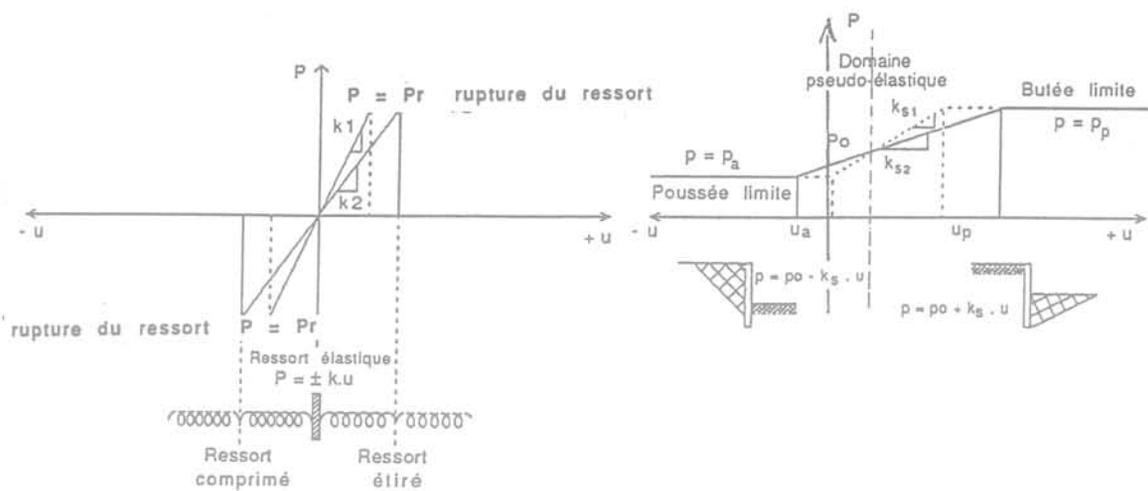
$p_o$  désigne la pression qui règne dans le sol avant sa mise en charge ou en décharge,

$\xi$  permet de tenir compte du mode de sollicitation entre le sol et la paroi de contact ( $\xi = -1$  coté poussée, et  $\xi = +1$  coté butée).

En conclusion, l'analogie « sol-ressort » montre que :

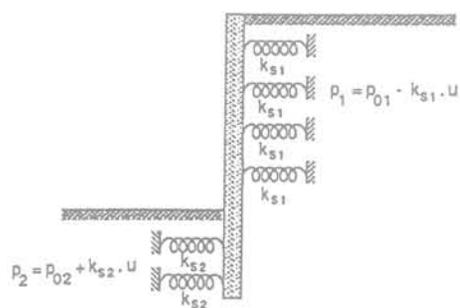
- le coefficient de réaction du sol régit les déplacements qui permettent de mobiliser les pressions limites de poussée et de butée du sol. Plus le sol est raide, plus les déplacements sont faibles ; le domaine « pseudo-élastique » se réduit, l'état limite de poussée et/ou de butée est atteint ;

- la mobilisation complète des pressions limites conduit à la rupture du sol et à des déplacements « importants » où le coefficient de réaction  $k_s$  du sol ne joue, à ce niveau de déformations, aucun rôle.

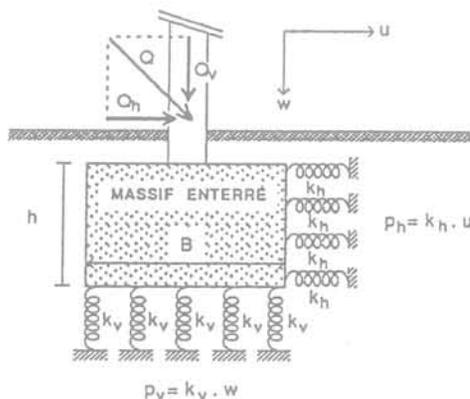


a- comportement du ressort

b- Comportement élastique-parfaitement plastique de poussée-butée du sol



c- Cas de paroi de la soutènement



d- Cas du massif enterré

FIG. 1 Modèle de Winkler : analogie sol-ressort et coefficients de réaction de cas types. Soil-spring analogy based on the Winkler model and subgrade reaction coefficients for typical cases.

1.3

Application aux parois verticales de soutènement

1.3.1

Formulation de type Ménard et Bourdon

Par application de la formulation de L. Ménard et C. Bourdon (1964), J. Balay (1985) a fixé, dans le calcul du coefficient de réaction horizontal  $k_h$ , les valeurs d'un paramètre dimensionnel  $a$  (analogue à la hauteur  $h$  de la semelle de la figure 1.d). En l'absence d'éléments ponctuels de confortement de la paroi verticale de soutènement (tirants d'ancrage, butons), une telle formulation conduit à l'expression suivante :

$$k_h = \frac{E_M}{\frac{6}{5} \cdot a \cdot \left[ \frac{2}{5} \cdot \alpha + (9 \cdot a)^{\alpha-1} \right]}$$

A la lumière de ce résultat, il y a lieu de noter que :

- une telle formulation de  $k_h$  est compatible avec l'idée que le coefficient de réaction n'est pas un paramètre intrinsèque du sol. En effet, ce coefficient dépend, en plus du module pressiométrique Ménard  $E_M$  et du coefficient rhéologique  $\alpha$  du sol ambiant, de la géométrie de la paroi de soutènement ;

- la modélisation ainsi proposée respecte la continuité des déplacements normaux (perpendiculaires à la fibre neutre de la paroi de soutènement). Elle peut intégrer aussi de façon empirique à ce jour le mécanisme de « décollement » par la prise en compte d'un « mort-terrain » lorsque la hauteur  $a$  de la paroi est supérieure à la hauteur caractéristique  $a_c$  (Monnet, 1994). Mais contrairement à ce que l'on pense, une telle modélisation ne constitue pas une loi d'interaction sol-paroi car elle n'introduit pas le mode de glissement qui peut se produire entre le sol et la paroi de soutènement. L'introduction du mécanisme de glissement est possible en associant, par exemple, aux ressorts « normaux » des éléments de rigidité tangentiels (ressorts

parallèles à la face de contact sol-structure), comme dans la modélisation d'interfaces par éléments finis (A. Barbas et R. Frank, 1982). Cependant, une telle procédure ne paraît pas pouvoir améliorer la méthode actuelle de calcul faisant appel aux coefficients de réaction.

Notons enfin que dans ce cadre, la présente formulation pose quelques problèmes : lorsque le paramètre dimensionnel a augmente considérablement,  $k_h$  diminue fortement. Inversement, ce dernier est très élevé pour des valeurs de a très faibles et ce pour un même sol au contact d'une même paroi ou au contact de parois à rigidités différentes.

Ce constat a conduit A. Monnet (1994) à lier  $k_h$  à la rigidité de la paroi de soutènement tout en s'inspirant de l'abaque interne et non publié de Chadeisson.

### 1.3.2

#### Approche de type A. Monnet

La formulation de A. Monnet est basée sur une démarche intéressante pour prôner la validité de l'abaque de Chadeisson. Cette démarche tient compte, d'une manière implicite, de la géométrie de la paroi en la liant directement à la rigidité (El) du soutènement et aux paramètres de cisaillement (c et  $\phi$ ) du sol de contact en butée avec la paroi, soit :

$$k_{hp} = \beta_p \cdot \left[ \frac{120}{11} \cdot \text{El} \cdot \left( \frac{K_p \cdot \gamma}{u_{\phi p}} \right)^4 \right]^{1/5} + \frac{C_p \cdot c' \cdot \text{th} \left( \frac{c'}{c_0} \right)}{u_{cp}} \quad (3)$$

avec :

$$\beta_p = \left( 1 - \frac{K_0}{K_p} \right)$$

Il y a lieu de noter que l'introduction de la rigidité de la paroi dans l'estimation de  $k_h$  a été également faite par J.-P. Gigan (1984) à partir des résultats de calculs théoriques par éléments finis effectués par S. Barusaud (1981) pour l'étude de l'interaction sol-paroi-ancrage. Contrairement à A. Monnet, J.-P. Gigan faisait intervenir la raideur  $E_s$  ( $= 2$  à  $3 E_M$ ) du sol et implicitement la rigidité de la paroi au moyen de la longueur de transfert  $l_0$  qui traduit la rigidité relative sol-paroi.

En effet, la formulation de  $k_h$  en fonction de la rigidité de la paroi de soutènement est, à notre avis, indiscutable : une paroi rigide conduit à une augmentation des contraintes derrière la paroi et à une diminution des déplacements de la paroi rigide. Une telle augmentation de la pression ne compense pas la diminution des déplacements. Le coefficient de réaction  $k_h$  ne peut qu'augmenter. Néanmoins, l'examen des hypothèses multiples, bases de l'approche abordée par A. Monnet (1994), appelle les remarques suivantes :

- la formulation de  $k_h$  ne peut être valable que si la fiche h de la paroi en contact avec le sol est inférieure à la hauteur caractéristique  $h_c$  ;
- l'évaluation de  $k_h$  repose sur l'idée que la compacité du sol reste homogène sur la hauteur h ou  $h_c$  ;
- le choix des déplacements caractéristiques rattachés aux paramètres de cisaillement (c et  $\phi$ ) est arbitraire. Ceci vaut également pour le choix du terme de cohésion intervenant dans la forme finale de  $k_h$ .

Une démarche analogue à celle de A. Monnet conduit à exprimer le coefficient de réaction  $k_h$  du sol en poussée par :

$$k_{ha} = \beta_a \cdot \left[ 30 \cdot \text{El} \cdot \left( \frac{K_a \cdot \gamma}{u_{\phi a}} \right)^4 \right]^{1/5} + \frac{C_a \cdot c' \cdot \text{th} \left( \frac{c'}{c_0} \right)}{u_{ca}} \quad (4)$$

avec :

$$\beta_a = \left( \frac{K_0}{K_a} - 1 \right)$$

L'analyse de A. Monnet repose, comme toutes les approches récentes basées sur le coefficient de réaction, sur l'hypothèse de comportement « pseudo-élastique » linéaire du sol entre les deux états limites de pressions en poussée active et en butée passive connue sous le nom de « loi élasto-plastique » (Fig. 1.b). L'introduction d'une loi de réaction hyperbolique des « pression-déplacements » (Kondner, 1964) conduit à une expression analogue à l'égalité (2), soit (Fig. 2) :

$$p = p_0 + \xi \cdot \frac{u}{\left( \frac{1}{k_{h\max}} + \frac{u}{p_u} \right)} \quad (5)$$

$k_{h\max}$  désigne la valeur maximale du coefficient de réaction à l'origine de la courbe hyperbolique de réaction et  $p_u$  la pression limitant la courbe de réaction ( $= p_a$  ou  $p_p$ ).  $\xi$  garde la même définition que dans l'équation (2).

Une approche similaire à celle de A. Monnet conduit à une formulation des coefficients de réaction analogue à celle donnée par les égalités (3) et (4) précédentes mais en remplaçant les valeurs de  $\beta$  par :

$$\beta_p = \frac{K_p}{K_0} \cdot \left( 1 - \frac{K_0}{K_p} \right) \quad (\text{côté butée}), \quad (3a)$$

et

$$\beta_a = \frac{\left( \frac{K_0}{K_a} - 1 \right)}{\left( 2 - \frac{K_0}{K_a} \right)} \quad (\text{côté poussée}). \quad (4a)$$

Les coefficients de réaction obtenus à partir des identités (3a) et (4a) constituent des valeurs maximales (pente à l'origine de la courbe de réaction) où l'on peut lier la pression de rupture  $p_u$  à un déplacement caractéristique  $u_0$  par :

$$p_u = k_{h\max} \cdot u_0 \quad (6)$$

La combinaison des égalités (5) et (6) conduit à un coefficient de réaction  $k_h$  qui décroît en fonction des déplacements croissants u de la paroi et dont la valeur est donnée par l'équation hyperbolique :

$$k_h = \frac{k_{h\max}}{\left( 1 + \frac{u}{u_0} \right)} \quad (7)$$

Ce résultat concorde parfaitement avec les observations de L. Ménard (1962) qui précise que les coeffi-

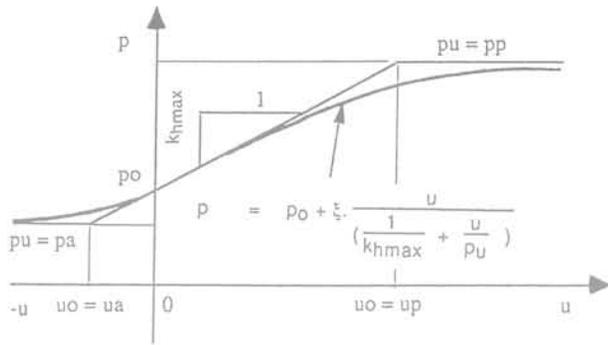


FIG. 2 Loi de réaction hyperbolique pour le calcul des coefficients de réaction.  
Subgrade reaction coefficient : hyperbolic reaction rule.

coefficients de réaction, correspondant à de très faibles déplacements dans la phase purement élastique, sont nettement plus élevés que ceux de la phase « pseudo-élastique ». En effet, les coefficients de réaction dépendent du taux de déplacements atteint :

- ils sont maximaux à l'origine de la courbe de réaction, ce qui correspond, en pratique, soit aux premières phases de terrassement soit à la mise en tension de tirants d'ancrage limitant les déplacements ;
- ils diminuent progressivement lorsque les déplacements augmentent soit en l'absence de tirants d'ancrage soit dans les dernières phases de terrassement.

Dans le but d'apprécier le rôle du coefficient de réaction  $k_h$ , des caractéristiques de cisaillement  $c$  et  $\phi$

des sols et enfin de la rigidité de la paroi, nous présentons, dans ce qui suit, les résultats de calculs théoriques effectués par « DENEbola-LPC », pour deux types de paroi de soutènement : paroi tirantée et paroi auto-stable.

Il convient de préciser que l'étude paramétrique présentée ici n'a pas pour objet de comparer les différentes approches actuelles de calcul du coefficient de réaction  $k_h$ . Elle est juste destinée à montrer l'incidence des différents paramètres.

## 2

# Étude paramétrique Influence des divers paramètres

### 2.1

## Cas d'une paroi tirantée

La paroi étudiée présente une épaisseur de 0,4 m, comporte 2 lits de tirants (respectivement à 1,5 m et à 6,5 m) et est ancrée dans une craie relativement saine, le fond de fouille étant à 9,10 m.

L'évolution, en fonction de la profondeur, des déplacements et des pressions résultantes calculés par « DENEbola-LPC » à la dernière phase de terrassement (phase 4) est présentée sur la figure 3 pour différentes valeurs théoriques du coefficient de réaction  $k_h$ .

L'examen de ces diagrammes conduit à noter les points suivants :

- les déplacements ne diminuent pas proportionnellement aux coefficients de réaction. Plus la valeur de  $k_h$  est élevée, plus la diminution des déplacements  $u$  est faible : en effet, une augmentation importante de  $k_h$  conduit à « rigidifier » le milieu et à obtenir rapidement les états limites de poussée et de butée généralisés derrière la paroi de soutènement ;

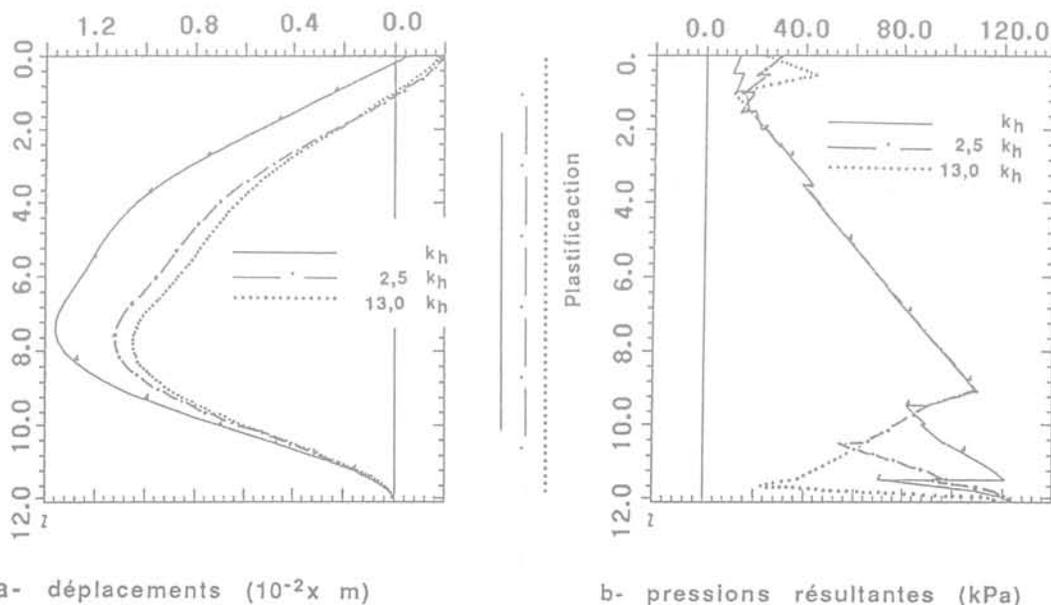


FIG. 3 Influence du coefficient de réaction : cas d'une paroi avec deux lits de tirants d'ancrage.  
Effect of subgrade reaction coefficient variation : anchored retaining wall case.

- les pressions résultantes sont affectées en tête (zone d'influence du premier tirant) et en particulier dans la partie en fiche de la paroi où s'étend une « plastification » progressive lorsque  $k_h$  augmente ;

- les efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissants) dans la paroi subissent des variations minimes qui ne suivent pas les déplacements.

L'étude de l'incidence des autres paramètres conduit à noter les points suivants :

- une légère augmentation de la cohésion conduit à une diminution des déplacements. Cette diminution est relativement faible et devient nulle pour une valeur caractéristique de la cohésion à partir de laquelle les déplacements, les pressions et les efforts internes (efforts tranchants et moments fléchissants) se stabilisent ;

- les valeurs croissantes de l'angle de frottement interne du sol (variant entre 25 et 45°) conduisent à des variations décroissantes et globalement quasi linéaires des déplacements, les pressions et les efforts internes ne subissent que de faibles variations localisées ;

- l'augmentation de la rigidité propre de la paroi conduit surtout à modifier le mode de déplacement de la paroi : lorsque la rigidité augmente et les efforts dans les tirants sont maintenus constants, les déplacements diminuent dans la partie centrale de la paroi, mais à partir d'une valeur caractéristique de rigidité, les déplacements augmentent en tête de la paroi correspondant à un mode de déplacement d'une paroi rigide.

## 2.2

### Cas d'une paroi autostable

Il s'agit d'une paroi autostable de 0,80 m d'épaisseur qui retient un sol homogène sur une puissance de 8 m et d'une fiche de 4 m (première phase de terrassement).

L'étude paramétrique effectuée ici porte sur l'influence des paramètres suivants :

- coefficients de réaction  $k_h$  ;
- caractéristiques de cisaillement du sol ( $c$  et  $\phi$ ) ;
- la rigidité propre  $EI$  de la paroi.

#### 2.2.1

#### Effet du coefficient de réaction $k_h$

Les calculs théoriques effectués, dans ce cadre, montrent que (Fig. 4) :

- si l'augmentation de  $k_h$  entraîne une diminution des déplacements de la paroi dans un rapport non linéaire, contrairement à la paroi tirantée, on ne note pas de stabilisation « rapide » des déplacements ;

- toute forte augmentation de  $k_h$  conduit à limiter, comme pour la paroi tirantée, le domaine « pseudo-élastique » et à accélérer la « plastification » progressive de la paroi autostable ;

- pour des coefficients de réaction croissants, les pressions résultantes subissent, la hauteur libre étant en état limite de poussée, des variations décroissantes dans la zone en fiche. Cette diminution devient plus faible pour des valeurs plus élevées du coefficient de réaction  $k_h$ .

#### 2.2.2

#### Incidence des caractéristiques de cisaillement $c$ et $\phi$

La cohésion paraît le paramètre le plus influent sur l'évolution théorique des déplacements et des pressions de la paroi autostable (cf. Figure 5.a et b) : en effet, une légère augmentation de la cohésion conduit à une forte diminution des déplacements et des pressions. Mais, cette diminution est limitée à une cohésion

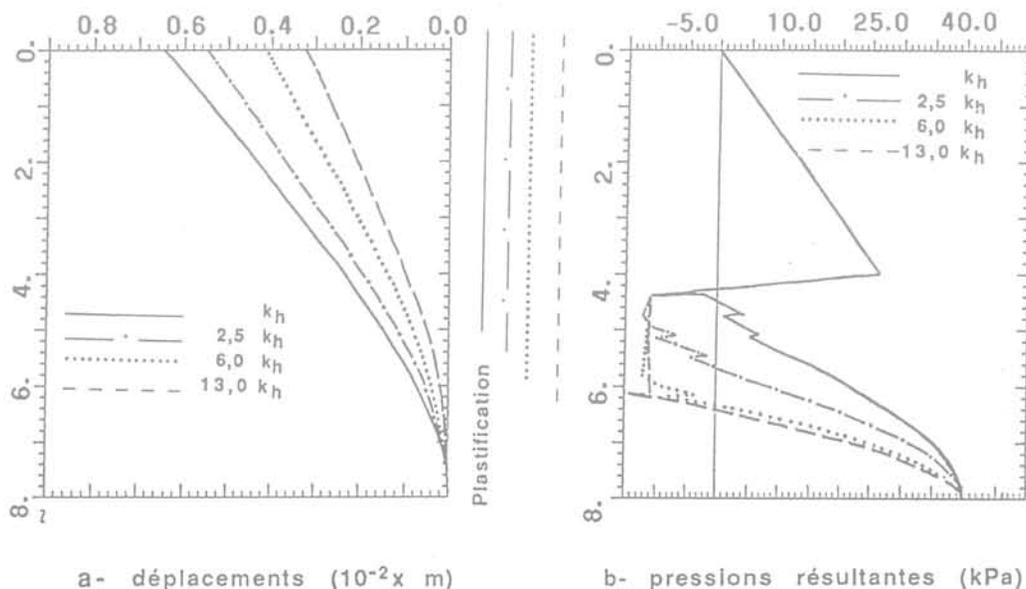
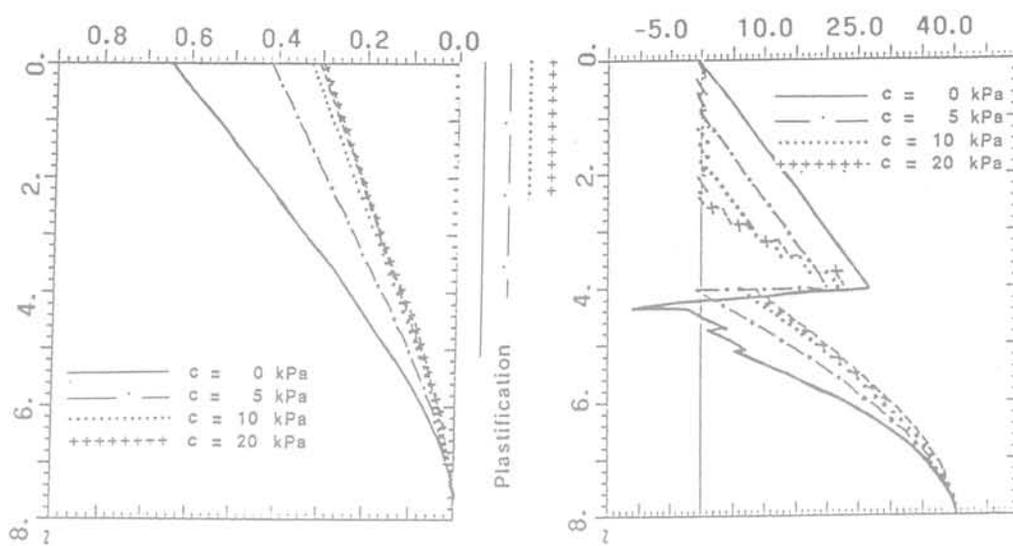
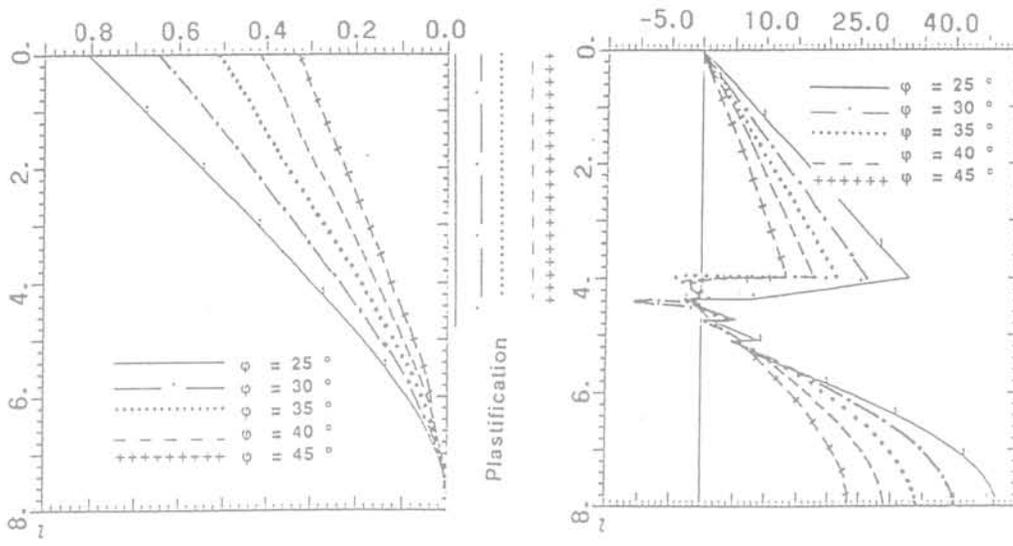


FIG. 4 Influence de  $k_h$  pour la paroi autostable.  
Effect of  $k_h$  variation for a self-stable retaining wall.



a- déplacements ( $10^{-2} \times m$ )      b- pressions résultantes (kPa)

Effet de la cohésion  $c$  du sol



c- déplacements ( $10^{-2} \times m$ )      d- pressions résultantes (kPa)

Effet de l'angle de frottement propre  $\phi$  du sol

FIG.5 Paroi autostable : influence des paramètres géotechniques  $c$  et  $\phi$ .  
Self-stable retaining wall : effect of the variation of geotechnical parameters  $c$  and  $\phi$ .

caractéristique à partir de laquelle le domaine « pseudo-élastique » est stabilisé et les déplacements et les pressions ne subissent aucune variation.

Associée à la cohésion caractéristique, une rigidité croissante de la paroi conduit à la diminution des déplacements mais à l'augmentation des pressions résultantes. Ces augmentations sont dues à des augmentations des pressions derrière la paroi autostable ; elles sont accompagnées d'une réduction progressive du domaine « pseudo-élastique ». Par contre, une augmentation de  $k_p$  pour la valeur de la cohésion caractéristique conduit à limiter le domaine « pseudo-élastique » et à diminuer les déplacements de la paroi autostable et les pressions résultantes.

Les valeurs croissantes de l'angle de frottement  $\phi$  (ne dépassant pas les valeurs maximales de  $40^\circ/45^\circ$ ) conduisent à des variations décroissantes et quasi linéaires des déplacements et des pressions résultantes de la paroi autostable, ce qui peut paraître inattendu (Fig. 5.c et d).

2.2.3 Influence de la rigidité propre de la paroi (EI)

L'augmentation de la rigidité de la paroi de soutènement autostable conduit ici à la diminution des

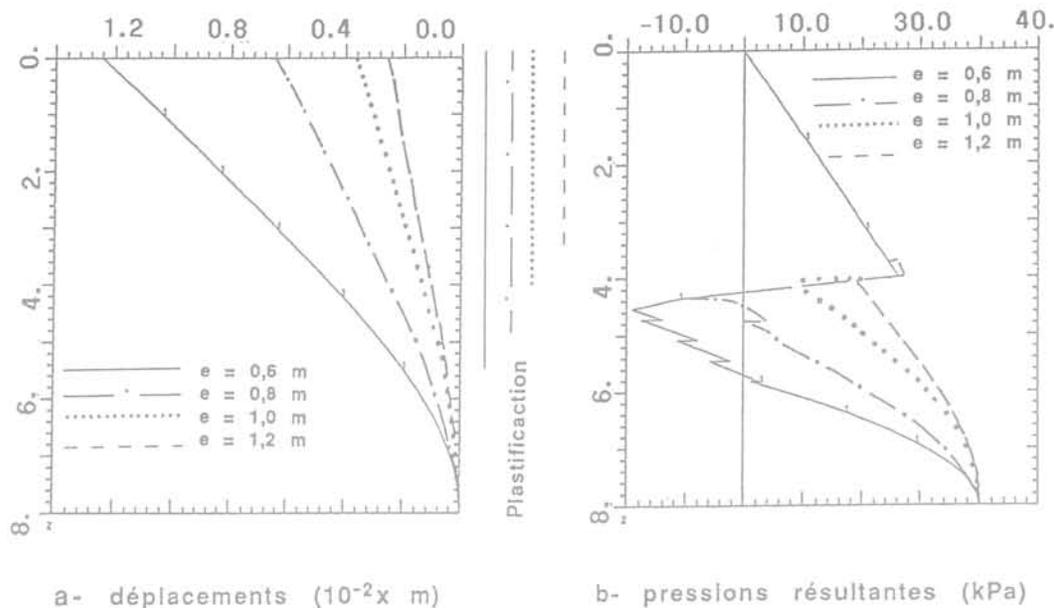


FIG.6 Paroi autostable : influence de la rigidité propre de la paroi.  
Self-stable retaining wall : effect of retaining wall stiffness variation.

déplacements qui tendent vers une stabilisation (Fig. 6.a). Cette diminution n'est pas régulière et elle est accompagnée d'une augmentation des pressions en particulier en contre-butée (cf. Fig. 6.b) en raison du mode de déformation de la paroi rigide autostable. En effet, la rigidité propre de la paroi présente, comme la cohésion, une rigidité caractéristique à partir de laquelle les variations des déplacements et des pressions mobilisées sont de plus en plus faibles, voire nulles.

D'une façon générale et selon le mode de déformation de la paroi, toute limitation des déplacements conduit à une augmentation des pressions derrière la paroi. Dans ce cadre, H.F. Schweiger (1994) étudie le comportement d'une paroi de 5 m de haut en lui imposant des déplacements de translation en poussée et en butée. Les résultats numériques obtenus par l'auteur à

partir des modélisations par éléments finis en élasto-plasticité sur un sol purement frottant, montrent que :

- en comportement de poussée (Fig. 7.a) :  
l'imposition de très faibles déplacements (de 1 mm dans le présent exemple) de la paroi conduit à des rapports de la pression active  $p_a$  aux déplacements imposés  $u$  élevés (c'est-à-dire du coefficient de réaction),  
l'évolution de  $k (= p_a/u)$  croît avec la profondeur dans le milieu granulaire,
- pour des déplacements de translation élevés mais de quelques mm et demeurant inférieurs aux déplacements limites (ici de 7 mm), le rapport  $k (= p_a/u)$  décroît rapidement correspondant à un « relâchement » des grains derrière la paroi ;
- en comportement de butée (Fig. 7.b), le rapport de la pression passive au déplacement mobilisateur

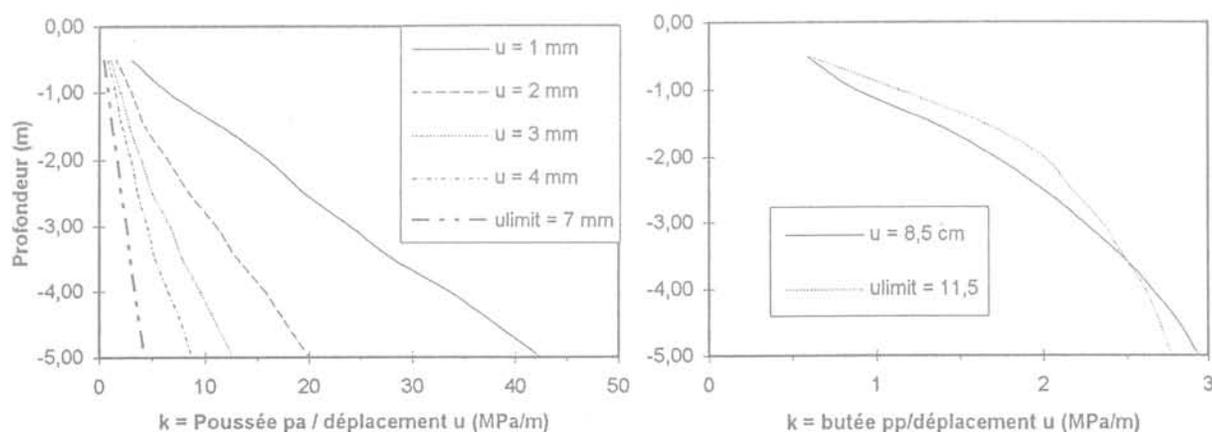


FIG.7 Comportement d'une paroi rigide soumise à un déplacement de translation (Schweiger, 1994).  
Behaviour of stiff retaining wall submitted to translation.

imposé croît légèrement dans la partie supérieure de la paroi, puis décroît dans la partie inférieure lorsque les déplacements de translation augmentent. Cette diminution peut s'expliquer par une réorganisation des grains du matériau granulaire plus sollicités en rupture de butée à la base qu'en tête de la paroi. Comparées aux valeurs de  $p_a/u$  (comportement en poussée) de la figure 7.a, les rapports de  $p_p/u$  (comportement en butée) de la figure 7.b sont très faibles. Cette différence peut être due soit aux conditions initiales en déplacements soit à une rupture en butée du matériau granulaire pour les deux niveaux de déplacements imposés qui sont relativement élevés.

La transformation des valeurs obtenues pour les déplacements de poussée de la figure 7.a dans un plan (pression active  $p_a$ /déplacement  $u$ , déplacement  $u$ ) conduit aux distributions de la figure 8. Comparées, pour différentes profondeurs  $z$ , aux calculs numériques par éléments finis (H.F. Schweiger, 1994), les valeurs obtenues à partir de la relation (7) montrent bien que le coefficient de réaction  $k_n$  dépend des déplacements mobilisés derrière la paroi : il est maximal dans le domaine élastique (faibles déplacements) et il décroît, selon une distribution relativement hyperbolique, lorsque les déplacements augmentent. Ce résultat est tout à fait conforme aux observations expérimentales de P. Schmitt (1984) : les variations des déplacements et des pressions résultantes mesurées dans le tirant 112 de la paroi préfabriquée du métro de Lille sont représentées sur la figure 9 et conduisent à des distributions quasi-hyperboliques des pressions  $p$  mesurées (Fig. 9.a) et des rapports  $k = p/u$  (c'est-à-dire le coefficient de réaction, Fig. 9.b) en fonction des déplacements  $u$  mesurés. Il y a lieu de noter qu'un tel résultat est plausible car la raideur du sol ne peut, à l'instar du module de déformation, que diminuer lorsqu'il se produit un « relâchement » des grains du sol (Rowe, 1962) derrière la paroi par rupture en butée ou en poussée.

Pour apprécier l'incidence des divers paramètres sur les déplacements  $u$  (en tête) de la paroi autostable, on a porté sur la figure 10 les déplacements (normalisés par la valeur du déplacement maximal) en fonction des valeurs courantes de paramètres,  $k_n$ , cohésion  $c$ , angle de frottement interne  $\phi$  et rigidité propre de la paroi, (normalisés par la valeur maximale du paramètre

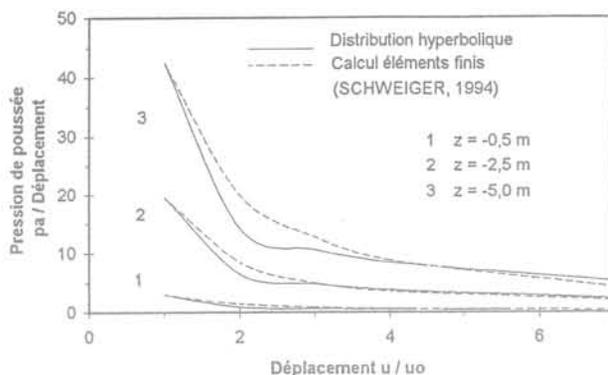


FIG.8 Coefficient de réaction en fonction du déplacement pour une paroi rigide soumise à des déplacements de translation (H.F. Schweiger, 1994).  
Subgrade reaction coefficient versus displacement for a stiff retaining wall submitted to translation.

d'étude). La représentation adimensionnelle de la figure 10 nous conduit à préciser les points suivants :

- le coefficient de réaction  $k_n$  est de près le paramètre le moins influent sur les variations des déplacements : au-delà d'une valeur caractéristique donnée, une augmentation de  $k_n$  de 100 % entraîne une diminution des déplacements de la paroi autostable de 15 % ;
- l'incidence des paramètres de cisaillement  $c$  et  $\phi$  est totalement différente : en effet, les déplacements présentent des variations plus homogènes et régulières quel que soit l'angle de frottement interne du sol, par contre, la cohésion conduit à une stabilisation des déplacements à partir d'une valeur caractéristique donnée alors que dans la plage des faibles valeurs de la cohésion  $c$ , les déplacements subissent des variations importantes ;
- les variations de la rigidité propre de la paroi conduisent, comme la cohésion, à d'importantes fluctuations des déplacements. Cependant, ces variations semblent se stabiliser également pour une valeur caractéristique donnée de la rigidité.

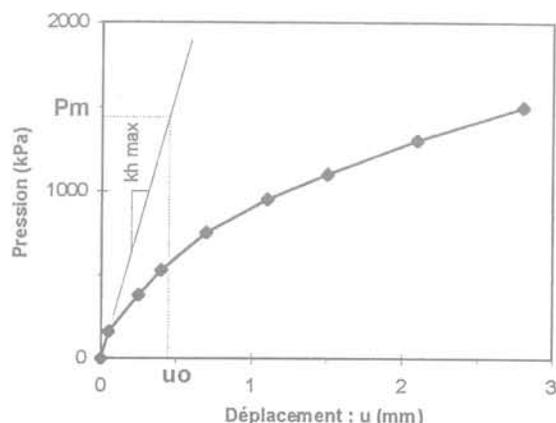
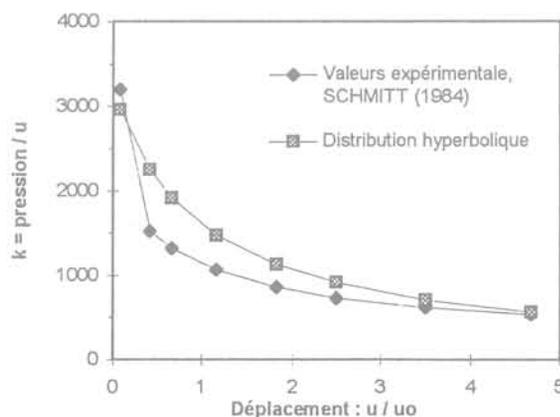
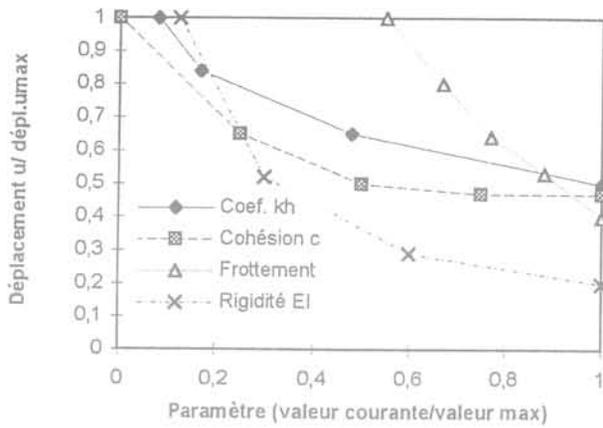
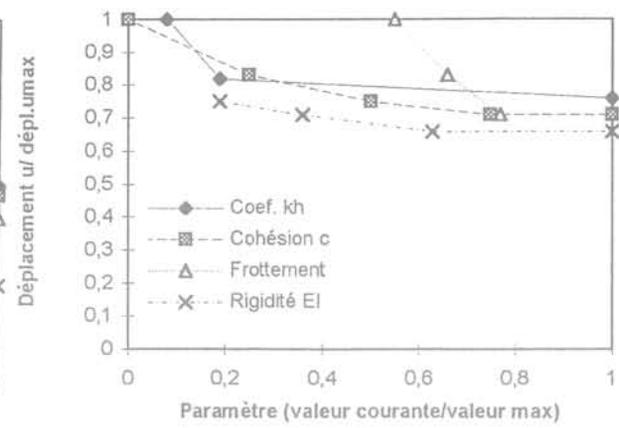


FIG.9 Variations expérimentales des pressions et des coefficients de réaction en fonction du déplacement pour une paroi tirantée (métro de Lille, P. Schmitt, 1984).  
Pressure and subgrade reaction coefficient versus displacement for an anchored retaining wall : experimental results (métro de Lille, P. Schmitt, 1984).





a - Paroi auto-stable



b - Paroi avec tirants

FIG.10 Incidence des divers paramètres sur les variations des déplacements de la paroi autostable. Parameters variation effect of self-stable retaining wall displacements.

En somme, l'étude paramétrique abordée ici montre que l'influence des tirants d'ancrage, de la cohésion du sol et de la rigidité propre de la paroi est la plus importante sur l'évolution des déplacements et des pressions derrière la paroi.

### 3

## Conclusion

Cette étude avait pour but d'analyser, à partir du comportement « parfaitement élastique » d'un ressort (modèle de Winkler) l'analogie « sol-ressort » adoptée ici pour expliciter la notion de coefficient de réaction utilisée en France dans les codes automatiques de calculs et de dimensionnement des ouvrages de soutènement.

Une telle analogie montre que la raideur du ressort « régit », comme le coefficient de réaction du sol (sol « assimilé » à un ressort), le domaine des déplacements d'origine élastique ou « pseudo-élastique » : plus la raideur du matériau (sol ou ressort) est grande, moins les déplacements sont élevés et plus la rupture est probable.

L'examen des formulations, utilisées en France sur la base des résultats pressiométriques pour évaluer les coefficients de réaction pour des cas de type semelle ou paroi de soutènement, montre que le coefficient de réaction n'est pas un paramètre intrinsèque du sol et que les méthodes aux coefficients de réaction ne constituent pas des lois d'interaction sol-structure de contact puisque même tout en assurant la continuité des déplacements normaux, elles ne respectent pas, dans leur forme actuelle, la continuité des déplacements tangentiels.

L'approche de type A. Monnet est fort intéressante puisqu'elle intègre à la fois la rigidité EI de la paroi et les caractéristiques de cisaillement  $c$  et  $\phi$  des sols. L'introduction de la rigidité de la paroi est, à notre avis, indiscutable car une paroi rigide conduit à une diminution des déplacements et à des augmentations des contraintes derrière la paroi rigide, augmentations qui ne peuvent pas être compensées par la limitation des déplacements, le coefficient de réaction ne peut qu'augmenter. Cependant, cette formulation présente

l'inconvénient de ne pas tenir compte de la raideur propre du sol puisque, à titre d'exemple, une telle formulation conduit à une même valeur du coefficient de réaction pour un sable à compacité moyenne que pour un limon possédant, à long terme, le même angle de frottement.

L'étude paramétrique effectuée montre que le coefficient de réaction ne présente d'incidence que sur les états élastiques ou « pseudo-élastiques » du sol, donc en pratique sur les premières phases de terrassement. Dans ces phases, le coefficient de réaction dépend effectivement de la raideur du sol et de ses caractéristiques de cisaillement ainsi que de la rigidité propre de la paroi et de la rigidité relative sol-structure de contact. Néanmoins, les méthodes aux coefficients de réaction utilisées dans les codes de calculs automatiques (« DENEbola-LPC », « RIDO », « PAROI ») conduisent à des variations des déplacements et des pressions résultantes en fonction du coefficient de réaction généralement stabilisées pour un paramètre caractéristique donné (cohésion  $c$ , rigidité EI, éléments de confortement tels que tirants ou butons).

L'inconvénient de ces méthodes réside dans le choix d'une loi de réaction linéaire entre déplacements et pressions mobilisés qui conduit à l'estimation d'un coefficient de réaction constant quel que soit le niveau de déplacements atteint de la structure de soutènement.

Le choix d'une loi de réaction hyperbolique pouvant pallier de telles carences nécessite des résultats expérimentaux qui permettent de valider de telles lois théoriques, les études à venir ne devront pas être destinées uniquement, à notre avis, à déterminer la « bonne » valeur du coefficient de réaction à prendre dans les calculs des parois de soutènement mais plutôt à chercher la loi de réaction qui s'adapte le mieux au comportement non linéaire du sol.

## Remerciements

M. Michel Gambin a accepté avec beaucoup de gentillesse et de dévouement de lire, d'apporter d'amples et de précieux conseils et de relire le présent texte. L'auteur tient à le remercier très vivement.

## Bibliographie

- Balay J. – Recommandations pour le choix des paramètres de calcul des écrans de soutènement par la méthode aux modules de réaction, Fiche de recherche LCPC, 1985, 24 pages.
- Balay J., Frank R., Harfouche L. – Programme «DENEbola» pour le calcul des soutènements par la méthode des modules de réaction, *Bull. Liaison LPC* 120, juillet-août 1974, p. 3-12.
- Barbas A., Frank R. – Utilisation des éléments finis en Mécanique des Sols dans le domaine de l'élasto-plasticité, Rapport de recherche LCPC n° 116, 1982.
- Barussaud S. – Ouvrages de soutènement. Étude théorique de l'interaction sol-paroi-ancrage, CR LREP, 1980-1981.
- Gigan J.-P. – Expérimentation d'un rideau de palplanches ancré par tirants actifs, *Bulletin de Liaison des LPC* 129, janvier-février 1984, p. 5-20.
- Josseume H. – Méthode de calcul des rideaux de palplanches : étude bibliographique, *Bull. Liaison LPC* 72, juillet-août 1974, p. 177-212.
- Kondner R.L. – Hyperbolic Stress-strain Response : Cohesive Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 89, n° SM1, Proc. Paper 3429, 1963.
- Ménard L., Bourdon G. – Calcul des rideaux de soutènement : méthode nouvelle prenant en compte les conditions réelles d'encastrement, *Sols-Soils* 12, 1965, p. 18-32.
- Ménard L., Bourdon G., Houy A. – Étude expérimentale de l'encastrement d'un rideau en fonction des caractéristiques pressiométriques du sol de fondation, *Sols-Soils* 9, 1964, p. 11-27.
- Ménard L., Bourdon G., Gambin M. – Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques, *Sols-Soils* 22-23.
- Monnet A. – Module de réaction, coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul élasto-plastique des soutènements, *Revue française de Géotechnique* 65, 1994, p. 65-72.
- Rowe P.W. – Sheet-pile walls in clay, Institution of Civil Engineers, Proceedings, vol. 7, London, 1957.
- Rowe P.W. – The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact, Proc. of the Royal Society, Series A, 269, 1962, 500-527.
- Schmitt P. – Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement simples, *Revue française de Géotechnique* n° 28, 1984.
- Schweiger H.F. – On the use of Drucker-Prager failure criteria for earth pressure problems, *Computers and Geotechnics* 16, 1994, p. 223-246.
- Terzaghi K. – Evaluation of coefficients of subgrade reaction, *Geotechnique* vol. 4, Londres, 1955.
- Winkler E. – Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit, Prag. Verlag H. Dominicus, 1868.



# Simulation du comportement d'une galerie de mine et de son soutènement lors d'un phénomène de rupture brutale

**C. VIBERT  
G. COLOMBET**

Coyne et Bellier  
9, allée des Barbanniers  
92632 Gennevilliers cedex

**F. ESTEULLE**

Coyne et Bellier  
c/o Europact Ltda.  
Orrego Luco 87,  
6°Piso, Of. 5  
Santiago (Chili)

## Résumé

Les ruptures brutales, ou « coups de toit », ou *rockbursts* sont des phénomènes redoutés dans les mines profondes, à cause de leur violence et de leur soudaineté. Les dommages qu'ils causent aux galeries posent, en effet, de graves problèmes de sécurité. La fréquence de ces événements s'étant récemment accrue dans les niveaux les plus profonds de la mine d'El Teniente (Chili), l'objet de cette étude a été d'examiner, à l'échelle d'une galerie de mine, l'influence de ces phénomènes et le rôle des éléments de soutènement des galeries.

Un modèle numérique bidimensionnel permettant la simulation de l'excavation et de la mise en place du soutènement d'une galerie, puis de la progression de l'exploitation minière a donc été conçu. Le *rockburst* a ensuite été simulé par l'application d'un train d'ondes sismiques sur le modèle, en prenant soin de se replacer autant que possible dans les conditions d'un *rockburst* réellement observé.

Le calcul a été mené avec le code de calcul aux éléments finis GEFDYN.

Le modèle a montré la très forte influence du mode d'exploitation par foudroyage sur la galerie et son soutènement. La simulation du *rockburst* lui-même a pu être menée de manière satisfaisante, mais a mis en évidence le caractère encore incomplet des données concernant ce type de phénomène.

Des recommandations de soutènement pour l'amélioration de la tenue des galeries ont néanmoins pu être formulées à l'issue de cette étude.

## Simulation of the behaviour of a mine gallery and its support elements during a rockburst

### Abstract

Rockbursts phenomena occurring in deep mines are feared because of their violence and suddenness. The damages they cause to mine adits pose big security problems. As the frequency of rockburst events recently increased in the deepest level of the El Teniente copper mine (Chile), it was decided to analyse the influence of a rockburst on a mine gallery and its support elements. A bidimensional computer modelling allowing for simulation of the excavation, placement of the support and progressive mining exploitation was achieved. Then the rockburst was simulated by submitting the model to seismic stress waves, taking care to reproduce as well as possible the conditions of one of the rockburst events that really occurred.

The computer modelling was achieved using the FEM code GEFDYN.

The results evidenced the very strong influence of the caving exploitation on the mine gallery and its support elements. Although the rockburst simulation itself could be successfully achieved, it evidenced a remaining lack of data towards such phenomena.

Recommandations regarding to the improvement of the support efficiency towards rockbursts could be formulated, too.

## Introduction

La mine souterraine de cuivre d'El Teniente, au Chili, est située dans les Andes, à une centaine de kilomètres au sud de la capitale, Santiago. Son exploitation industrielle a débuté dès le début du siècle ; elle est actuellement la plus grande mine souterraine de cuivre du monde.

Avec l'épuisement des niveaux supérieurs, l'exploitation s'est étendue en profondeur, jusque dans la roche dite primaire, plus dure et plus compacte que la roche dite secondaire, plus décomprimée, dans laquelle l'exploitation se situait jusqu'alors.

Il y a environ cinq ans a été ouvert le niveau Sub 6, à une altitude moyenne de 2 100 m, soit à environ 1 000 m de profondeur (la surface du sol au-dessus de la mine se situe à une altitude variant entre 2 900 m et

3 200 m d'altitude). Ce niveau est actuellement le plus profond de la mine.

Dès l'ouverture du niveau Sub 6, des *rockbursts* (ou encore « coups de toit ») ont commencé à s'y produire à une fréquence anormalement élevée. Ces *rockbursts*, parfois très violents, ont provoqué l'endommagement et l'effondrement de plusieurs galeries. Leur caractère imprévisible, sans relation avec l'activité normale de la mine (tirs, etc.) a rapidement posé aux responsables de la mine de graves problèmes de sécurité des personnes, à tel point que l'exploitation du niveau Sub 6 a dû être arrêtée et abandonnée provisoirement.

L'objectif de l'étude a donc été l'analyse du comportement d'une galerie de mine et de ses éléments de soutènement pendant les différentes phases de l'exploitation et sous l'effet des sollicitations dynamiques provoquées par un phénomène de *rockburst*. Cette étude devait en outre permettre d'analyser plus précisément le rôle des différents éléments de soutènement et la manière dont ce soutènement pourrait éventuellement être adapté pour faire face à ces phénomènes.

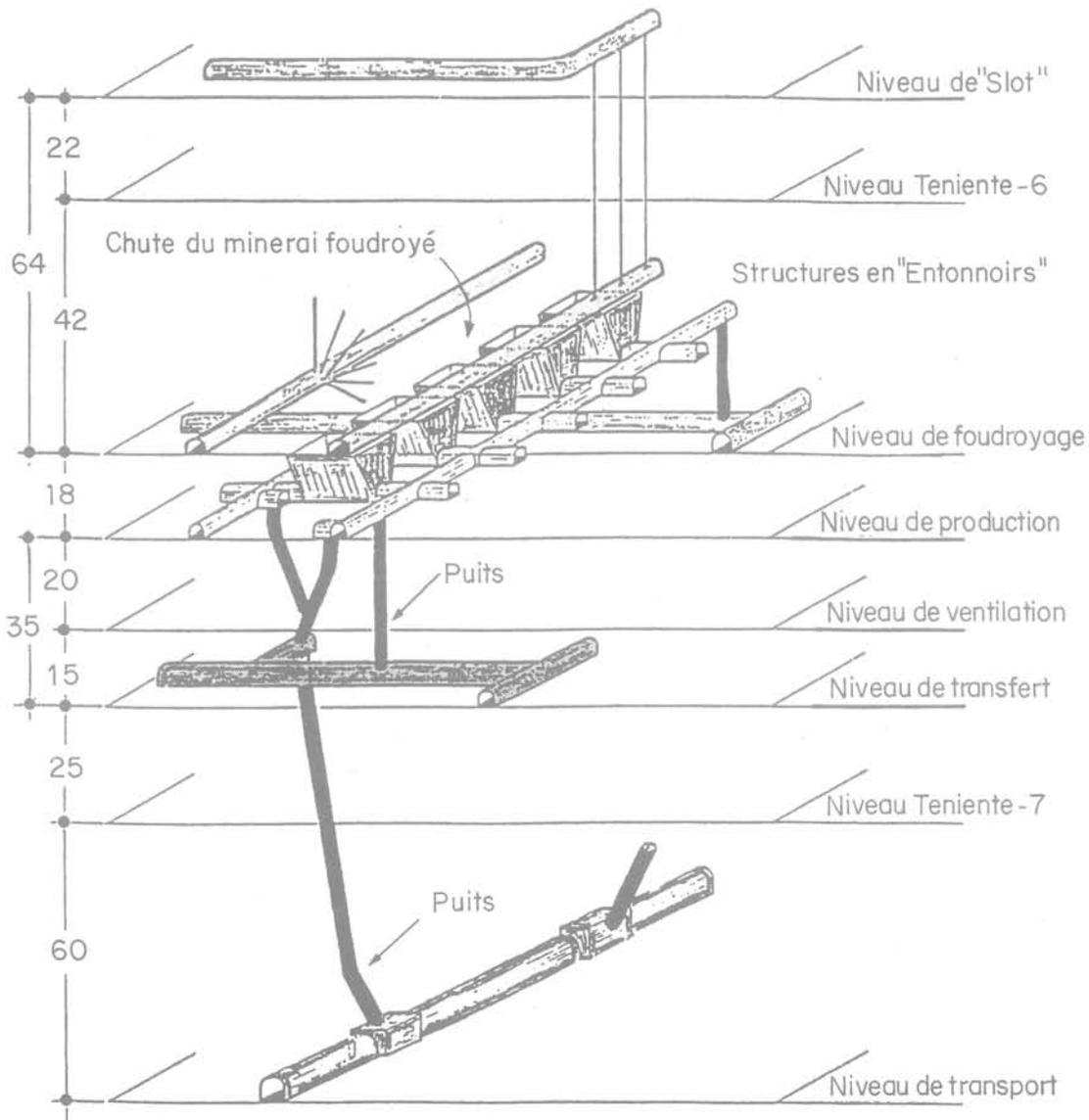


FIG. 1 Système d'exploitation par foudroyage en *panel caving*.  
Exploitation by means of *panel caving*.

## Le mode d'exploitation de la mine et ses conséquences sur le massif rocheux

Afin d'essayer de mieux comprendre la nature et la cause des phénomènes se produisant au sein du massif rocheux à la mine d'El Teniente, il est nécessaire de décrire la méthode d'exploitation par foudroyage utilisée dans la mine.

Le cuivre étant disséminé dans la masse de la roche, le minerai est constitué par les roches encaissantes elles-mêmes.

Au niveau Sub 6, le système d'exploitation est un système de foudroyage par panneaux, ou *panel caving*, illustré par la figure 1. Plusieurs niveaux de galeries sont excavés, le principal étant le niveau de production, constitué d'un quadrillage de galeries en voûte desquelles sont excavées, à intervalles réguliers, de grandes structures en entonnoirs ouvertes vers le haut.

Le massif rocheux sus-jacent est prédécoupé sur une hauteur d'environ 70 m. Puis, à partir de forages exécutés depuis les galeries du niveau de foudroyage, des tirs sont effectués, de manière que le minerai tombe par gravité dans les structures en entonnoirs préalablement excavées, à la base desquelles le minerai est chargé et évacué gravitairement par puits jusqu'aux niveaux de transport inférieurs (voir figure 1).

Le principe du mode d'exploitation est similaire dans les autres niveaux d'exploitation de la mine.

Un tel mode d'exploitation par foudroyage, puis soutirage de portions considérables du massif rocheux n'est évidemment pas sans conséquences. C'est ainsi que l'état des contraintes géostatiques au sein du massif rocheux va se trouver considérablement modifié par la présence, après foudroyage, de zones « foisonnées » de très grand volume, autour desquelles les contraintes vont devoir se réorganiser.

C'est donc finalement le champ des contraintes géostatiques à l'échelle de tout le massif rocheux qui subit de profondes modifications avec la progression de l'exploitation dans la mine. Le champ des contraintes autour des galeries se trouve donc lui-même profondément affecté par les différentes phases de l'exploitation et, en particulier, le foudroyage.

Il faut, dès lors, s'attendre à ce que le massif rocheux, au voisinage des zones foudroyées, se réajuste spontanément pour s'adapter au nouvel état de contraintes. C'est très probablement dans ce réajustement, qui s'opère vraisemblablement par mouvements le long de discontinuités géologiques existantes, qu'il faut chercher la cause des phénomènes de *rockbursts* observés.

Il est, par exemple, remarquable de constater que lors du *rockburst* du 23 mai 1991, qui a très gravement endommagé plusieurs galeries du niveau Sub 6 de la mine, les sismographes du pays ont enregistré une secousse sismique de magnitude 3 dont l'épicentre s'est trouvé situé... à la mine d'El Teniente !

Ceci a montré que les phénomènes de *rockbursts* étaient bien accompagnés de phénomènes sismiques, dont la magnitude pouvait être estimée.

Les variations de l'état des contraintes géostatiques apparaissent donc essentielles pour la modélisation des *rockbursts*. Il faudra, en particulier, tenir compte du fait

que les *rockbursts* surviennent souvent environ 100 m en avant du front (limite de la zone foudroyée, qui progresse avec l'exploitation), ou autour des zones foudroyées.

## Élaboration du modèle numérique

Dans le cadre de la modélisation par la méthode des éléments finis, on a cherché autant que possible à se replacer dans les conditions d'un *rockburst* réellement observé, en l'occurrence celui du 23 mai 1991, dont la magnitude était connue (voir ci-dessus).

Connaissant la localisation des diverses galeries endommagées lors de cet événement, il a été décidé de modéliser une des galeries endommagées au niveau de ventilation, plutôt qu'une galerie du niveau de production, où l'effet tridimensionnel est très marqué, et se prête donc mal à la représentation par un modèle bidimensionnel (voir figure 1).

La figure 2 représente le maillage utilisé pour la présente étude. Il représente un bloc de massif rocheux de 55 m de haut pour 30 m de large. Pour la partie statique de la modélisation, nous avons tenu compte de la présence d'autres galeries au-dessus et au-dessous du niveau de ventilation (niveau de production et niveau de transport).

Ce modèle inclut les éléments de soutènement de la galerie (ancrages à scellement continu et béton projeté armé de treillis soudé), suivant les modalités qui seront développées ci-dessous.

## Données et hypothèses de calcul

### Choix des données pour la modélisation

Les résultats obtenus par un calcul aux éléments finis dépendant entièrement des données qui y sont introduites, une grande attention a été prêtée à la détermination des divers paramètres à introduire dans le modèle.

Ces paramètres étaient d'une part, ceux relatifs à la description des caractéristiques mécaniques du massif rocheux et des éléments de soutènement et, d'autre part, la variation des champs de contraintes statiques (avec les phases d'exploitation) et dynamiques (solicitations sismiques lors d'un *rockburst*).

Nous allons détailler dans les paragraphes qui suivent les différentes hypothèses adoptées pour la modélisation.

### Caractéristiques du massif rocheux

La roche au niveau Sub 6 de la mine d'El Teniente est essentiellement constituée d'andésites et de petits corps intrusifs de diorite.

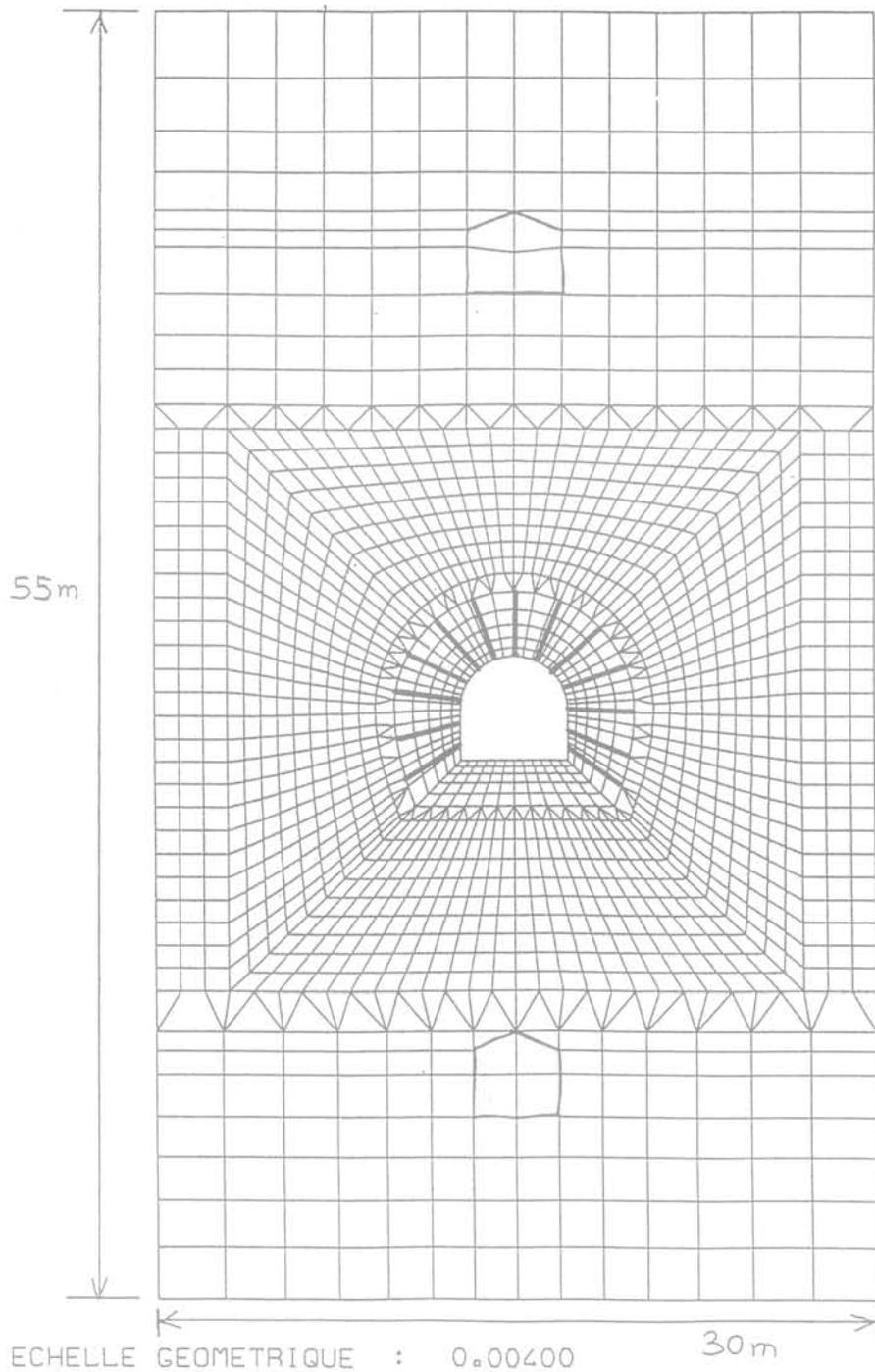


FIG. 2 Maillage utilisé dans la modélisation ; les traits gras figurent les ancrages à scellement continu.  
Model mesh used for the simulation ; thick strokes show the position of the grouted anchors.

L'estimation des caractéristiques mécaniques du massif rocheux s'est faite surtout sur la base des observations faites dans la mine, ainsi que sur l'expérience du personnel spécialisé de la mine, habitué à décrire les différentes formations rocheuses rencontrées par le système du *rock mass rating* (désigné par RMR dans la suite) de la classification de Bieniawski.

Pour la modélisation, les caractéristiques du massif rocheux ont été choisies de manière à représenter la formation rocheuse dite « andésite cisailée » par les géologues de la mine, de loin la plus représentée au niveau Sub 6.

Il était, toutefois, nécessaire d'estimer, pour la modélisation, le critère de rupture à adopter **pour la masse rocheuse** (par opposition aux critères de rupture définis à partir d'essais sur échantillons de petite taille, qui n'incluent donc pas, en particulier, l'effet des discontinuités d'un massif rocheux).

Il a été décidé, en accord avec les géomécanciens de la mine, que le massif rocheux serait décrit par un critère de rupture du type Hoek-Brown :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma'_c\sigma'_3 + s\sigma_c^2}$$

où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont respectivement les contraintes principales effectives majeure et mineure et  $\sigma_c$  la résistance uniaxiale à la compression de la roche intacte.

A partir des très nombreux résultats d'essais en laboratoire disponibles, la valeur moyenne de 110 MPa a été choisie pour  $\sigma_c$ .

Sachant que le RMR attribué à l'andésite cisailée vaut 62, les valeurs des paramètres  $m$  et  $s$  ont été estimées à l'aide des formules recommandées par Hoek et Brown (Hoek, 1988) d'où :

$$m = 4,376 \quad \text{et} \quad s = 0,0147$$

Le critère de rupture obtenu de cette manière représente le comportement du matériau à l'échelle du massif rocheux, la nature et les caractéristiques des discontinuités du massif étant prises en compte par l'intermédiaire du RMR de la classification de Bieniawski.

Les calculs aux éléments finis effectués par la suite l'ont donc été en considérant le matériau comme élastoplastique, le seuil plastique étant défini par le critère de rupture ainsi défini.

Afin de tenir compte du phénomène de radoucissement dans les calculs, le comportement post-rupture du matériau a été simulé par l'adoption, pour les zones ayant atteint le seuil plastique, d'un critère de rupture « radouci », limitant les états de contraintes admissibles dans les zones plastifiées.

Dans ces zones plastifiées, le nouveau critère de rupture est défini de la même façon que ci-dessus, les paramètres  $m$  et  $s$  étant déduits de la valeur du RMR attribuée aux zones décomprimées observées dans la mine, égale à 48. On obtient alors :

$$m = 2,654 \quad \text{et} \quad s = 0,0031$$

Les essais de laboratoire effectués sur éprouvettes ne permettant pas l'estimation de caractéristiques de déformation à l'échelle du massif rocheux, il a été décidé, en l'absence de données concernant la mine d'El Teniente, de se baser sur des résultats de mesure provenant d'essais au vérin effectués sur différents types de laves de la Cordillère des Andes.

Pour le massif d'andésite cisailée, ont donc été retenues les valeurs suivantes :

- module de déformation :  $E = 17\,000$  MPa ;
- coefficient de Poisson :  $\nu = 0,25$ .

### 4.3

## Estimation du champ de contraintes géostatiques autour de la galerie

Nous avons vu au paragraphe 2 que la connaissance du champ des contraintes géostatiques au voisinage des galeries était fondamentale pour la modélisation.

Plusieurs mesures de contraintes effectuées dans des endroits divers du niveau Sub 6 étaient disponibles (les mesures effectuées par surcarottage).

Une analyse détaillée de ces mesures a été effectuée, en vue d'estimer les champs de contraintes autour des galeries et leurs variations avec leur position par rapport au front de foudroyage, puisque c'est en effet à l'approche du front de foudroyage qu'il faut s'attendre aux plus fortes variations (voir § 2).

Pour le modèle, dans lequel était simulée la pose des différents éléments de soutènement, il était toutefois essentiel de pouvoir disposer d'une estimation aussi fiable que possible du champ des contraintes géostatiques prévalant à l'excavation de la galerie. C'est en effet uniquement de cette manière que pouvaient être calculés les efforts repris par ces éléments de soutènement juste après leur mise en place.

Il a été décidé d'adopter, pour décrire le champ des contraintes géostatiques initial (c'est-à-dire avant excavation des galeries) au niveau Sub 6, les résultats d'une autre étude, réalisée par un cabinet d'ingénierie américain, portant sur l'analyse des contraintes à l'échelle de toute la mine et du massif rocheux alentour. Ce champ de contrainte, projeté sur le plan du modèle, est représenté sur la figure 3. Il est intéressant de remarquer que les contraintes horizontales  $y$  sont plus élevées que les contraintes verticales.

Il était ensuite nécessaire, pour se replacer dans la situation de la grande majorité des *rockbursts* observés (en particulier pour le *rockburst* du 23 mai 1991), d'estimer le champ des contraintes modifié à l'approche du front de foudroyage (à une centaine de mètres en avant de ce front, voir § 2).

Celles des mesures de contraintes *in situ* effectuées à l'approche du front de foudroyage donnaient des résultats très dispersés, les contraintes majeures principales variant de 30 à 120 MPa ! Néanmoins, sur une vue en plan, apparaissaient clairement deux caractéristiques communes à la majorité de ces mesures : une forte ovalisation du champ de contrainte, et une orientation de la contrainte principale majeure suivant une direction parallèle au plan du front de foudroyage.

Pour représenter l'état de contrainte autour des galeries à l'approche du front de foudroyage, il a donc été décidé de sélectionner celle des mesures qui paraissait la plus représentative pour le *rockburst* du 23 mai 1991, tout en ajustant les valeurs de manière que la contrainte principale majeure soit égale à la valeur moyenne de 50 MPa, estimée par l'étude américaine déjà évoquée plus haut.

Le champ de contrainte correspondant est représenté sur la figure 3.

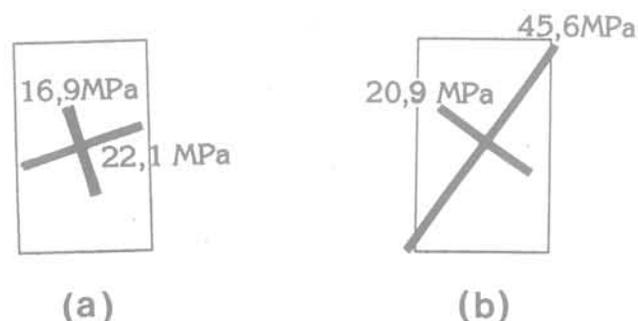


FIG. 3

**Champ des contraintes géostatiques projeté dans le plan du modèle**  
**(a) avant excavation des galeries du niveau Sub 6,**  
**(b) à l'approche du front de foudroyage.**  
*In situ* stress field projected in the plane of the model mesh  
 (a) before excavation of galleries in the Sub 6 level,  
 (b) as the caving front nears by.

L'approche du front de foudroyage sera donc simulée par le passage du premier au second champ de contraintes, les phénomènes de rockburst intervenant, pour la grande majorité d'entre eux, dans cette dernière situation.

#### 4.4

### Méthode de modélisation des éléments de soutènement de la galerie

Le soutènement installé systématiquement dans les galeries du niveau de ventilation est constitué d'ancrage à scellement continu associés à du béton projeté armé de treillis soudé. Les ancrages sont disposés de manière asymétrique, pour tenir compte des caractéristiques du champ de contrainte géostatique (voir figure 2).

Les caractéristiques de l'acier constituant les ancrages sont connues, la limite d'élasticité est de 280 MPa et la contrainte nominale à la rupture est donnée égale à 440 MPa.

Des essais effectués en laboratoire sur les mêmes ancrages scellés dans un bloc de béton, ont permis de déterminer un allongement moyen à la rupture de 17 %. Par conséquent, les ancrages à scellement continu ont été représentés dans le modèle par des éléments-poutres obéissant à la loi de comportement élastoplastique correspondante, représentée sur la figure 4.

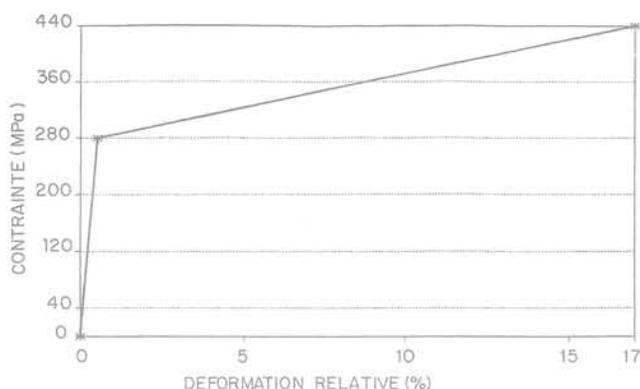


FIG. 4 Diagramme contrainte-déformation des barres d'ancrages.  
Stress-deformation graph of the anchors.

Malheureusement, la mine ne disposait d'aucuns résultats d'essai d'arrachement *in situ* permettant de vérifier ces hypothèses.

Bien entendu, et afin de ne pas introduire de discontinuités artificielles dans le massif rocheux, des éléments-joints au plan parallèle à celui du modèle ont été introduits entre chacun des ancrages et la roche. Ces éléments-joints obéissaient à une loi de frottement du type Mohr-Coulomb reproduisant autant que possible, en l'absence de données précises, un glissement entre acier et coulis de scellement.

Le béton projeté armé de treillis soudé, dont les caractéristiques étaient connues, a été introduit sous forme d'éléments-poutres sur le parement de la galerie (excepté en radier, lequel n'est pas renforcé en partie courante des galeries).

## 5

### Analyse statique préliminaire

#### 5.1

#### Les différentes phases de calcul

Avant la simulation du *rockburst* lui-même, il est nécessaire de mener une analyse statique préliminaire reproduisant l'historique de la galerie jusqu'à l'approche du front de foudroyage.

La partie statique de la simulation comportera par conséquent quatre étapes, qui sont les suivantes :

- application sur le modèle du champ des contraintes géostatiques initial ;
- excavation des galeries ;
- mise en place du soutènement ;
- modification du champ de contraintes à l'approche du front de foudroyage.

#### 5.2

#### Excavation et pose du soutènement

Il a été supposé ici que le soutènement (ancrages à scellement continu et béton projeté associé à du treillis soudé) était mis en place assez loin du front ; c'est en effet ce qui se passe dans la réalité, puisque c'est seulement après avoir excavé une certaine longueur de galerie que le soutènement est mis en œuvre.

Les résultats du calcul après excavation et activation des éléments de soutènements sont assez classiques : la convergence de la galerie reste faible (au plus de l'ordre du centimètre), tandis que les contraintes dans les ancrages à scellement continu tournent autour de 30 MPa pour les plus élevées (à la tête des ancrages).

#### 5.3

#### Approche du front de foudroyage

À l'approche du front de foudroyage, le modèle se déforme sous l'effet de la brusque modification du champ des contraintes géostatiques, comme représenté sur la figure 5.

L'allure de la déformation de la galerie ne surprend pas, car elle correspond au schéma classiquement observé dans la mine.

Plus surprenante, et bien mise en évidence par la modélisation, est l'ampleur des déplacements correspondants à l'échelle du massif rocheux entourant la galerie (déplacement subhorizontal de près de 10 cm pour un bloc de 55 m de hauteur).

Ce déplacement est bien évidemment lié à la taille et à la configuration du modèle choisi, mais il donne une idée des très fortes variations de contraintes et de l'ampleur des déformations qui résultent de l'approche du front de foudroyage.

Il est intéressant de faire remarquer que ce résultat n'a pas surpris les responsables de la mine, dans la mesure où des déplacements de l'ordre de la dizaine de centimètres ont effectivement pu être mesurés en topographie dans les galeries après passage du front de foudroyage.

Parallèlement, une plastification importante du massif rocheux autour de la galerie est observée, avec, dans

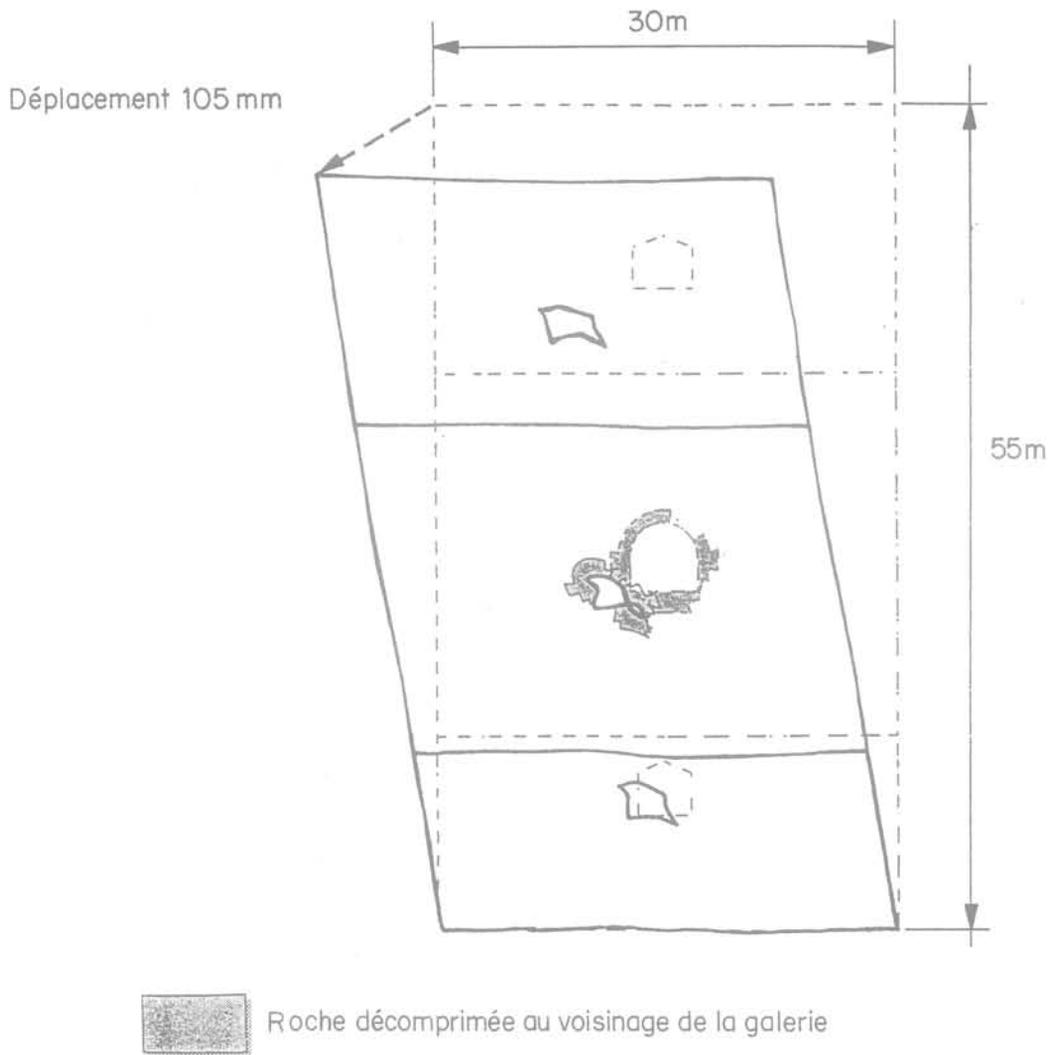


FIG. 5 Déplacements à l'échelle du modèle sous l'effet de la modification du champ des contraintes à l'approche du front de foudroyage (échelle 1/400, déplacements multipliés par 80).  
Displacements of the model mesh as calculated for the modified stress field, as the caving front nears by (scale 1/400, displacements exaggerated by a factor of 80).

ces zones, des contraintes dans les éléments d'ancrage dépassant la limite d'élasticité de l'acier (280 MPa), comme visible sur la figure 6. Ce résultat n'a pas non plus surpris les exploitants de la mine pour lesquels le soutènement est effectivement extrêmement sollicité, jusqu'à la plastification.

Les contraintes de compression dans les éléments de béton projeté armé font apparaître de leur côté que la coque de béton projeté n'est plus en mesure de jouer un rôle de soutènement au passage du front de foudroyage. Dans la pratique, elle sert toutefois à empêcher les chutes de blocs ou de masses de rocher broyé dans les galeries.

Les déplacements le long des joints entre ancrages et massif rocheux restent par contre négligeables, ce qui montre que les ancrages suivent pratiquement les mouvements du rocher encaissant.

#### 5.4

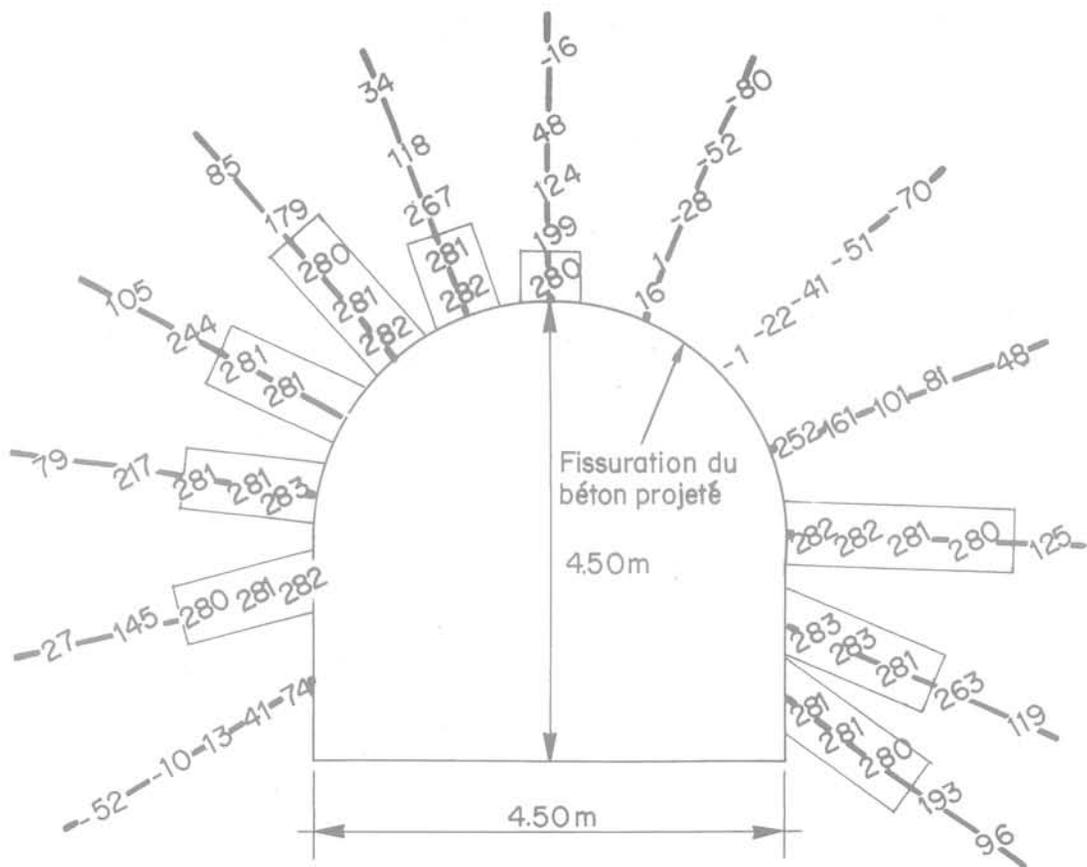
### Conclusions de l'analyse statique

L'analyse statique qui précède a confirmé la très forte influence du champ de contraintes autour de la

galerie sur son comportement et sur les éléments de son soutènement. Il apparaît en effet que l'approche du front de foudroyage s'accompagne de fortes déformations, et d'une plastification du rocher et de certaines sections d'ancrages parmi les plus sollicitées (dans les zones plastifiées).

De plus, l'analyse statique met en évidence de manière très claire le fait que le massif rocheux à l'avant du front de foudroyage, soumis à une modification brutale du champ de contraintes, doit théoriquement, pour obéir à ces nouvelles contraintes, se déformer de façon non négligeable (dans le cas de notre modèle, presque 10 cm de déplacement subhorizontal pour un bloc de 55 m de hauteur).

Devant l'ampleur de ces déformations, il n'est pas conséquent pas étonnant que le massif rocheux subisse des réajustements aux alentours des zones foudroyées, lesquels réajustements se font probablement par le rejeu de discontinuités géologiques existantes pour lesquelles l'état d'équilibre n'est plus respecté avec le nouveau champ de contraintes. C'est bien l'interprétation principale qui est donnée des phénomènes de *rock-bursts* dans la mine d'El Teniente, qui seraient donc des événements sismiques provoqués par le rejeu de dis-



□ Longueur d'ancrages dépassant la limite d'élasticité de l'acier.

FIG. 6 Contraintes (en MPa) dans les ancrages à scellement continu à l'approche du front de foudroyage (les valeurs négatives correspondant à des compressions).  
Stresses (in MPa) within the grouted anchors, as the caving front nears by (a negative value correspond to a compression).

continuités au voisinage immédiat des zones foudroyées (le *rockburst* du 23 mai 1991 a d'ailleurs bien été détecté comme une secousse sismique, comme mentionné au paragraphe 2).

Dans le cadre de cette hypothèse qui apparaît très vraisemblablement au vu des résultats obtenus, l'effet des *rockbursts* sur les galeries de mine serait en fait équivalent à celui d'un séisme dont le foyer ne se situerait qu'à quelques centaines de mètres au plus.

6

## Analyse dynamique de simulation du *rockburst*

6.1

### Les données disponibles et le mode de simulation du *rockburst*

Le *rockburst* a été simulé par l'application sur le modèle d'ondes de choc. Afin de tenir compte de la

proximité de la source sismique, les sollicitations dynamiques ont été supposées se propager dans le modèle comme une onde plane, plutôt que comme une onde sphérique.

Le principal obstacle rencontré dans cette modélisation a toutefois été le manque de données concernant le *rockburst* du 23 mai 1991, que l'on cherchait à reproduire ici, et les phénomènes de *rockburst* à El Teniente en général.

En effet, si actuellement existe au niveau Sub 6 de la mine un dispositif complet d'acquisition des données permettant de recueillir les accélérogrammes mesurés en différents points, ce dispositif n'existait pas encore lorsque cette étude a été entamée. Les seules données disponibles consistaient alors en trois enregistrements de *rockbursts* effectués lors d'essais de ce dispositif, dont l'un enregistré pour un événement de magnitude 1.

Concernant le *rockburst* du 23 mai 1991, la seule donnée disponible était sa magnitude, alors estimée à 3.

Il a donc été nécessaire de construire un accélérogramme de *rockburst* sur la base de l'enregistrement des vitesses particulières en fonction du temps durant l'événement de magnitude 1 dont nous disposons, les amplitudes et les fréquences de cet enregistrement

étant modifiées de manière à obtenir une magnitude de 3.

Les variations de la composante horizontale de la vitesse pour le signal retenu sont représentées sur la figure 7 ; la vitesse particulière maximale étant d'environ 10 cm/s.

Le spectre d'accélération correspondant montre de très hautes fréquences, essentiellement entre 100 et 300 Hz. De telles valeurs ne sont cependant pas surprenantes étant donnée la proximité du foyer, et sont souvent caractéristiques des événements de *rockbursts*.

## 6.2

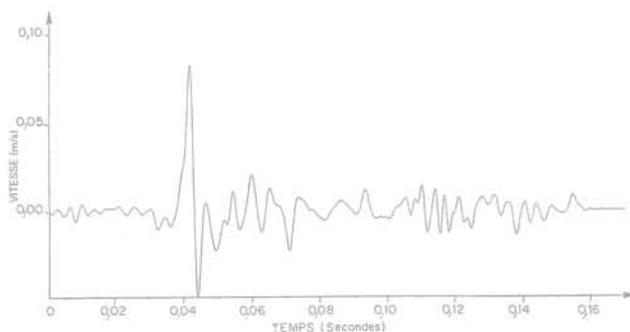
### Descriptions des résultats obtenus

Pour l'analyse dynamique, seule la galerie centrale a été modélisée, les deux autres galeries incorporées dans le modèle statique, et représentant les niveaux inférieur et supérieur, n'étant pas apparues apporter une influence notable aux contraintes et déformations au voisinage de la galerie du niveau de ventilation considérée.

Le maillage a été conçu dès le départ suffisamment fin pour permettre de reproduire les effets d'ondes de fréquences élevées, comme celles contenues dans le spectre utilisé. De plus, des éléments numériques placés sur tout le pourtour du modèle assurent l'absorption des ondes sismiques et évitent leur réflexion sur les bords du modèle.

Le calcul dynamique élastoplastique a été exécuté avec un pas de temps de 0,1 milliseconde.

Les résultats, sauvegardés toutes les dix étapes, c'est-à-dire toutes les millisecondes, ont permis de visualiser à tout instant les champs de contraintes, les déformations et les efforts dans les éléments de soutènement. La vitesse particulière maximale atteinte lors de la simulation sur le parement de la galerie est de 13 cm/s ; elle est atteinte au passage sur le modèle du pic de vitesse visible sur la figure 7.



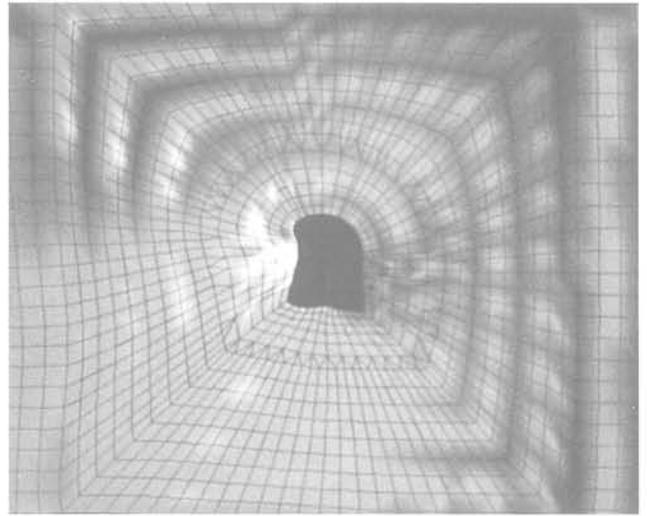
**FIG. 7** Diagramme de vitesse en fonction du temps utilisé pour la simulation du *rockburst* du 23 mai 1991 (composante horizontale).  
Evolution of the velocity versus time for simulation of the May 23, 1991 *rockburst* (horizontal component).

Les déplacements du parement de la galerie durant la simulation n'excèdent pas quelques dixièmes de millimètres, tandis que les contraintes de traction dans les ancrages restent pratiquement inchangées.

Une animation vidéo a été réalisée, montrant les déformations de la galerie sous l'effet des ondes sismiques. La figure 8 est une photo extraite de cette vidéo, et représente la déformation de la galerie au pic de vitesse.

Les déformations qui subsistent en piédroit gauche et en radier de la galerie après le passage du train d'ondes sismiques montrent bien le comportement élastoplastique du rocher dans ces zones, déjà reconnues comme plastifiées dans le calcul statique, à l'approche du front de foudroyage. Néanmoins, il est évident que ces résultats ne pouvaient pas expliquer à eux seuls les graves dommages subis par les galeries lors des phénomènes de *rockbursts*.

Une réflexion a donc été menée afin d'essayer de comprendre pourquoi, malgré l'attention apportée aux choix des données, les résultats ne reflètent pas le caractère extrêmement dommageable des *rockbursts*.



**FIG. 8** Déformée de la galerie au passage du pic de vitesse, durant la simulation du *rockburst* ; les déplacements sont multipliés par 50 (photo extraite de l'animation vidéo réalisée à partir des résultats du calcul).

Deformation of the gallery under peak velocity during simulation of the *rockburst* ; displacements are exaggerated by a factor of 50 (photo from the video film which was realized from the calculation results).

## 6.3

### Améliorations envisageables pour la simulation de phénomènes de *rockbursts*

Il est certain que les données sur les événements de *rockbursts* au moment où la présente étude a été initiée, étaient très réduites. En particulier, il aurait fallu pouvoir disposer d'enregistrements directement à proximité des galeries affectées par le *rockburst* du 23 mai 1991, dont on a cherché à reproduire les conditions par la présente modélisation.

Il apparaît nécessaire, pour une bonne compréhension du phénomène, de disposer de nombreuses données en des points très divers, afin d'une part de caracté-

tériser de manière précise les sollicitations sismiques auxquelles les galeries sont susceptibles d'être soumises, et d'autre part d'essayer d'identifier le mécanisme à la source.

Dans le cas de notre simulation, il est naturel de se poser la question de savoir si les données utilisées étaient réellement représentatives. Notons, au passage, que la magnitude du *rockburst* du 23 mai 1991 a été depuis révisée à la hausse : elle est estimée comprise entre 3,9 et 4,1.

Il a été vu dans l'analyse statique préliminaire, simulant l'approche du front de foudroyage, que la galerie et ses éléments de soutènement étaient extrêmement sensibles à toute modification du champ des contraintes dans le massif encaissant. Or, un *rockburst*, en tant qu'événement sismique survenant à proximité directe des galeries, provoque lui aussi une relaxation des contraintes et un réajustement du massif autour du foyer.

Le foyer lui-même, vu sa proximité, ne peut être réduit à un simple point dans l'espace : s'agissant d'un mouvement le long d'une ou de plusieurs discontinuités, il est plus exact de parler de « zone-source ». En conséquence, la « zone-source » étant située directement aux abords des galeries, il apparaît, après coup, que l'effet d'un *rockburst* proche ne peut pas être simulé correctement uniquement par l'application d'ondes sismiques. L'événement s'accompagne nécessairement d'une redistribution des contraintes dans la « zone-source » et partout aux alentours.

Une simulation devrait donc pouvoir tenir compte de la modification du champ des contraintes géostatiques qui accompagne le brusque relâchement de contraintes causant la secousse sismique.

#### 6.4

### Réflexions sur l'adéquation des moyens de soutènement mis en œuvre

La figure 6 montre la distribution des contraintes dans les divers éléments des ancrages à scellement continu utilisés dans les galeries, à l'approche du front de foudroyage. Les ancrages apparaissent ainsi sollicités au-delà de leur limite élastique, tout spécialement dans les zones plastifiées autour de la galerie.

De plus, la résistance à la compression du béton projeté est dépassée pour la quasi-totalité des éléments, ce qui correspond bien à la fissuration extrême observée dans les galeries.

Afin de distribuer les contraintes de traction de manière plus uniforme le long des ancrages, il a paru intéressant de suggérer l'utilisation d'ancrages à scellement ponctuel (ancrages à coquilles). La figure 9 montre la valeur des contraintes dans des ancrages à scellement ponctuel (supposés de longueur identique à ceux actuellement employés) dans le cas de l'approche du front de foudroyage. Les contraintes apparaissent beaucoup mieux réparties avec, toutefois, quatre ancrages atteignant juste la limite d'élasticité.

Les recommandations quant aux moyens de soutènement à mettre en œuvre pour assurer une meilleure tenue des galeries aux *rockbursts* (et donc aussi vis-à-vis des modifications du champ de contraintes lors des foudroyages) ont donc été dans le sens d'une plus grande souplesse du soutènement, permettant autant

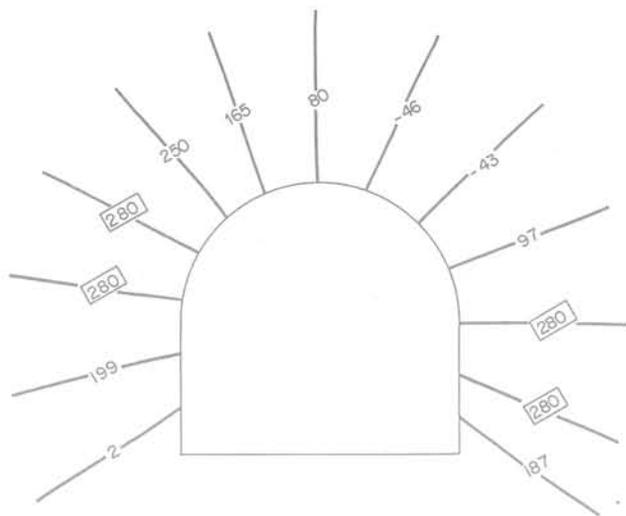


FIG. 9

**Contraintes (en mégapascals) obtenues par le calcul dans le cas de l'utilisation de boulons à ancrage ponctuel de même longueur que les ancrages à scellement continu actuellement utilisés (limite élastique 280 MPa, les valeurs négatives correspondent à des compressions).**

Stresses (in megapascals) obtained from the calculation in case of using non-grouted rockbolts of same length than the actually used grouted anchors (yield stress 280 MPa, negative values correspond to a compression).

que possible d'absorber de grandes déformations sans pour autant menacer la stabilité de l'excavation.

Dans cet esprit, il a été recommandé de réaliser des sections d'essai soutenues au moyen d'ancrages ponctuels de grande longueur (de manière à répartir les contraintes jusqu'au plus loin que possible à l'intérieur du massif), solidarisés avec un grillage suffisamment robuste et une coque de béton projeté.

Enfin, l'extension systématique du soutènement en radier a été très fortement recommandée, de nombreuses galeries s'étant trouvées, lors de *rockbursts*, gravement endommagées par soulèvement de leur radier. Les calculs montraient également l'amélioration possible de la stabilité par l'application d'une pression de confinement sur le radier.

## Conclusions

En dehors des problèmes de données concernant les *rockbursts* à El Teniente, la présente étude a permis de montrer qu'une modélisation correcte d'une galerie et de ses éléments de soutènements soumis à des ondes sismiques pouvait être menée (dans le cas présent, grâce au code de calcul aux éléments finis GEF-DYN). Les effets des différentes phases de l'exploitation minière ont également pu être simulés de manière très satisfaisante.

Cette étude constituant, semble-t-il, la première tentative de simulation des effets d'un *rockburst* sur une galerie de mine et son soutènement, il est clair que le degré de complexité du modèle a dû être limité, d'où

des approximations inévitables, dont notamment le choix d'un modèle bidimensionnel.

Outre les hypothèses qui ont dû être faites à cause de certaines lacunes de données, les foyers des événements sismiques qui, très probablement causent les *rockbursts*, sont trop proches des galeries, de telle sorte qu'un *rockburst* ne peut être réduit à la simple propagation d'ondes sismiques.

C'est ainsi qu'en plus de l'écoute sismique, l'évolution des champs de contraintes autour des galeries devrait être suivie de manière fiable et régulière pour une bonne définition des données qui seraient à introduire. Ceci permettrait notamment d'étudier de manière précise les variations du champ de contraintes lors de phénomènes de *rockbursts*.

Une meilleure connaissance dans les mécanismes de génération des *rockbursts* à El Teniente est aussi nécessaire pour définir le cadre d'un modèle amélioré de simulation de *rockburst*. C'est pourquoi la mine d'El Teniente fait actuellement un gros effort dans l'acquisition des données nécessaires.

Bénéficiant des données supplémentaires qui ne manqueront pas d'être recueillies et de l'expérience

acquise lors de cette étude, on peut songer à améliorer de manière substantielle la modélisation, par exemple en incorporant la source sismique dans le modèle, qui pourrait lui-même, dans un stade ultérieur être tridimensionnel.

Enfin, il ne faut pas négliger les conclusions très importantes que le modèle a permis de mettre en évidence concernant les moyens de soutènement. Ces conclusions se sont d'ailleurs trouvées correspondre à celles déjà formulées sur la base de l'expérience.

La réalisation de sections d'essai au niveau Sub 6 de la mine, comportant divers types de soutènement, devrait apporter, de ce point de vue des indications précieuses, et permettre l'exploitation dans de meilleures conditions de sécurité.

#### NOTA

La suite de cette étude a été soutenue par le fonds de la Recherche et de la Technologie du ministère français de la Recherche, dans le cadre du saut technologique ARSINOE 3+2.

## Bibliographie

- Bouvard-Lecoanet A., Colombet G., Esteulle F. – Ouvrages souterrains : conception, réalisation, entretien, 2<sup>e</sup> éd., Presses des Ponts et Chaussées, 1992.
- Corbetta F., Bernaud D., Nguyen Minh D. – Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude, *Revue Française de Géotechnique*, n° 54, 1991, pp. 5-11.
- Hoek E., Brown E.T. – The Hoek-Brown failure criterion : a 1988 update. Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto, 1988.
- McGarr A., Green R.W.E., Spottiswoode S.M. – Strong ground motion of mine tremors : some implications for near-source ground motion parameters, *Bull. of the Seismological Society of America*, vol. 71, n° 1, 1981, pp. 295-319.



# Développement des pressions interstitielles de construction dans les barrages en matériaux argileux humides

**D. POULAIN  
E. ALONSO  
H. GIRARD**

CEMAGREF

50, avenue de Verdun, BP 3  
33611 Gazinet cedex

**P. MORLIER**

Université Bordeaux I  
LRBB,

domaine de l'Hermitage,  
BP 10, 33610 Gazinet

## Résumé

Des glissements intervenus en fin de construction sur des barrages homogènes en matériaux argileux humides ont mis en évidence le rôle important joué par les pressions interstitielles sur la stabilité à court terme de ce type de remblais. L'influence respective du matériau et des conditions de sa mise en place sur le développement de ces pressions est recherchée. Pour ce faire, les résultats d'une approche théorique et d'essais de laboratoire spécifiques sont confrontés à des mesures réalisées *in situ* sur un barrage en construction.

Ces travaux mettent en évidence, pour les matériaux étudiés, certains paramètres essentiels favorisant le développement des pressions interstitielles ; leur prise en compte au stade des projets de barrages peut ainsi être améliorée.

## Development of construction pore pressure in wet clayey fill dams

## Abstract

A few wet clayey homogeneous embankment failures at the end of their construction have brought to the fore the importance of construction pore pressure for slope stability. Research about the influence of the backfill material and compaction methods on pore pressure development is carried out. For this purpose, results of special laboratory tests and of a simple theoretical calculation are compared to field measurements on a dam during construction.

This study shows the main parameters of pore pressure development in wet clayey soils ; thus the approach to the problem of excess water pressure in design of earth dams can be improved.

## NOTATIONS

$A, B$ et $\bar{B}$	: coefficients de Skempton
$B_{iso} = u/\sigma_{iso}$	: coefficient de pression en contrainte isotrope
$d = \gamma_d/\gamma_w$	: densité sèche
$e$	: indice des vides
$h$	: hauteur de remblai au-dessus d'un point donné
$I_p$	: indice de plasticité
$K_s$	: module de déformation du squelette solide
$r_u = u/\gamma h$	: coefficient de pression interstitielle dans un remblai
$S_r$	: degré de saturation
$u_a$	: pression de l'air interstitiel
$u$ ou $u_w$	: pression de l'eau interstitielle
$V_a, V_w, V_t$	: volumes d'air, d'eau et total
$V_{ad}$	: volume d'air dissous dans l'eau
$V_{al}$	: volume d'air libre dans le sol
$w_{nat}$	: teneur en eau naturelle
$w_{OPN}$	: teneur en eau à l'Optimum Proctor Normal
$w_L$	: limite de liquidité
$w_p$	: limite de plasticité
$\gamma$	: poids volumique du sol humide
$\gamma_d$	: poids volumique du sol sec
$\gamma_s$	: poids volumique des particules solides
$\gamma_w$	: poids volumique de l'eau
$\sigma_h$	: contrainte horizontale totale
$\sigma_m$	: contrainte moyenne totale
$\sigma_{iso}$	: contrainte isotrope totale
$\sigma_v$	: contrainte verticale totale

Les barrages qui se construisent actuellement en France pour le soutien d'étiage des cours d'eau et pour l'irrigation sont en majorité des remblais en terre homogènes de hauteur moyenne (10 à 30 m) constitués d'un matériau argileux qui assure à la fois les fonctions d'étanchéité et de stabilité du barrage.

La conception et la réalisation de ces ouvrages se heurtent à la difficulté de bien connaître le comportement des matériaux fins notamment lorsqu'ils ne sont pas saturés. Les méthodes d'approche traditionnelles de la stabilité à court terme de ces remblais, sur la base des caractéristiques non drainées et non consolidées du matériau, ne prennent pas en compte de façon explicite le rôle de l'eau interstitielle dans le sol compacté.

Ainsi les incidents survenus sur les barrages de Mirgenbach (Fig. 1) et Mondely (Dupas *et al.*, 1991) ont mis en évidence, d'une part le rôle primordial du développement des pressions interstitielles pour la stabilité à court terme des remblais homogènes en matériaux argileux humides et, d'autre part, l'insuffisance du calcul classique en contraintes totales de la stabilité à court terme de ce type d'ouvrage. En effet, ces deux barrages

ont connu des glissements pendant les travaux, ou peu après, que l'on ne peut pas expliquer par un calcul en contraintes totales même en retenant pour tout le remblai les plus faibles valeurs de  $c_u$  ( $\phi_u = 0$ ) mesurées sur des échantillons prélevés dans les zones de rupture. Un calcul effectué en contraintes effectives ( $c'$  et  $\phi'$ ) montre que seules des pressions interstitielles élevées ( $r_u$  de l'ordre de 0,8) peuvent expliquer la rupture des ces remblais. Cette hypothèse de fortes pressions est confirmée par les mesures enregistrées sur certaines des cellules mises en place dans chacun des remblais.

Par ailleurs, d'une manière générale, l'étude de l'influence de  $r_u$  sur le coefficient de sécurité des barrages en terre homogènes (Alonso *et al.*, 1993) confirme que le développement des pressions interstitielles au cours de la construction d'un remblai en matériaux fins humides a une forte influence sur la stabilité à court terme de l'ouvrage. Il est notamment montré dans cette étude que la rupture du talus amont, calculé classiquement, peut intervenir dès que  $r_u$  atteint des valeurs de 0,6 à 0,7 et celle du talus aval dès que  $r_u$  atteint 0,4 à 0,5.

Ce rôle prédominant des pressions interstitielles de construction sur la stabilité à court terme des barrages homogènes en matériaux argileux et la nécessité d'une approche en contraintes effectives pour mieux prendre en compte ce problème impliquent pour le projecteur de bien appréhender dès le stade de l'étude les surpressions d'eau susceptibles de se développer dans le remblai au cours de sa construction. C'est à ce besoin du projecteur que l'étude a essayé de répondre en recherchant :

- d'une part les facteurs influençant le développement des pressions interstitielles et notamment l'influence respective des caractéristiques du sol et de sa mise en place ;

- d'autre part des méthodes de définition quantitative, au stade du projet, des pressions interstitielles susceptibles de se développer dans un remblai. Deux voies seront explorées pour ce faire, un calcul théorique à partir d'essais œdométriques classiques, et la réalisation d'essais de laboratoire spécifiques.

Cette étude s'est notamment appuyée sur des expérimentations sur un barrage en cours de construction qui ont permis d'apporter des éléments complémentaires et de valider les essais de laboratoire proposés.

### 1

## Développement d'un calcul théorique simplifié des pressions interstitielles dans les sols non saturés

### 1.1

### La méthode de Hilf

La spécificité du comportement des sols fins non saturés par rapport aux milieux granulaires est le rôle primordial joué par les fluides interstitiels que sont l'eau et l'air. De nombreux auteurs se sont intéressés à ces matériaux difficiles en développant différentes approches de leur comportement notamment rappe-

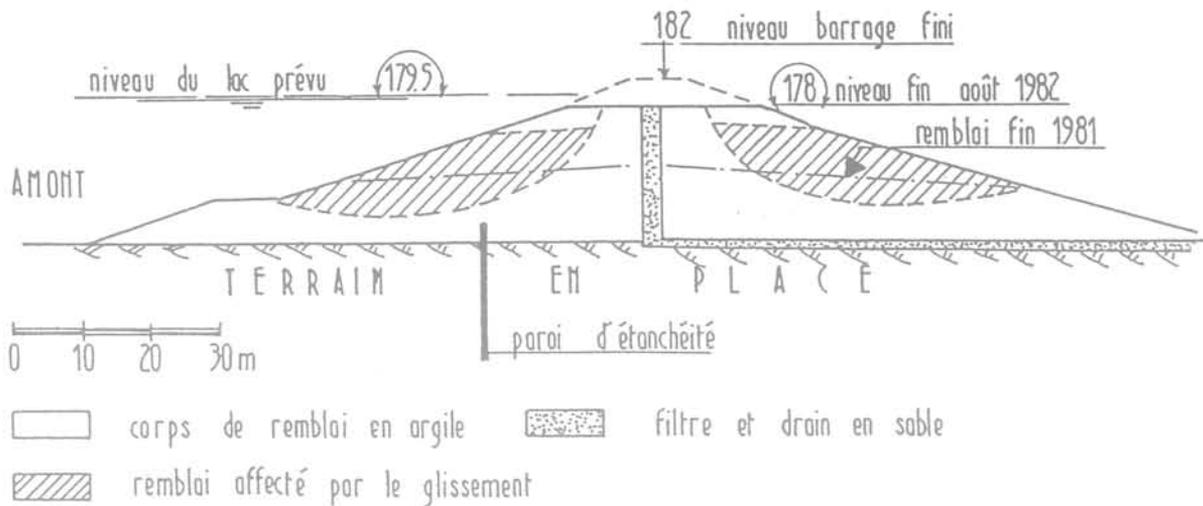


FIG. 1 Barrage de Mirgenbach : profil au droit du ruisseau (Dupas et al., 1991).  
Mirgenbach dam maximum cross-section.

lées par Delage (1987). Parmi les méthodes classiques de calcul de la pression interstitielle celle proposée par Hilf permet d'obtenir, à partir des résultats d'essais œdométriques, le tracé des courbes  $u = f(\sigma_v)$  pour une teneur en eau constante donnée.  $\sigma_v$  représente la contrainte verticale totale subie par un échantillon non saturé et non drainé, placé dans un champ de contraintes œdométriques, et dont on calcule la pression interstitielle. On reproduit ainsi des conditions proches de celles dans lesquelles se trouve le sol d'un remblai soumis à une contrainte verticale égale au poids des terres qui le surmonte.

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- les pressions de l'air et de l'eau dans les pores sont égales ;
- la pression initiale de l'air est la pression atmosphérique ;
- la variation de volume pour un chargement donné est due à la compression de l'air.

La courbe œdométrique nous donne pour chaque valeur de la contrainte verticale effective  $\sigma'$  la variation de hauteur de l'échantillon  $\Delta H/H_0$ . Les pressions interstitielles déduites sont alors données par la relation :

$$u = Pa \frac{\frac{\Delta H}{H_0}}{n_0[1 - Sr_0(1 - h)] - \frac{\Delta H}{H_0}}$$

où :

Pa = pression atmosphérique (101 kPa) ;

h = constante de Henry = 0,02 à 20° C ;

$n_0$ ,  $Sr_0$  sont les valeurs initiales de la porosité et du degré de saturation.

## 1.2

### Calcul simplifié proposé

La méthode de calcul de Hilf repose sur des hypothèses simplificatrices fortes mais présente l'intérêt de ne nécessiter que les résultats d'un essai œdométrique classique ; nous avons donc essayé de définir un calcul

théorique basé sur le même concept mais en cherchant à en minimiser les approximations.

## 1.2.1

### Relations de base définissant le milieu triphasique solide-eau-air

Nous nous intéressons aux matériaux argileux humides compactés à une teneur en eau supérieure à celle de l'Optimum Proctor Normal et dont le degré de saturation après compactage est supérieur à 90 %. On peut donc, dans ces conditions, au vu de la micro-structure de ces matériaux avec des pores de petites dimensions et peu inter-connectés faire l'hypothèse que la phase gazeuse est discontinue et se présente donc sous forme de bulles dans une phase liquide continue. Cette hypothèse par ailleurs avancée par Schuurman (1966) qui considérait qu'au-delà d'un degré de saturation de 85 % l'air contenu dans un sol fin se présente sous forme de bulles, a largement été reprise par la suite. Notons toutefois que des essais à succion contrôlée ont montré que sur certains matériaux la continuité de la phase gazeuse peut parfois être observée pour des degrés de saturation supérieurs à 90 %.

Le mélange eau-air peut être décrit par les phénomènes physiques suivants :

- la tension superficielle de l'eau implique une relation simple entre les pressions  $u_w$  de l'eau et  $u_a$  d'une bulle d'air de rayon r :

$$u_a = u_w + 2q/r \quad (1)$$

q désigne le coefficient de tension superficielle de l'eau ;

- la solubilité de l'air dans l'eau peut être décrite par la loi de Henry :

$$V_{ad} = h \cdot V_w \quad (2)$$

h désigne la constante de Henry ( $h = 0,02$  à 20 °C),

$V_{ad}$  et  $V_w$  sont respectivement les volumes d'air dissous et d'eau ;

- si l'on assimile l'air à un gaz parfait nous avons à température constante :

$$V_a u_a = c^{te} \quad \text{avec} \quad V_a = V_{al} + V_{ad} \quad (3)$$

$V_{ad}$  et  $V_{al}$  sont respectivement les volumes d'air dissous et libre.

Sur la base de ces trois relations et en se plaçant dans des conditions non drainées (donc  $w = \text{constante}$ ) Schuurman (1966) puis Magnan et Dang (1977) ont recherché des coefficients de compressibilité volumique du fluide interstitiel (mélange d'eau et d'air). Hilf a fait l'approximation de l'égalité des pressions de l'air et de l'eau en négligeant le terme  $2q/r$  de la relation (1).

### 1.2.2.

#### Calcul théorique des pressions interstitielles à partir des résultats d'un essai œdométrique

Le but recherché étant le calcul des pressions interstitielles qui sont générées au cours de la construction d'un remblai, on considère, compte tenu de la rapidité de réalisation du remblai et de la faible perméabilité du matériau compacté (de l'ordre de  $10^{-10}$  m/s pour les sols que nous avons étudiés), que la teneur en eau du matériau reste constante.

Diverses études de porosimétrie au mercure (Delage et al., 1992) ont montré que les courbes de fréquence de diamètre d'entrée des pores présentent un « pic » marqué pour des valeurs de l'ordre de quelques dixièmes de micron à quelques microns. Nous ferons pour notre part l'hypothèse que toutes les bulles d'air ont le même rayon moyen  $r$ .

La compressibilité de l'eau et des particules solides étant négligeables devant celle de l'air, la variation de volume due à une surcharge  $d\sigma$  sera uniquement attribuée à la variation de volume de la phase gazeuse. Ainsi :

$$\text{surcharge } d\sigma \Rightarrow dV_t = dV_a \quad (4) \quad \text{et} \quad dV_w = dV_s = 0 \quad (5)$$

Dans les conditions œdométriques, la relation entre la variation de volume de l'échantillon et la surcharge  $d\sigma'$  peut s'écrire :

$$\frac{dV_t}{V_t} = -K_s \times d\sigma'$$

$$\text{avec :} \quad K_s = C_c \left( \frac{1}{1+e} \right) \left( \frac{d(\text{Log} \sigma')}{d\sigma'} \right) \quad (6)$$

$K_s$  = Coefficient de déformation volumique du squelette solide ;

$C_c$  = Indice de compression œdométrique.

Les relations (1) et (6) nous permettent de définir la surpression du  $u_a$  qu'entraîne une surcharge élémentaire  $d\sigma'$  :

$$du_a = \frac{u_a}{\frac{V_a}{V_t \cdot K_s \cdot d\sigma'} - 1}$$

Par ailleurs, la variation du rayon  $r$  des bulles d'air se déduit simplement de la variation de volume ; connaissant donc  $du_a$  et  $dr$  et par conséquent les nouvelles valeurs de  $u_a$  et  $r$  on en déduit la nouvelle valeur de la pression de l'eau :  $u_w = u_a - 2q/r$ .

Sur cette base a été réalisée la programmation en Turbo Pascal qui permet à partir d'une succession de variations élémentaires de définir la courbe  $u_w = f(\sigma')$ . Notre préoccupation étant surtout de connaître le développement des pressions interstitielles en fonction de la contrainte totale, nous pouvons obtenir une approximation de la relation  $u_w = f(\sigma)$  en admettant que dans

le domaine qui nous concerne ( $90 < S_r < 100$  %)  $\sigma$  et  $\sigma'$  sont liés par la relation :  $\sigma \approx \sigma' + u_w$ .

L'un des points délicats de ce calcul est le passage du stade quasi saturé à la saturation complète et donc la disparition des bulles d'air. En effet, comme le montre Schuurman (1966) à l'approche de  $u_{a\text{max}}$  des phénomènes transitoires se produisent, mettant en défaut les calculs précédents qui conduisent à une décroissance de  $u_w$ . Ceci s'explique aisément par le fait que, lorsque le rayon des bulles d'air diminue, le terme  $2q/r$  de la relation (1) tend vers l'infini. En fait, on peut considérer que le comportement du sol est bien décrit par le calcul proposé tant que  $u_w$  croît en même temps que la contrainte. On a donc introduit dans le calcul comme critère de passage à la saturation (implosion des bulles d'air) le maximum théorique de  $u_w$  que l'on peut définir par la relation :  $du_w/dV_{ai} = 0$ .

Reste donc à définir, pour commencer le calcul, les conditions initiales suivantes :

- pression de l'eau ou de l'air sous contrainte nulle ;
- rayon initial des bulles d'air.

#### a) Pression initiale de l'eau

Schuurman considérait que l'air est initialement à la pression atmosphérique soit environ 100 kPa (en pression absolue). Ceci semble en contradiction avec l'hypothèse de bulles d'air incluses dans une phase liquide continue qui est seule en contact avec l'air ambiant. En considérant que le rayon de courbure des ménisques d'eau au contact avec l'air est grand, notamment en comparaison à celui des bulles occluses, nous avons donc fixé  $u_w$  initial égal à la pression atmosphérique (donc  $u_a > \text{Patm}$ ).

#### b) Rayon initial des bulles d'air

En ce domaine, les références sont nombreuses et relativement concordantes. Ainsi Schuurman considère  $r_0 = 5 \mu\text{m}$ , Magnan et Dang ont estimé que ce rayon était de l'ordre de 2 à 3  $\mu\text{m}$  sur l'argile de Cubzac-Les-Ponts. Par ailleurs différents essais de porosimétrie au mercure réalisés par Prapaharan et al. (1991), Delage et al. (1992) sur des matériaux argileux montrent que les rayons de seuils de pore pour les matériaux humides se situaient majoritairement entre 0,1 et 10  $\mu\text{m}$  et que la porosité, du côté humide de l'Optimum Proctor Normal était peu sensible au mode de compactage en laboratoire ou sur chantier.

Ces derniers éléments sur la taille des seuils de pores ne permettent pas de conclure sur les dimensions des bulles d'air. Toutefois cela semble confirmer que les valeurs de quelques  $\mu\text{m}$  de rayon sont réalistes et peuvent constituer une hypothèse de départ pour un calcul théorique. En fait, nous considérerons dans un premier temps  $r$  comme un paramètre du sol dont nous analyserons l'influence sur les pressions calculées (§ 1.3.1) afin de voir si nous pouvons retenir une valeur fixe pour  $r$ .

### 1.3

#### Premiers résultats du calcul

Après avoir vérifié sur un exemple qu'en faisant l'approximation  $u_a = u_w$  (soit  $q = 0$  et donc  $r$  n'intervient pas) nous obtenons les mêmes résultats par le calcul

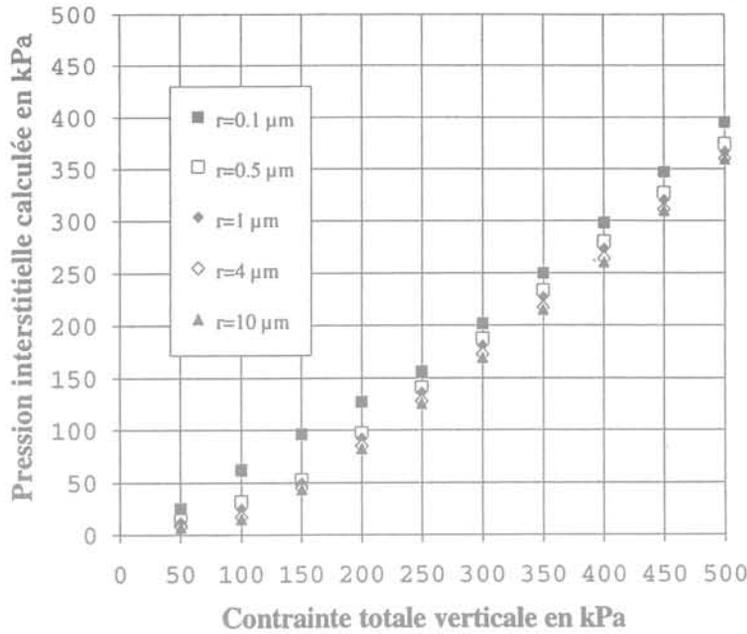


FIG. 2 Influence du rayon des bulles d'air sur les pressions interstitielles calculées.  
Effect of the air bubbles radius on calculated pore pressure.

ainsi programmé que par le calcul de Hilf nous nous sommes donc intéressés au rayon initial des bulles d'air.

### 1.3.1

#### Influence du rayon des bulles d'air

Nous avons vu précédemment que le rayon  $r$  initial des bulles d'air est un paramètre du calcul qu'il convient de fixer bien qu'il ne soit pas connu *a priori*. Dans ces conditions, nous avons étudié à partir de l'exemple d'un sol compacté ( $S_r = 92\%$ ) l'influence de ce paramètre sur les résultats. Nous constatons (Fig. 2) que l'influence de  $r$  sur les pressions calculées est négligeable lorsque  $1\ \mu\text{m} < r < 10\ \mu\text{m}$ . La diminution de  $r$  n'entraîne une augmentation significative des pressions

calculées qu'à partir de  $0,5\ \mu\text{m}$ . Nous avons donc retenu pour tous les calculs réalisés dans le cadre de cette étude une valeur  $r = 4\ \mu\text{m}$ , moyenne des valeurs proposées par les différents auteurs cités précédemment.

### 1.3.2

#### Influence du degré de saturation initial

Nous avons réalisé sur le même matériau une série de calculs en faisant varier la teneur en eau (et par conséquent le degré de saturation initial) du sol tout en gardant une densité sèche initiale identique et en supposant que les caractéristiques œdométriques restent constantes.

Les résultats obtenus permettent de représenter l'évolution des rapports  $u/\sigma$  calculés en fonction du

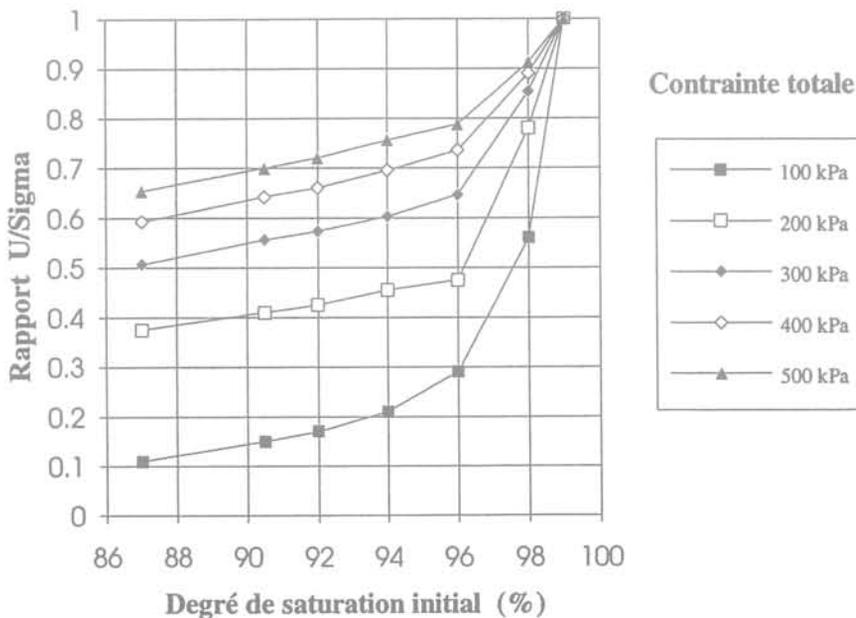


FIG. 3 Influence du degré de saturation initial sur les pressions interstitielles calculées.  
Effect of initial degree of saturation on calculated pore pressure.

degré de saturation pour différentes contraintes totales verticales (Fig. 3). Deux principaux éléments peuvent être dégagés de ce graphique :

- quelle que soit la contrainte appliquée, nous constatons un accroissement rapide du rapport  $u/\sigma$  à partir de  $S_r = 96\%$  ;
- l'augmentation du rapport  $u/\sigma$  lorsque  $S_r$  passe de 87 % à 96 % est comprise entre 0,1 et 0,2 ; notons que nous trouvons un résultat identique avec les essais de laboratoire décrits au chapitre suivant.

### 1.3.3

#### Premier bilan

Les premiers résultats de ce calcul de pression semblent donc apporter des éléments intéressants pour la détermination des pressions interstitielles dans les matériaux argileux humides. Nous reviendrons ci-après sur cette méthode afin d'y apporter une première validation en comparant les résultats obtenus avec ceux des approches expérimentales et des mesures *in situ*.

## 2

### Essais en laboratoire

Parallèlement à l'approche théorique simplifiée présentée précédemment, il paraît souhaitable de pouvoir mettre en œuvre un ou plusieurs essais en laboratoire donnant directement les valeurs des pressions interstitielles susceptibles de se développer dans un remblai compacté. Ces essais ont été choisis pour répondre aux deux critères suivants :

- permettre de se rapprocher le plus possible des conditions « vécues » par le matériau pendant la construction d'un remblai homogène ;
- pouvoir être réalisé avec un équipement de laboratoire de mécanique des sols classique avec un mode opératoire simple.

Pour répondre au premier critère nous avons notamment posé comme hypothèse de base que :

- les essais doivent être réalisés sur sols non saturés et non drainés ; ceci est représentatif du comportement non drainé, à court terme, d'un remblai dont la perméabilité est très faible ;
- la succion initiale est faible et, par conséquent, on est amené à ne mesurer que des pressions interstitielles positives même pour les faibles contraintes. Cette hypothèse a pu être vérifiée sur la plupart des sols argileux humides dont la teneur en eau est supérieure à  $w_{OPN} + 2$  et le degré de saturation supérieur à 90 % (ne sont pas concernés ici les sols gonflants qui peuvent garder une succion élevée à fort degré de saturation).

Deux types d'essais ont été expérimentés :

- un essai de compression isotrope appliquée à un échantillon non drainé placé dans une cellule triaxiale ce qui permet notamment d'obtenir le coefficient B de Skempton ;
- un essai triaxial non drainé à chemin de contrainte contrôlé reproduisant de façon plus réaliste que le précédent les efforts subis par le matériau dans le remblai.

## 2.1

### Contrainte isotrope

#### 2.1.1

#### Mode opératoire

Le principe de cet essai est de soumettre simplement un échantillon placé dans une cellule triaxiale, dans des conditions non drainées, à une contrainte isotrope et de mesurer la pression interstitielle en résultant. Cet essai possède l'avantage d'une mise en œuvre aisée.

Compte tenu de la très faible perméabilité des matériaux étudiés, la vitesse d'essai doit être suffisamment lente pour permettre un équilibre des pressions dans l'échantillon ; l'augmentation de la contrainte isotrope a été ainsi limitée à 100 kPa par jour. La contrainte isotrope maximale appliquée aux échantillons a été fixée pour l'ensemble des essais réalisés à 500 kPa, car d'une part cela correspond aux contraintes maximales des barrages de 10 à 30 m et, d'autre part, les matériaux humides que nous étudions ( $S_r > 90\%$ ) sont arrivés à saturation pour des contraintes totales inférieures à 500 kPa. L'ensemble de ces considérations nous a donc conduits à réaliser ces essais en faisant varier la contrainte isotrope de 0 à 500 kPa en 5 jours en faisant des paliers de 50 kPa d'une durée de 12 heures. Quelques essais réalisés par variation continue et linéaire de la contrainte de 0 à 500 kPa en 5 jours ont donné des résultats similaires.

#### 2.1.2

#### Influence du mode de préparation des éprouvettes

Les éprouvettes sont soit prélevées intactes sur un remblai soit préparées en laboratoire par compactage statique en trois couches ; cette méthode a été retenue après avoir comparé au préalable les résultats obtenus pour différents types de compactage des éprouvettes en laboratoire.

Ainsi ont d'abord été comparés les résultats obtenus par pétrissage à ceux correspondant au compactage statique pour une teneur en eau égale à  $w_{OPN} + 2$  (Fig. 4) ; les pressions mesurées sont tout à fait similaires. Par ailleurs, dans les échantillons prélevés à l'aide d'une trousse coupante dans des moules Proctor, les pressions interstitielles qui se sont développées sont comparables à celles obtenues sur une éprouvette compactée statiquement (Fig. 5). Le faible écart de pression est en majeure partie explicable par la différence de 0,1 point de la teneur en eau de l'échantillon compacté statiquement. Cet essai nous montre par ailleurs que l'énergie de compactage (Proctor normal ou modifié) n'a pas d'influence significative sur les résultats de l'essai ; notons qu'à cette teneur en eau ( $w_{OPN} + 3,5$ ) les densités des échantillons obtenus avec chacune des deux énergies de compactage étaient équivalentes.

On peut conclure de ces quelques essais, dont les résultats seront corroborés par ceux réalisés en chemin de contrainte et décrits ci-après, que les pressions interstitielles mesurées sur des échantillons dont la teneur en eau est supérieure ou égale à  $w_{OPN} + 2\%$  et dont la densité est égale ou supérieure à celle obtenue par compactage Proctor, sont peu influencées par le mode et l'énergie de compactage des éprouvettes.

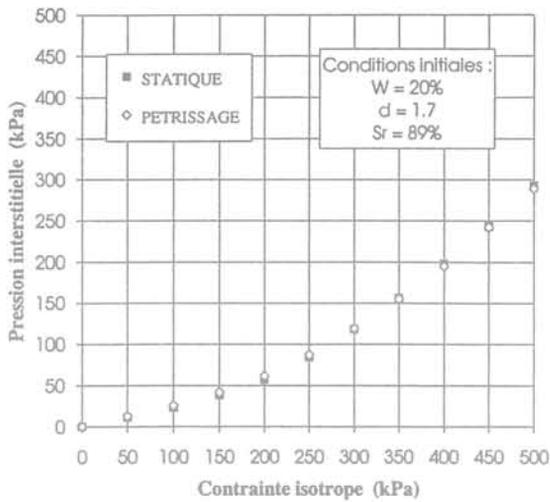


FIG. 4 Comparaison des résultats obtenus sur des échantillons préparés par compression statique et par pétrissage. Comparison of results obtained on samples prepared by static compaction and kneading.

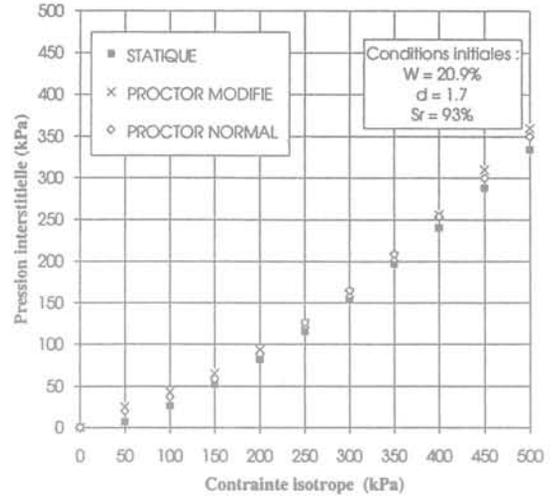


FIG. 5 Comparaison des résultats obtenus sur des échantillons préparés par compression statique et par « carottage » dans le moule Proctor. Comparison of results obtained on samples prepared by static and Proctor compaction.

Nous constaterons également ci-après que les résultats obtenus sur des échantillons compactés *in situ* et prélevés intacts sont équivalents à ceux obtenus sur des échantillons de mêmes caractéristiques initiales compactés au laboratoire.

### 2.1.3

#### Influence respective de la teneur en eau et du degré de saturation sur le développement des pressions interstitielles dans l'essai en contrainte isotrope

Les essais ont été réalisés principalement sur deux matériaux provenant des barrages du Balaing et de La Ganne et respectivement nommés D2 et P10 ; leurs principales caractéristiques physiques sont résumées dans le tableau ci-après :

TABLEAU I Principales caractéristiques des deux matériaux testés. Main properties of the two tested soils.

	Balaing D2	Ganne P10	
Granulométrie	% < 5 mm	98	99,5
	% < 2 mm	96	98,5
	% < 0,4 mm	90	96,5
	% < 80 microns	76	90
Limites d'Atterberg	limite de liquidité $w_p$ %	34,5	43,5
	limite de plasticité $w_p$ %	20,5	19,5
	indice de plasticité	14	24
Essai de compactage (Proctor Normal)	teneur en eau optimale	17 %	17,5 %
	densité sèche à l'optimum	1,75	1,74

### 2.1.3.1

#### Limon argileux du Balaing

Ce sol limono-argileux est faiblement plastique ( $I_p = 14$ ) et a fait l'objet d'essais en vue de son utilisation éventuelle dans un remblai. Sa forte teneur en eau naturelle (20 à 21 % soit  $w_{OPN} + 3$  ou 4 points) nous a conduits à examiner son comportement vis-à-vis du développement des pressions interstitielles. Les résultats des essais en contrainte isotrope, réalisés sur 5 échantillons différents et représentés sur la figure 6, nous montrent ou nous confirment les éléments de comportement suivants :

- pour un même degré de saturation initial les échantillons 4 et 5 donnent des pressions très différentes ; la teneur en eau de l'échantillon 5 est de 21 % ( $w_{OPN} + 4$ ) et donc supérieure d'à peine 1 point à celle du n° 4. Cependant, à partir d'une contrainte de 200 kPa dans ce matériau se développent des pressions interstitielles égales à plus du double de celles enregistrées dans l'échantillon 4 ; on note que l'échantillon n° 5 est à la limite de plasticité ( $w \approx w_p$ ) ;
- pour une teneur en eau de 19,2 % soit environ  $w_{OPN} + 2$  les échantillons 2 et 3 ont des degrés de saturation initiaux très différents. En effet, l'un est compacté à une densité sèche de 100,5 % de la densité Optimum Proctor Normal et l'autre à 97,5 %. On constate, comme pour les deux échantillons précédents, que l'écart de pression interstitielle est important ;
- l'échantillon 1, qui a une teneur en eau égale à  $w_{OPN} + 1$  et dont la densité sèche initiale est légèrement supérieure à  $\gamma_{d,OPN}$  ne développe pratiquement aucune pression interstitielle bien que son degré de saturation initial soit équivalent à celui de l'échantillon 2.

Ces quelques premières constatations mettent en lumière le rôle important des paramètres que sont la teneur en eau et le degré de saturation initial. Afin de confirmer sur un autre type de matériau les premiers résultats obtenus et de discerner l'influence relative de chacun de ces deux paramètres, nous avons entrepris un ensemble d'essais sur un sol fin plus plastique et fréquemment rencontré dans les barrages du Sud-Ouest.

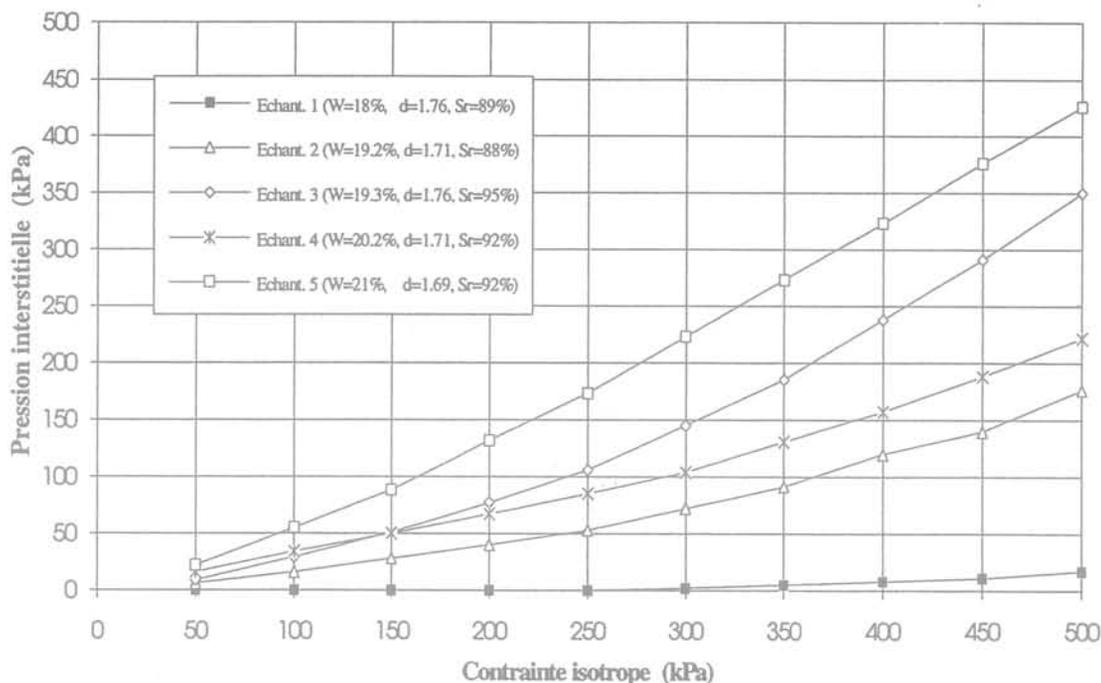


FIG. 6 Résultats des essais en contrainte isotrope réalisés sur le matériau Balaing D2 remanié.  
Results of isotropic compression test on Balaing D2 remolded samples.

### 2.1.3.2

#### Argile limoneuse de La Ganne

Une quinzaine d'essais ont été réalisés sur l'un des matériaux du barrage de La Ganne (nommé P10), une argile limoneuse plastique dont les caractéristiques figurent dans le tableau I.

La teneur en eau des échantillons se situe entre  $w_{OPN}$  et  $w_{OPN} + 6$  et le degré de saturation entre 86 et 95 %. La synthèse des résultats obtenus a été réalisée grâce au module UNIMAP du logiciel UNIRAS qui a permis de faire des interpolations sur la variable  $u$  et de représenter l'évolution des pressions sur un diagramme Proc-

tor (Fig. 7) sous forme de courbes d'iso-valeurs du coefficient de pression interstitielle ( $u/\sigma_{iso}$ ) pour des contraintes isotropes de 200 et 400 kPa. Le domaine concerné correspond à la zone où des essais ont été réalisés. Il est donc limité par les courbes  $S_r = 85\%$  et  $S_r = 96\%$ ; la courbe de compactage Proctor Normal est également représentée.

Ce tracé nous permet de faire les constatations suivantes :

- l'allure des courbes iso-valeurs du coefficient de pression  $B_{iso} = u/\sigma_{iso}$  est identique pour les deux contraintes appliquées ;

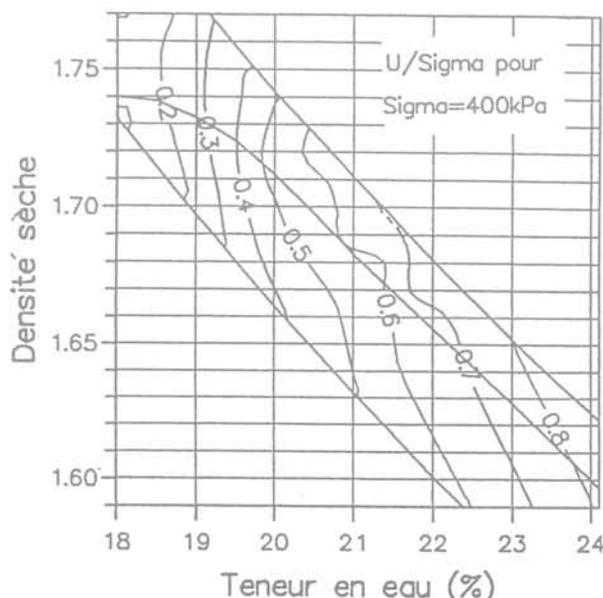
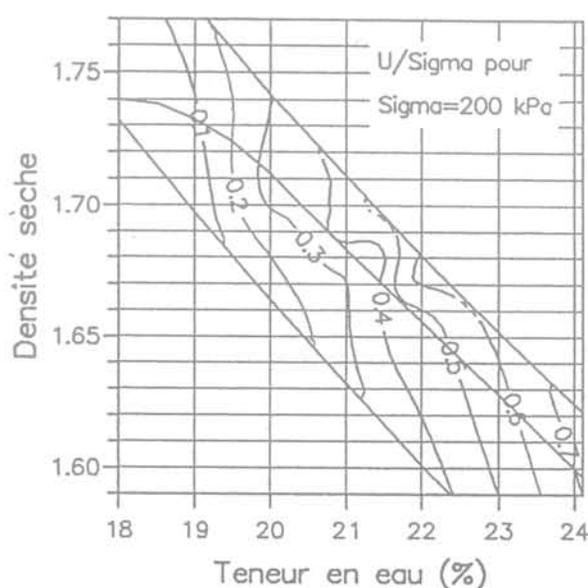


FIG. 7 Synthèse des résultats des compressions isotropes sur le matériau de La Ganne P10 : représentation du rapport  $u/\sigma_{iso}$  dans le repère ( $w, d$ ) (domaine limité par les courbes  $S_r = 85\%$  et  $S_r = 96\%$ ).  
Synthesis of isotropic compression tests on Ganne P10 material : ration  $u/\sigma_{iso}$  is plotted in a graph ( $w, d$ ).

## Intérêt de l'essai en contrainte isotrope

Cet essai est simple à mettre en œuvre, la reproductibilité est bonne et les résultats cohérents sur un sol donné. Cet essai nous permet de tirer les premières conclusions suivantes pour les sols compactés :

- l'augmentation du coefficient de pression est importante dans la plage ( $19\% < w < 20\%$ ) ; notons à ce sujet que nous franchissons alors la limite de plasticité ; nous reviendrons sur ce point important par la suite ; au-delà le rapport  $u/\sigma_{iso}$  augmente d'environ 0,1 par point de teneur en eau ;
- jusqu'à une teneur en eau de l'ordre de  $w_{OPN} + 2$ , l'influence du degré de saturation initial est moins sensible, surtout pour  $\sigma = 400$  kPa ;
- dans l'intervalle  $w_{OPN} + 2$ ,  $w_{OPN} + 4$  par contre, on augmente le coefficient  $u/\sigma_{iso}$  d'environ 0,1 lorsque le degré de saturation initial passe de 90 à 96 % ; on entrevoit ainsi dans cette zone d'emploi « limite » de matériaux de remblais, le rôle éventuel d'un sur-compactage comme nous le verrons au chapitre suivant ;
- au-delà de  $w_{OPN} + 4$ , le rôle du degré de saturation initial devient plus faible ; la teneur en eau semble être le critère déterminant, même pour des faibles contraintes les pressions sont élevées.

Parmi l'ensemble des échantillons compactés en laboratoire on peut extraire ceux dont le degré de saturation est compris entre 92 et 94 % et donc proches des conditions obtenues sur chantier par un compactage normal sur sol humide à l'aide d'un engin lourd qui donne des densités légèrement supérieures à celles obtenues par compactage Proctor. Ces échantillons ont une teneur en eau variant approximativement dans le domaine  $w_{OPN} + 2$ ,  $w_{OPN} + 6$  et se situent donc dans le domaine plastique ( $w_p \approx 19,5\%$ ).

On constate dans un repère ( $w$ ,  $u$ ) que pour une contrainte isotrope donnée, l'ensemble des points de mesure (chacun correspondant à un échantillon différent) se trouve sensiblement aligné comme le montrent les droites de régression tracées sur la figure 8. On peut donc en conclure qu'à degré de saturation équivalent et pour une contrainte donnée, la pression interstitielle dans ce matériau humide varie linéairement avec la teneur en eau.

- le mode et l'énergie de compactage mis en œuvre pour atteindre une densité donnée semblent avoir peu de conséquences directes sur le développement des pressions interstitielles mesurées dans un essai en contrainte isotrope ;
- pour un matériau donné, la teneur en eau est primordiale ; ensuite, le degré de saturation initial  $Sr_0$  peut influencer en augmentant le coefficient de pression interstitielle  $B_{iso} = u/\sigma_{iso}$  d'environ 0,1 lorsque  $Sr_0$  passe de 90 à 95 % et au-delà de 95 % l'accroissement de  $B_{iso}$  est certainement très rapide ;
- il semblerait qu'il faille apprécier la teneur en eau non seulement par rapport à  $w_{OPN}$  mais aussi par rapport à la limite de plasticité  $w_p$  ;  $w_p$  semble, en effet, un seuil à l'approche duquel le coefficient de pression interstitielle augmente très sensiblement.

## 2.2

## Essai à chemin de contrainte contrôlé

Les résultats de l'essai en contrainte isotrope sont encourageants, mais il nous a paru nécessaire de s'assurer qu'une telle approche est susceptible de donner une bonne représentation des phénomènes qui se produisent dans un remblai en matériaux argileux humides. En effet dans un remblai, le sol compacté est

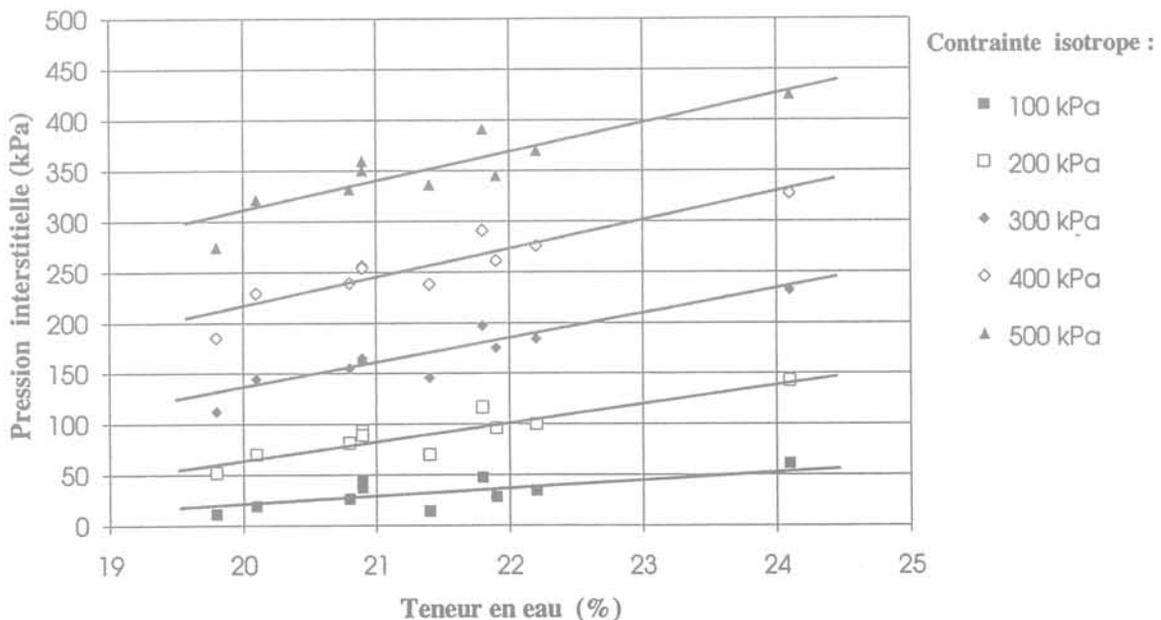


FIG. 8 Droites de régression  $u = f(w)$ , pour différentes contraintes isotropes, des échantillons (Ganne P10) dont le degré de saturation est compris entre 92 et 94 %.

Regression lines  $u = f(w)$ , for various isotropic stresses, of remolded samples (Ganne 10) with a degree of saturation ranging from 92 to 94 %.

ensuite soumis à un chargement non isotrope. C'est ce chargement anisotrope que nous avons donc essayé de reproduire et de simuler au cours d'un essai triaxial à chemin de contrainte contrôlé.

Ceci permettra de définir le rôle éventuel du déviateur des contraintes sur le développement des pressions interstitielles.

### 2.2.1

#### Principe et mode opératoire des essais

Le principe de l'essai est celui décrit par Head (1986) pour la détermination du coefficient de pression interstitielle  $\bar{B}$  de Skempton dans un remblai. Cet essai triaxial réalisé sur un échantillon non saturé dans des conditions non drainées consiste à faire varier simultanément les contraintes verticales et horizontales de la même manière que dans un remblai en terre au cours de sa construction. On choisit de faire évoluer ces contraintes de façon à garder un coefficient de sécurité local  $F = \tau_s/\tau$  constant ;  $\sigma_1 = \sigma_v$  et  $\sigma_3 = \sigma_h$  évolueront donc de manière à rester dans un repère  $(\sigma', \tau)$  sur une droite d'équation :

$$\tau = [c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi']/F = c'/F + \sigma' \operatorname{tg} \phi'/F$$

Comme pour l'essai en contrainte isotrope et pour les mêmes raisons, nous avons limité  $\sigma_3$  à 500 kPa. Arrivé à cette valeur, l'échantillon est conduit à la rupture de la même manière que dans un essai triaxial non drainé classique en conservant cette contrainte latérale constante. Les caractéristiques  $c'$  et  $\phi'$  du matériau nécessaires à la définition du chemin de contrainte à suivre sont définis par un essai triaxial CU + u réalisé préalablement sur le même matériau.

Le chemin de contrainte ainsi suivi en faisant l'approximation  $\sigma' = \sigma - u$  est représenté dans un repère  $s' - t$  sur la figure 9. Cette représentation permet également de comparer la rupture d'une éprouvette non consolidée avec la droite intrinsèque qui correspond à un échantillon consolidé.

### 2.2.2

#### Résultats obtenus

##### 2.2.2.1

#### Comparaison avec les résultats obtenus en contrainte isotrope

Plusieurs essais réalisés sur des échantillons humides ( $w > w_{OPN} + 2$ ) montrent que les pressions interstitielles mesurées en contrainte isotrope sont équivalentes à celles enregistrées lors d'un essai en chemin de contrainte ( $F = 1,5$ ) si on se réfère à la contrainte moyenne  $\sigma_m = (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$ . A titre d'exemple, sur la figure 10 figurent les résultats des deux essais réalisés sur des échantillons du matériau P10, de même densité, à une teneur en eau de l'ordre de  $w_{OPN} + 3$ . Il semblerait donc que les matériaux étudiés aient un comportement parfaitement élastique et soient peu sensibles à l'application d'un déviateur des contraintes en ce qui concerne la génération des pressions interstitielles.

##### 2.2.2.2

#### Influence du coefficient de sécurité

Afin de généraliser les résultats obtenus pour un chemin de contrainte correspondant à  $F = 1,5$  l'influence de ce coefficient  $F$  a été étudiée. Ainsi sur des échantillons identiques du matériau P10, cette fois à une teneur en eau d'environ  $w_{OPN} + 1$ , nous avons suivi les chemins de contrainte, représentés sur la figure 11, correspondant aux coefficients  $F$  respectifs de 1,1, 1,5 et 2. Nous avons également réalisé un essai en contrainte isotrope (correspondant à un coefficient infini). Les résultats présentés sur la figure 12 relatifs à l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte moyenne, montrent une extrême homogénéité des résultats, surtout si l'on considère que l'essai avec un coefficient de sécurité de 2 a été réalisé à une vitesse (0,5  $\mu$ /min) un peu trop importante pour avoir une stabilisation des pressions.

De ces différents essais on déduit que l'introduction d'un déviateur des contraintes, quel qu'il soit, lors

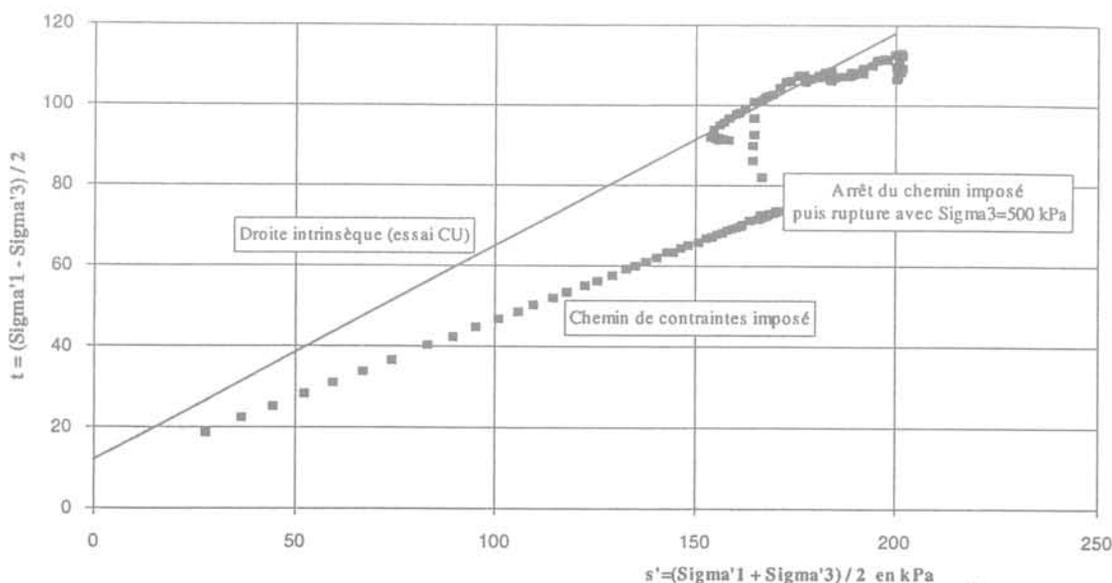


FIG.9 Représentation du chemin de contrainte suivi pendant l'essai triaxial.  
Graph of the stress path during the triaxial test.

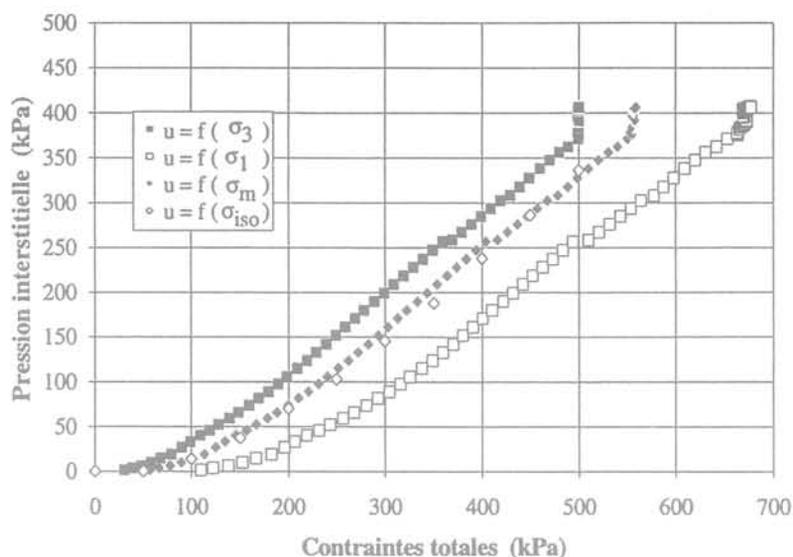


FIG. 10 Comparaison des résultats obtenus en contrainte isotrope et en chemin de contrainte sur le matériau Ganne P10 à  $w = w_{OPN} + 3$ .  
Comparison of isotropic stress and stress path tests results on Ganne P10 material with  $w = w_{OPN} + 3$ .

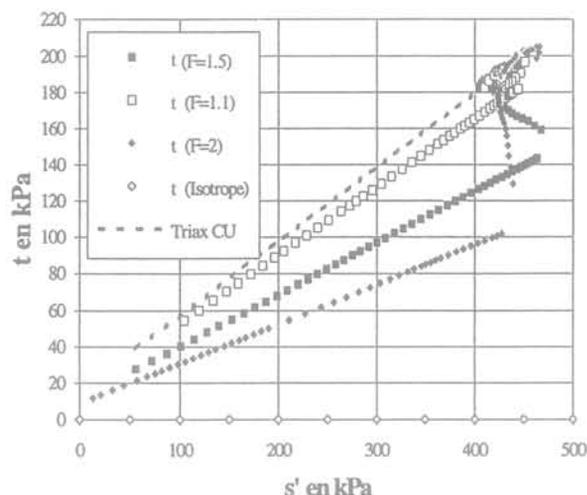


FIG. 11 Représentation des chemins de contrainte suivis pour différents coefficients de sécurité.  
Graph of the stress path for different factors of safety.

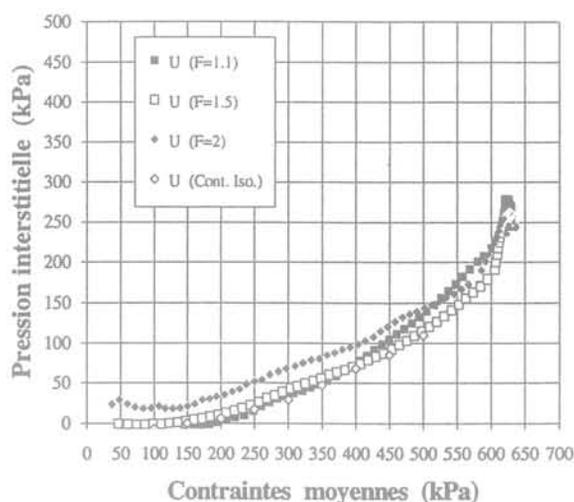


FIG. 12 Comparaison des pressions interstitielles obtenues par l'essai en chemin de contrainte pour différents coefficients de sécurité.  
Comparison of pore pressures measured in stress path tests with various factors of safety.

d'essais de chargement triaxial non drainé sur sols plastiques proches de la saturation ( $S_r > 90\%$ ) n'apporte pas de modification significative au développement des pressions interstitielles ; il apparaît donc que ces pressions sont fonction de la contrainte moyenne subie par le matériau. Il n'en est pas de même pour les échantillons dont la teneur en eau est inférieure ou égale à celle de l'Optimum Proctor Normal pour lesquels les pressions obtenues par les deux essais sont parfois différentes mais toujours faibles.

### 2.2.2.3

#### Mise en évidence de l'importance de l'orientation des contraintes principales dans un remblai

Nous avons vu que les pressions interstitielles qui se développent dans un matériau argileux humide à teneur en eau et densité sèche données, sont fonction

de la contrainte moyenne subie par le matériau. Par conséquent, il est impossible de donner une valeur de la pression interstitielle en un point du remblai en ne connaissant que la contrainte verticale (dont une valeur approchée est  $\gamma \cdot h$ ) appliquée en ce point. Il faut donc se garder de la tentation de faire l'approximation qui consiste à assimiler le coefficient  $r_u = u/\gamma h$  au coefficient de pression interstitielle mesuré en laboratoire par le rapport  $u/\sigma_{iso}$  ou  $u/\sigma_{moyen}$ .

Ainsi au point de prélèvement du matériau T10 qui se situe à l'amont immédiat de la risberme du barrage de La Ganne (Fig. 14), la contrainte horizontale mesurée est nettement supérieure à celle enregistrée verticalement alors que par ailleurs, au centre du barrage, la contrainte horizontale n'est que de l'ordre de 50 % de celle verticale. La figure 13, sur laquelle sont représentés les résultats des essais en chemin de contrainte et en contrainte isotrope

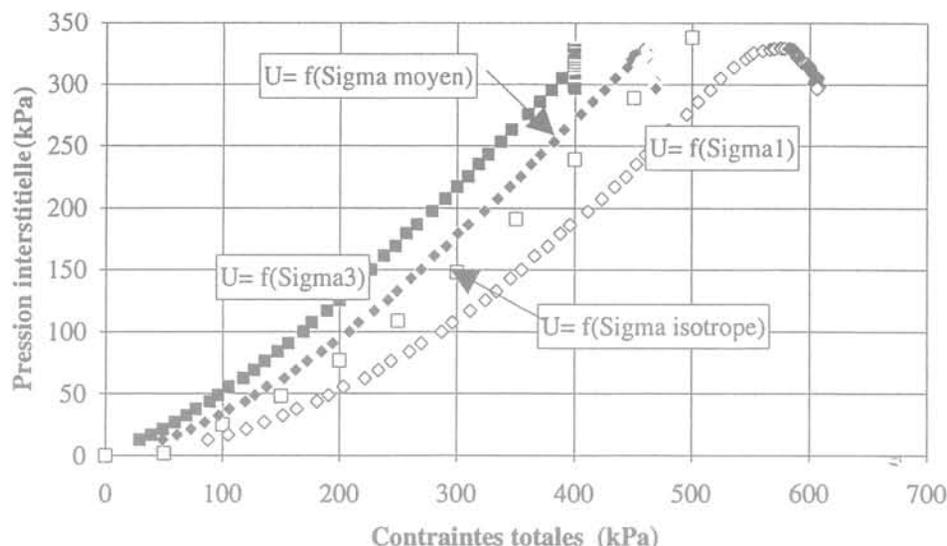


FIG. 13 Résultats des essais en contrainte isotrope et en chemin de contrainte sur des échantillons intacts du matériau T10 ( $w = 23 \% = w_{\text{OPN}} + 4$ ).  
Results of isotropic stress and stress path tests on intact samples of T10 material ( $w = 23 \% = w_{\text{OPN}} + 4$ ).

d'un échantillon T10 intact, nous permet de voir que pour une même contrainte verticale de 100 kPa la pression interstitielle peut varier de 20 à 50 kPa, soit une variation du coefficient  $r_u$  de 0,2 à 0,5 selon que cette contrainte est une contrainte principale majeure  $\sigma_1$  ou mineure  $\sigma_3$ . Nous reviendrons sur cet élément primordial pour la détermination des coefficients de pression dans un remblai en vue de son calcul de stabilité à court terme.

### 2.3

## Bilan des essais de laboratoire

Il convient avant tout de bien rappeler le domaine où les deux types d'essais précédemment décrits peuvent être réalisés valablement. Il est nécessaire que, dans son état initial, l'échantillon ait une succion très faible, presque nulle, sinon on constate notamment qu'il absorbe une partie de l'eau des conduits, du papier filtre et éventuellement de la pierre poreuse et d'autre part le matériel utilisé n'est pas adapté aux mesures des pressions négatives. Par ailleurs, lorsqu'on fait l'approximation  $\sigma' = \sigma - u$  pour interpréter en contraintes effectives, les essais en chemin de contrainte, on doit s'assurer que l'on est proche de la saturation.

Ces essais sont donc particulièrement adaptés au cas des matériaux argileux humides compactés qui nous intéressent, dont la teneur en eau est supérieure à  $w_{\text{OPN}} + 1$  ou  $+ 2$  et le degré de saturation initial supérieur à environ 90 %. Dans ces conditions certaines difficultés peuvent cependant être rencontrées pour les matériaux très gonflants où la succion peut rester élevée à fort degré de saturation.

Parmi les résultats obtenus nous retiendrons en priorité les deux éléments suivants :

- la pression interstitielle d'un matériau argileux humide, à teneur en eau et densité fixés, est fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m = (\sigma_1 + 2 \sigma_3)/3$  qu'il subit ; le comportement de ce type de matériau est donc quasiment élastique linéaire et semble n'être que très peu influencé par le type de compactage utilisé (à  $w =$  constante) pour obtenir la densité souhaitée ;

- à contrainte fixée la pression interstitielle qui se développe dans un matériau compacté est principalement fonction de sa teneur en eau appréciée en fonction de sa valeur relative par rapport à l'Optimum Proctor Normal ( $w_{\text{OPN}}$ ) et à la limite de plasticité ( $w_p$ ). En second lieu, on note l'influence de la densité (ou degré de saturation) du matériau. En effet, sur l'ensemble des essais réalisés, on constate qu'un surcompactage entraînant la surélévation de 90 à 95 % du degré de saturation peut entraîner une augmentation de l'ordre de 0,1 du coefficient de pression, quelles que soient les contraintes appliquées.

## 3

## Expérimentation sur le barrage de La Ganne

### 3.1

### Moyens et objectifs

En complément de l'approche théorique et des essais de laboratoire ont été réalisées des expérimentations sur un barrage en terre au cours de sa construction. Les objectifs recherchés sont notamment la validation des résultats de laboratoire, l'étude comparative des moyens de compactage sur chantier des matériaux argileux et l'apport d'informations sur le comportement du remblai.

#### 3.1.1

### Caractéristiques générales des matériaux et de l'ouvrage

Le barrage de La Ganne (Lot-et-Garonne), dont le profil est représenté figure 14 et sur lequel les expérimentations ont été réalisées, est un remblai homogène de 14 m de hauteur par rapport au terrain naturel, construit sur un substratum marneux. Les matériaux qui le constituent sont des argiles limoneuses plastiques ( $20 < I_p < 30$ ) prélevées dans la cuvette de la rete-

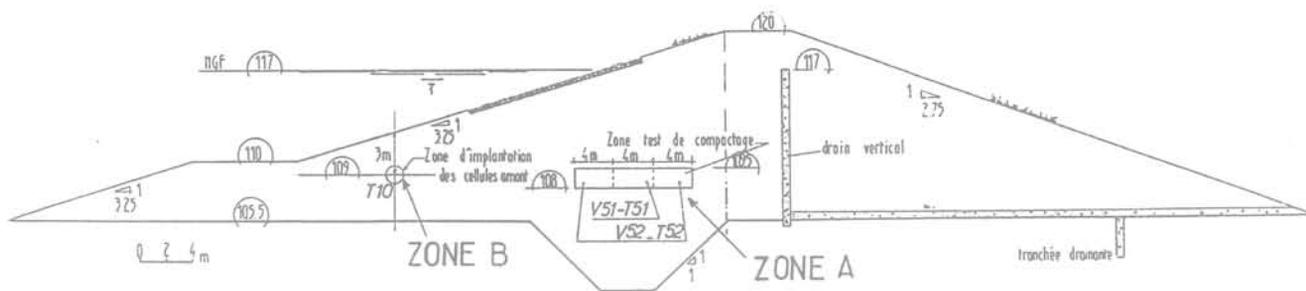


FIG. 14 Profil instrumenté du barrage de La Ganne.  
Monitoring cross-section of La Ganne dam.

nue. Le projet avait mis en évidence que la majeure partie de ces matériaux présentait une teneur en eau naturelle supérieure à l'Optimum Proctor Normal qui est, pour la plupart des matériaux du site, compris entre 18 et 23 %.

### 3.1.2

#### Description de l'expérimentation

Le remblai a été compacté uniformément par couches d'environ 30 cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes d'un compacteur lourd à pieds dameurs (Tamping 825 Caterpillar) sauf sur une zone centrale (zone A de la figure 14) où plusieurs modes de compactage ont été comparés. Dans cette partie du remblai deux types de compacteurs (pieds dameurs et vibrant lisse) ont été utilisés et pour chacun d'eux deux énergies différentes ont été testées : une énergie normale avec 4 à 5 passes et une énergie beaucoup plus élevée avec 16 passes.

Des cellules de mesure des pressions totales et interstitielles ont été mises en place dans les zones A et B du remblai. Parallèlement à cette instrumentation, des mesures de densité et de teneur en eau ont été effectuées, pendant le chantier, sur les matériaux compactés.

### 3.2

#### Résultats obtenus

##### 3.2.1

#### Caractéristiques physiques et mécaniques de la zone test de compactage

Les mesures réalisées au gamma-densimètre (avec correction de la teneur en eau par mesure à l'étuve) sur les quatre types de compactage de la zone test ont été reportées sur un diagramme Proctor (Fig. 15) où figurent également les résultats de deux essais Proctors réalisés sur le matériau de la zone d'emprunt qui a été utilisée pour cette partie du remblai.

Ces mesures réalisées sur toute la hauteur des couches (30 cm) nous apportent les enseignements et confirmations suivants :

- quel que soit le mode de compactage, la densité obtenue avec uniquement 4 à 5 passes est plutôt insuffisante ; en effet, la densité obtenue est inférieure à celle obtenue par les essais Proctor, le degré de saturation est alors compris entre 80 et 85 % ;
- le matériau surcompacté avec l'engin à pieds dameurs atteint une densité de l'ordre de celle obtenue

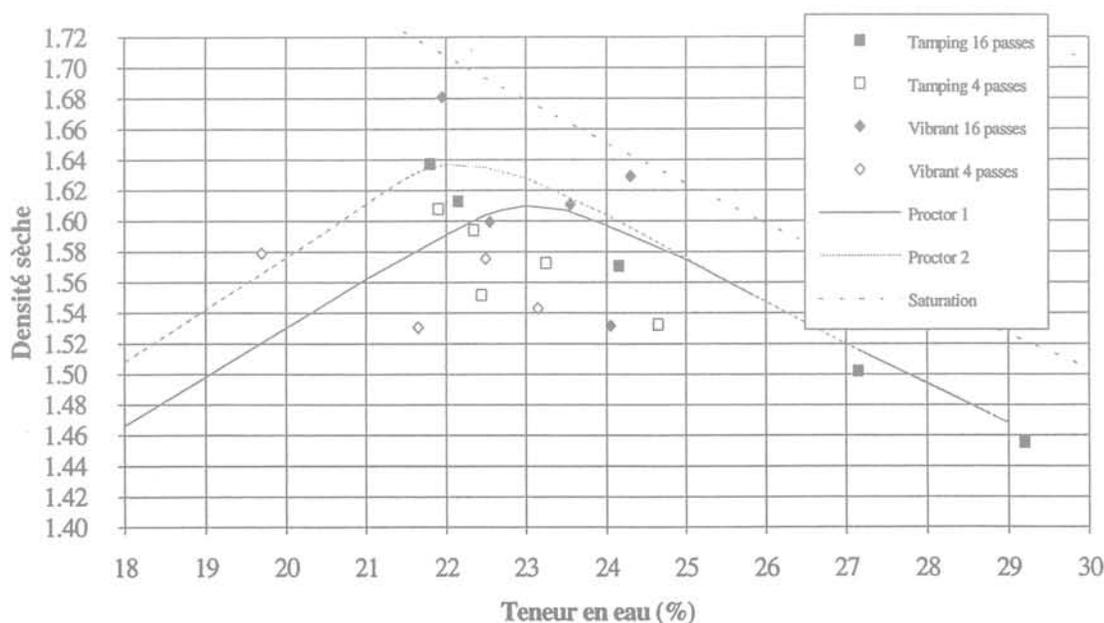


FIG. 15 Densité et teneur en eau des matériaux dans la zone test de compactage.  
Soil density and water content in compaction test area.

à l'essai Proctor avec un degré de saturation d'environ 90 % ; même les deux échantillons très humides ( $w_{OPN} + 4$  et  $w_{OPN} + 6$ ) n'ont pas un degré de saturation plus important ;

- le surcompactage avec le rouleau vibrant lisse donne dans l'ensemble des densités supérieures à celles obtenues par les pieds dameurs ; le degré de saturation peut être très élevé ( $S_r > 95\%$ ) pour des sols dont la teneur en eau est proche de l'Optimum Proctor Normal.

Ces observations confirment celles qui avaient été faites à Mirgenbach sur les planches d'essais en vue de définir le matériel et les normes de compactage. En effet, le rouleau vibrant lisse avait été retenu, car il donnait les meilleures densités. Malheureusement, le corollaire était un degré de saturation élevé (supérieur à 95 %) et par conséquent des pressions interstitielles plus élevées.

Par ailleurs, des essais triaxiaux consolidés et non consolidés ont été réalisés sur des échantillons intacts de chacun des quatre plots de compactage. Aucune influence notable du mode et de l'énergie de compactage n'a été constatée sur la cohésion et l'angle de frottement des matériaux compactés.

### 3.2.2

#### Résultats des mesures d'auscultation

L'ensemble des cellules a été mis en place les 22 et 23 juin 1992 et le remblai s'est achevé un mois plus tard fin juillet 1992. La retenue n'a pas été mise en eau avant le printemps 1993. Toutes les mesures analysées ci-après ont donc été réalisées retenue vide.

#### 3.2.2.1

#### Pressions totales

La figure 16 donne l'évolution des pressions totales sous forme de rapport  $\sigma/\gamma h$ ,  $h$  étant la hauteur du remblai au-dessus de la cellule concernée et  $\gamma$  le poids volumique humide du remblai ( $\gamma \approx 20 \text{ kN/m}^3$ ).

Au centre du barrage, juste après sa construction, nous mesurons une contrainte verticale  $\sigma_v$  strictement

égale au poids des terres et une contrainte horizontale  $\sigma_h = 0,45 \sigma_v$ . Nous avons donc un rapport de contrainte qui correspond à l'ordre de grandeur du coefficient  $k_0$  des terres au repos.

Les mesures effectuées sous le parement amont montrent également une contrainte verticale (cellule n° 2) en fin de construction de l'ordre de grandeur du poids des terres situées au-dessus de la cellule. Par contre nous constatons une contrainte horizontale beaucoup plus importante puisque le rapport  $\sigma_h/\gamma h$  est de l'ordre de 1,7. Ces mesures sont révélatrices des rapports de contraintes que l'on peut rencontrer lorsqu'on s'approche du pied du parement (ou d'une risberme comme dans ce cas). En effet, ceci confirme que la contrainte verticale (sensiblement égale au poids des terres qui surmontent le point considéré) peut ne pas être la contrainte principale majeure et que dans ces conditions la contrainte moyenne subie en ce point devient supérieure au poids des terres. Nous avons vu au chapitre précédent toute l'importance de la contrainte moyenne sur le développement des pressions interstitielles.

### 3.2.2.2

#### Pressions interstitielles en fin de construction

La première constatation est qu'un délai d'environ 1 mois après la fin de la construction (soit 2 mois après la pose) a été nécessaire pour obtenir une montée en pression des cellules de pression interstitielle jusqu'à des valeurs maximales qui ont marqué alors un palier.

#### • Zone test de compactage

Les mesures effectuées en fin de construction nous montrent une grande homogénéité des coefficients  $r_u$  qui ont atteint un maximum de l'ordre de 0,15 peu après la fin des travaux (valeurs extrêmes 0,11 et 0,19). On note surtout qu'aucune incidence du mode et de l'énergie de compactage n'est discernable dans ces mesures. Le massif se comporte, au niveau des pressions interstitielles, comme s'il était homogène.

La teneur en eau de cette zone, qui est peu supérieure à l'Optimum Proctor Normal (moyenne de

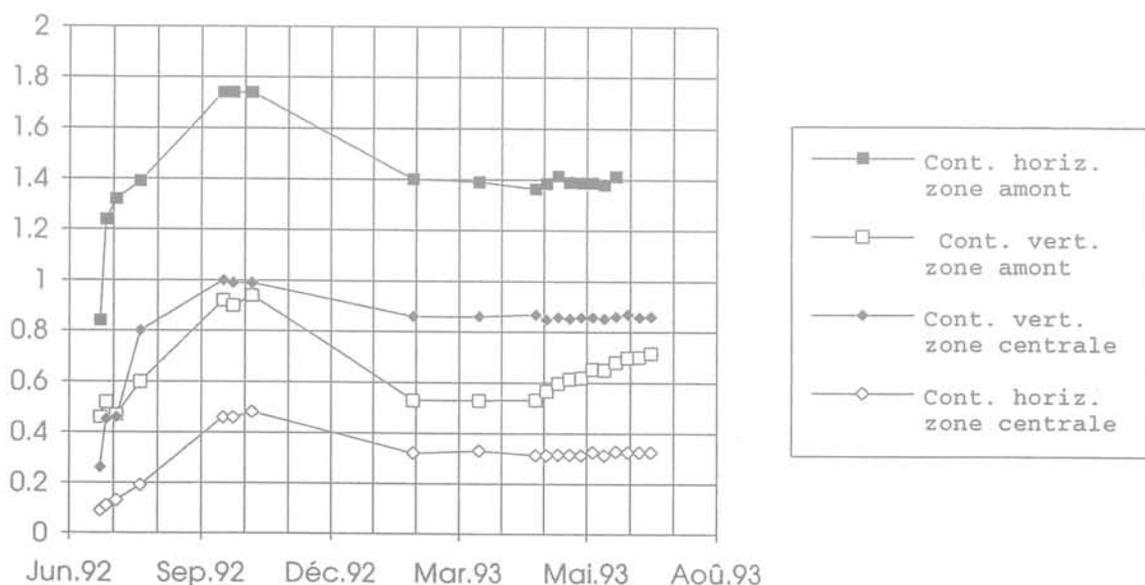


FIG. 16 Évolution des pressions totales (rapport  $\sigma/\gamma h$ ) dans le remblai de La Ganne. Total pressure (ration  $\sigma/\gamma h$ ) in La Ganne earthfill.

l'ordre de  $w_{OPN} + 1$ ) semble être dans ce cas le facteur essentiel du faible niveau de pression atteint. Ces observations corroborent les essais en laboratoire qui tendent également à montrer que la teneur en eau est le facteur primordial dans l'évolution des pressions interstitielles et que le mode et l'énergie de compactage n'ont qu'une influence secondaire dès l'instant où ils n'induisent pas de degré de saturation trop élevé.

#### • Zone de remblai ordinaire

Les valeurs mesurées par les deux cellules situées dans cette zone B sous le parement amont sont tout à fait concordantes ; le maximum de pression mesuré correspond à un coefficient  $r_u$  de 0,27. Les surpressions se sont rapidement dissipées, probablement du fait de la proximité du parement. La teneur en eau de cette zone est en moyenne de 23 % pour un Optimum Proctor Normal se situant à 19 %. Les valeurs de  $r_u$  obtenues, supérieures à celles de la zone test où pourtant les contraintes sont plus fortes, semblent donc cohérentes eu égard à la teneur en eau. Nous comparerons ces résultats à ceux obtenus par des essais en laboratoire.

### 3.2.3

#### Bilan de l'auscultation

Ces différentes mesures effectuées sur le barrage de La Ganne vont nous permettre d'apporter les premiers éléments de validation des approches théoriques et de laboratoire précédemment décrites. Par ailleurs, leur analyse permet dès à présent de dégager ou de confirmer les enseignements suivants :

- le rapport des contraintes totales verticales et horizontales est très variable selon la position du point concerné dans le remblai. La caractérisation des pressions interstitielles dans un remblai par le coefficient  $r_u$  fonction de la seule contrainte verticale doit donc être utilisée avec prudence ;
- les caractéristiques du matériau, notamment sa teneur en eau, semblent être le facteur prédominant dans le développement des pressions interstitielles. Le mode et l'énergie de compactage ont eu peu d'influence dans ce

cas où les matériaux ont une teneur en eau légèrement supérieure à l'Optimum Proctor Normal.

### 4

## Validation des différentes méthodes d'approche

Les premiers éléments d'une validation des différentes approches développées précédemment peuvent être apportés par inter-comparaison des résultats obtenus en faisant également référence aux mesures effectuées *in situ*.

### 4.1

## Comparaison des essais de laboratoire avec les mesures effectuées sur le barrage de La Ganne

Des essais en contrainte isotrope ont été réalisés sur des échantillons intacts de chacun des plots du barrage de La Ganne sur lesquels les cellules ont été mises en place ; les résultats nous permettent de tirer les enseignements suivants :

- sur les matériaux de la zone de test de compactage la teneur en eau des échantillons prélevés est sensiblement inférieure à la moyenne des valeurs mesurées *in situ* ce qui rend difficile toute comparaison ; les pressions interstitielles mesurées en laboratoire sont ainsi très faibles et pour la plupart nulles pour des contraintes équivalentes à celles mesurées dans le remblai ; globalement on peut cependant constater la cohérence avec les pressions mesurées *in situ* qui pour une teneur en eau supérieure sont restées faibles ( $r_u$  de l'ordre de 0,15 en moyenne) ;
- par contre dans la zone de remblai ordinaire sous le parement amont (matériau T10), où les différentes

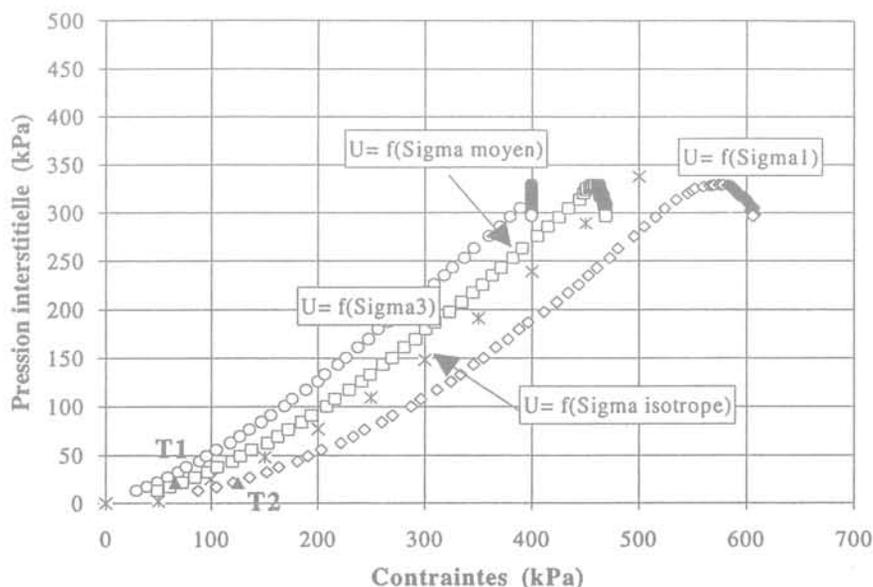


FIG. 17 Comparaison des mesures de pressions interstitielles en laboratoire et *in situ* (points T1 et T2) pour le matériau Ganne T10.

Comparison of laboratory and *in situ* (points T1 and T2) measurements of pore pressure for Ganne T10 material.

teneurs en eau sont homogènes, la comparaison est possible, et l'on constate une bonne concordance entre le coefficient de pression mesuré en laboratoire (de l'ordre de 0,2 pour  $\sigma_{iso} = \gamma h = 80$  kPa) sur des échantillons intacts ou remaniés et les mesures *in situ* ( $r_u = 0,27$ ). De manière plus précise sur la figure 17 nous avons représenté les résultats, d'une part, d'un essai triaxial en chemin de contraintes réalisé sur un échantillon du matériau noté T10 de La Ganne prélevé intact et, d'autre part, d'une compression isotrope sur une éprouvette reconstituée en laboratoire. Les mesures de la pression interstitielle  $u$  effectuées *in situ* sur le même matériau sont représentées sur ce graphique par les points T1 et T2 de coordonnées respectives ( $u, \sigma_v$ ) et ( $u, \sigma_h$ ) ce qui permet de faire les constatations suivantes :

- les points T1 et T2 sont respectivement quasiment sur les courbes  $u = f(\sigma_v)$  et  $u = f(\sigma_h)$  obtenues par l'essai en chemin de contrainte réalisé sur le matériau intact ;
- l'essai en contrainte isotrope effectué sur un échantillon recompacté en laboratoire a conduit à des pressions comparables mais légèrement inférieures à celles de l'essai sur matériau intact car son degré de saturation initial est légèrement plus faible (94,5 % contre 95,8 %).

#### 4.2

### Comparaison du calcul théorique avec l'essai en contrainte isotrope et les mesures *in situ*

Sur le matériau du Balaing nous avons réalisé un essai œdométrique et un essai en contrainte isotrope sur des échantillons présentant les mêmes conditions initiales ( $w = 21 \% = w_{OPN} + 4, \gamma_d/\gamma_w = 1,69, S_r = 92 \%$ ). Le résultat du calcul théorique effectué à partir des caractéristiques œdométriques peut être comparé (Fig. 18) à celui de l'essai en contrainte isotrope en considérant

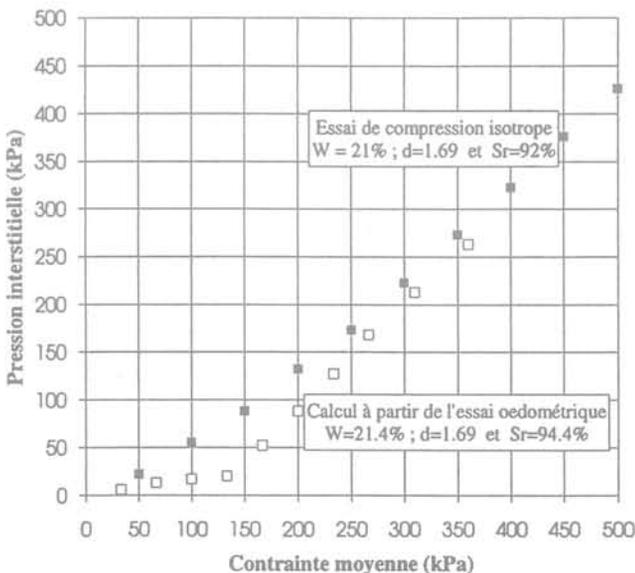


FIG. 18 Comparaison des pressions calculées et mesurées en laboratoire sur le matériau Balaing D2. Comparison of calculated and laboratory measured pore pressures for Balaing D2 material.

que la contrainte moyenne  $\sigma_m$  appliquée à l'échantillon œdométrique soumis à une contrainte verticale  $\sigma_v$  est  $\sigma_m = 2/3 \sigma_v$ .

Ceci nous permet de constater sur ce cas la bonne concordance des résultats expérimentaux et théoriques pour les contraintes élevées ; par contre entre 100 et 200 kPa l'écart entre les deux courbes est important, on note dans cette zone une rupture de la pente de la courbe calculée au passage de la contrainte de préconsolidation.

Nous avons également réalisé quelques essais sur l'un des matériaux du barrage de Lescouroux. Les résultats, représentés sur la figure 19 des essais en contrainte isotrope et des calculs sont très proches dans le domaine des faibles contraintes ( $\sigma \leq 250$  kPa).

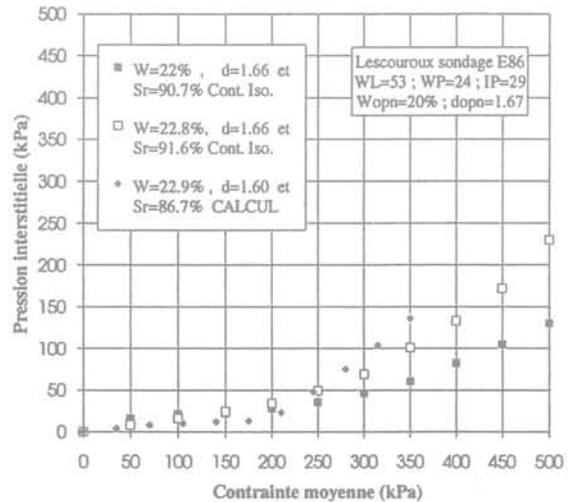


FIG. 19 Comparaison des pressions calculées et mesurées en laboratoire sur le matériau Lescouroux E86. Comparison of calculated and laboratory measured pore pressures for Lescouroux E86 material.

Par ailleurs, nous avons, à partir des essais œdométriques réalisés sur des échantillons prélevés sur la zone de test de compactage du barrage de La Ganne, effectué le calcul théorique des pressions interstitielles en fonction de la charge œdométrique  $\sigma_1$ . Dans cette zone centrale du barrage, où le rapport entre les contraintes horizontales et verticales est de l'ordre de 0,45, on peut considérer que l'on est proche des conditions œdométriques et donc que les résultats du calcul et les mesures *in situ* peuvent être comparés. Sur la figure 20 sont représentés les résultats des calculs effectués pour les échantillons nommés T52 et V52. Le report sur ce graphique des pressions mesurées *in situ* sur ces mêmes matériaux montre une bonne concordance entre calculs et mesures *in situ*.

#### 4.3

### Bilan de la validation des diverses approches développées

Les premiers résultats comparatifs sont encourageants et permettent d'avancer les premières conclusions suivantes pour les matériaux argileux humides étudiés :

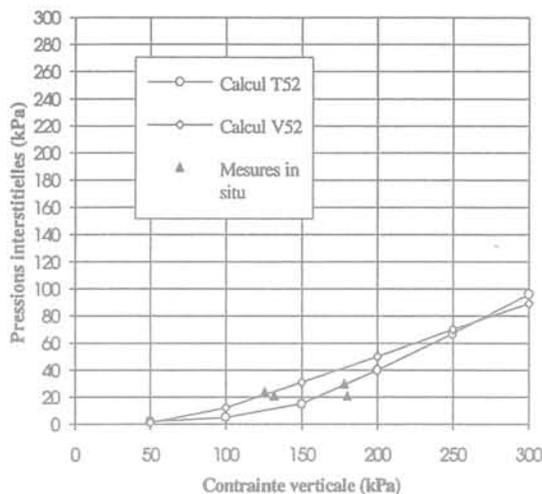


FIG. 90 Comparaison des pressions calculées et mesurées *in situ* dans les matériaux T52 et V52 de La Ganne.  
Comparison of calculated in situ measured pressures for La Ganne T52 and V52 material.

- la détermination des pressions interstitielles par les essais triaxiaux spécifiques en contrainte isotrope ou sur chemin de contraintes donne des résultats cohérents ; le mode opératoire mis en œuvre permet en outre une bonne répétabilité des essais ; la concordance des résultats avec les mesures effectuées sur le barrage de La Ganne est bonne ;
- le calcul théorique basé sur les résultats d'un essai œdométrique permet de donner rapidement et simplement une première estimation des pressions interstitielles ; la concordance avec les mesures *in situ* et les essais de laboratoire est correcte ; cependant, il convient de bien fixer les limites du domaine d'utilisation de ce calcul ; en effet, des calculs effectués sur des sols de faible degré de saturation ( $S_r < 90\%$ ) ont souvent conduit à surestimer la pression de l'eau. Ceci tient notamment au fait que les hypothèses simplificatrices utilisées supposent un fort degré de saturation pour rester convenables.

En conclusion, dès l'instant où l'on se trouve dans le domaine quasi-saturé ( $S_r > 88$  à  $90\%$ ), les essais de laboratoire et le calcul théorique permettent au projecteur d'obtenir une bonne estimation des surpressions interstitielles dès le stade de l'étude d'un remblai en matériaux argileux dont la teneur en eau est à la limite du domaine d'utilisation.

## 5

# Influence des différents paramètres sur le développement des pressions interstitielles

## 5.1

### Conditions de mise en place d'un matériau donné

L'expérimentation sur le barrage de La Ganne et les essais effectués en laboratoire montrent que le mode

de compactage et son énergie n'ont pas d'influence directe sur la génération des pressions interstitielles dans les sols fins et humides dès l'instant où le degré de saturation obtenu reste inférieur à une valeur de l'ordre de 95 à 96 %. *Indépendamment de son rôle sur les caractéristiques mécaniques du sol, le compactage n'intervient donc sur les surpressions qu'au travers de la densité (et donc du degré de saturation) engendrée pour le matériau.* En effet, nous avons vu aux chapitres précédents d'une part que sur le barrage de La Ganne les surpressions étaient comparables quel que soit le type et l'énergie de compactage et que, d'autre part en ce qui concerne les essais en laboratoire, le mode de préparation des échantillons n'a pas d'influence notable.

Les nombreux essais en contrainte isotrope réalisés ont permis de mieux appréhender le rôle respectif de la teneur en eau et du degré de saturation du matériau. Nous avons vu, en effet, que sur les deux principaux matériaux étudiés (Balaing D2 et Ganne P10) *les résultats obtenus montrent le rôle déterminant de la teneur en eau du matériau au moins lorsque le degré de saturation est inférieur à 95 %.*

Le degré de saturation joue un rôle moins important mais non négligeable. *Sur les matériaux étudiés nous avons enregistré une augmentation du coefficient de pression  $u/\sigma$  d'environ 0,1 lorsque le degré de saturation initial de l'échantillon passe de 90 à 96 % ; ce résultat est obtenu aussi bien expérimentalement par les essais de laboratoire que par le calcul.* Au-delà de cette valeur de  $S_r$ , nous n'avons plus de références expérimentales pour des raisons pratiques de préparation et de mise en place des échantillons dans la cellule triaxiale, cependant les quelques résultats obtenus par le calcul tendent à montrer qu'*au-delà de  $S_r = 96\%$ , les pressions interstitielles augmentent très rapidement.*

D'un point de vue pratique, ces premières conclusions montrent que le mode de compactage *avec une énergie normale* n'a pas d'influence notable sur le développement des surpressions et que *la teneur en eau naturelle du sol reste le principal critère pour définir sa capacité à être utilisé dans un remblai.* Nous essayerons donc, dans ce qui suit, de définir plus précisément les critères et seuils de teneur en eau selon les caractéristiques du matériau concerné. *Par contre, le mode et l'énergie de compactage jouent un rôle primordial en cas de sur-compactage conduisant le sol très près de la saturation ; en effet, nous avons notamment vu que selon le type de compacteur utilisé, à énergie quasi équivalente, le degré de saturation obtenu est très différent.*

Les cahiers des charges de réalisation des barrages en terre stipulent généralement une limite supérieure de teneur en eau et une densité minimale à obtenir. Il conviendrait d'ajouter pour les sols fins humides un critère supplémentaire concernant le degré de saturation. Celui-ci traduirait le fait que, jusqu'à des valeurs de  $S_r$  de l'ordre de 95 %, l'influence sur les surpressions est tolérable, alors qu'au-delà son effet semble devenir beaucoup plus important. *Dans ces conditions, il pourrait être stipulé que le degré de saturation doit rester inférieur à 95 %, seuil au-delà duquel un sur-compactage risque d'être néfaste.*

## Recherche d'une valeur limite de teneur en eau

Le rôle important de la teneur en eau étant établi nous avons recherché de manière plus quantitative les valeurs à respecter. Ainsi l'observation des résultats des essais de laboratoire nous a conduits à nous intéresser à la limite de plasticité qui semble marquer un seuil dans l'évolution des pressions en fonction de la teneur en eau à degré de saturation initial constant. Ceci est particulièrement remarquable sur le matériau P10, pour lequel la synthèse des résultats des essais de laboratoire (Fig. 7) permet de tracer la courbe  $B_{iso} = u/\sigma_{iso} = f(w)$  pour un degré de saturation initial de 90 % et une contrainte de 400 kPa (Fig. 21).

La limite de plasticité de ce sol est de 19,5 et nous constatons effectivement un fort accroissement du coefficient  $B_{iso}$  lorsque  $w$  est compris entre 19 et 20 %. Ceci est encore plus explicite sur la représentation du taux de variation  $\Delta B_{iso}/\Delta w$  qui présente un maximum très marqué pour  $w \approx 19,5 \% = w_p$  (Fig. 22).

Les essais réalisés sur le matériau D2 (Fig. 6) montrent également un accroissement important des pressions lorsque nous nous rapprochons de la limite de plasticité ( $w_p = 20,5 \%$ ).

En effet, lorsque la teneur en eau passe de 20 à 21 % la valeur des pressions interstitielles est alors pratiquement doublée.

Ces constatations sont par ailleurs confirmées par l'analyse des matériaux des barrages de Mirgenbach et Mondely où les essais réalisés *a posteriori* sur des prélèvements effectués dans les zones de rupture montrent que la teneur en eau naturelle était supérieure à la limite de plasticité, ce qui pourrait être un des éléments de réponse sur les causes des désordres.

Par contre, sur le barrage du Brayssou (Lot-et-Garonne) de hauteur 15 m, l'emploi de matériaux argileux humides ( $w_{nat} = 29 \%$  pour  $w_{OPN} = 25,5 \%$ ), hors

des limites habituellement admises, n'a pas posé de problèmes ; dans ce cas la teneur en eau naturelle était nettement inférieure à la limite de plasticité ( $w_p = 34$ ). Malheureusement, ce barrage n'étant pas instrumenté, les valeurs de pressions interstitielles ne sont pas connues.

Cette analyse nous permet d'avancer l'hypothèse selon laquelle il est nécessaire d'associer les deux paramètres que sont  $w_p$  et  $w_{OPN}$  pour définir le critère de teneur en eau à respecter dans un remblai argileux humide. En effet, les exemples étudiés montrent que la référence unique à l'Optimum Proctor Normal est insuffisante et que le critère  $w_{nat} - w_{OPN} < 2$  ou 3 points généralement admis peut conduire, suivant les cas, à une prudence excessive ou insuffisante.

Il semble donc indispensable, au stade d'un projet de barrage homogène pour lequel les matériaux disponibles sont humides ( $w_{nat} > w_{OPN}$ ), de commencer par comparer les valeurs relatives de  $w_{nat}$ ,  $w_{OPN}$  et  $w_p$ . Deux cas peuvent se présenter :

- $w_p < w_{nat}$  : le matériau ne doit pas être utilisé ;
- $w_{OPN} < w_{nat} < w_p$  : dans ce cas, le plus fréquent, il est plus difficile de conclure ; le sol pourra être utilisé sous certaines conditions de teneur en eau. Des essais en contrainte isotrope permettront une première approche. De manière générale, le sol sera d'autant moins sensible au développement de surpressions interstitielles que l'écart  $w_p - w_{OPN}$  sera grand.

Cette approche simple permet donc de cerner facilement, dès le stade du projet et avant d'avoir réalisé des essais ou calculs spécifiques, les matériaux dans lesquels de fortes pressions interstitielles sont susceptibles de se développer.

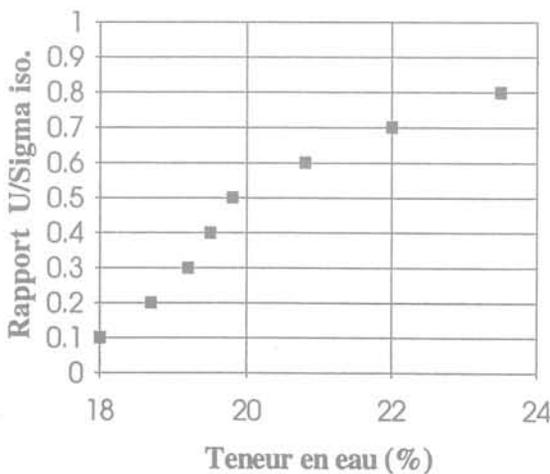


FIG. 21 Évolution du coefficient de pression  $B_{iso}$  en fonction de la teneur en eau  $w$  pour  $S_r = 90 \%$  (contrainte isotrope de 400 kPa sur le matériau P10).  
Increase in pore pressure coefficient  $B_{iso}$  according to the water content for  $S_r = 90 \%$  (isotropic stress of 400 kPa for P10 material).

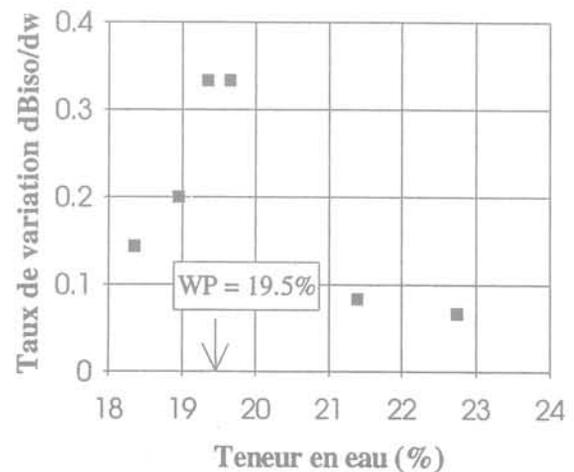


FIG. 22 Évolution du rapport  $\Delta B_{iso}/\Delta w$  en fonction de la teneur en eau  $w$  pour  $S_r = 90 \%$  (contrainte isotrope de 400 kPa sur matériau P10).  
Ratio  $\Delta B_{iso}/\Delta w$  according to the water content for  $S_r = 90 \%$  (isotropic stress of 400 kPa for P10 material).

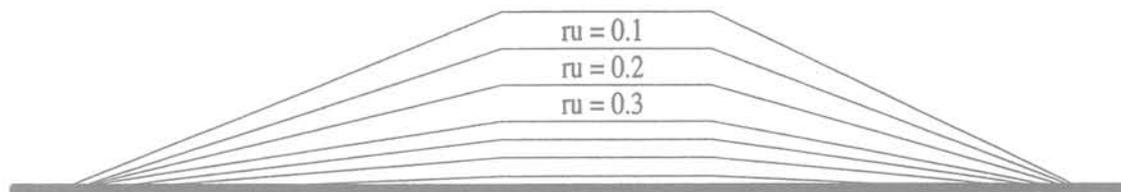


FIG. 23 Schéma de principe des courbes iso-valeurs du coefficient  $r_u$  dans un remblai homogène.  
Schematic framework of coefficient  $r_u$  values in a backfill.

### 5.3

## Prise en compte des pressions interstitielles dans l'étude de la stabilité des barrages homogènes

Jusqu'à présent les logiciels classiques de calcul de stabilité des pentes et des remblais ne permettent souvent d'intégrer les pressions interstitielles de construction qu'au moyen d'un coefficient  $r_u$  global dans le remblai ou, au mieux, par zone. Or la pression interstitielle étant une fonction croissante de la contrainte totale moyenne au point considéré, il est évident que la valeur du coefficient  $r_u$  augmente dans le remblai avec la profondeur.

Par ailleurs, les valeurs et orientations des contraintes principales dépendent de la position du point considéré dans le barrage. Ainsi, au centre du barrage, nous avons :

$$\begin{aligned} \sigma_v &\approx \gamma \times h \\ \sigma_h &\approx k_0 \sigma_v \quad (k_0 \approx 0,45 \text{ sur le barrage de La Ganne}) \end{aligned}$$

Par contre, lorsqu'on se rapproche du pied de talus, la contrainte verticale reste toujours sensiblement égale au poids des terres sus-jacent mais la valeur de la contrainte horizontale a tendance à augmenter et même à devenir supérieure à la contrainte verticale (cas des mesures réalisées à La Ganne  $\sigma_h = 1,7 \times \gamma h$ ). Dans ces conditions l'approximation  $r_u = B_{iso} = f(\gamma h)$  généralement admise entraîne des erreurs importantes compte tenu qu'à profondeur équivalente, la contrainte moyenne  $\sigma_m$  sera plus élevée sous le parement (où sa valeur peut être supérieure à  $\gamma h$  et donc  $r_u > B_{iso}$ ) qu'au centre du remblai où, si l'on considère une valeur de  $k_0$  égale à 0,5,  $\sigma_m$  est inférieur à  $0,7 \times \gamma h$  d'où  $r_u = u/\gamma h < 0,7 B_{iso}$ .

Ceci explique notamment pourquoi les coefficients  $r_u$  élevés sont mesurés davantage en pied de talus ou juste à l'amont d'une risberme dans des zones où la contrainte horizontale est élevée. La cellule B2 du barrage de Mirgenbach, qui donnait des valeurs de  $r_u$  de l'ordre de 0,8, est ainsi l'une des plus proches du pied du parement amont.

Dans ces conditions nous pouvons dire que les courbes d'isovaleurs de  $r_u$  ont schématiquement l'allure représentée sur la figure 23 et qu'ainsi une ligne de rupture potentielle peut être concernée en grande proportion par les coefficients  $r_u$  élevés du pied de talus.

### 6

## Conclusion

Les différentes approches développées dans cette étude ont permis, pour les matériaux argileux humides

compactés, de définir d'une part des possibilités de calcul et de mesure en laboratoire de valeurs représentatives des pressions interstitielles de construction et d'autre part de proposer quelques éléments de réponse sur l'influence des différents paramètres du sol et de sa mise en place sur le développement de ces pressions.

Ainsi sur les matériaux étudiés nous avons tiré les enseignements suivants sur le comportement, vis-à-vis des pressions interstitielles, des matériaux argileux humides compactés à une teneur en eau supérieure à l'Optimum Proctor Normal :

- la teneur en eau peut être considérée comme le paramètre essentiel du comportement lorsque le degré de saturation initial du matériau après compactage est inférieur à 95 % ;
- cette teneur en eau ne doit pas être appréciée uniquement en fonction de  $w_{OPN}$  mais également en fonction de la limite de plasticité du matériau qui semble être un paramètre primordial ;
- le degré de saturation du matériau compacté joue un rôle moins important jusqu'à des valeurs de l'ordre de 95 %, mais au-delà les coefficients de pression ( $B$  ou  $r_u$ ) augmentent très rapidement ;
- le mode et l'énergie de compactage utilisés sur chantier ou en laboratoire pour obtenir une densité (et donc un degré de saturation) donnée d'un matériau dont la teneur en eau est fixée n'ont pas d'incidence notable sur le développement des pressions interstitielles. Par contre le type d'engin et (ou) l'énergie utilisés entraînent des degrés de saturation plus ou moins élevés ; ainsi, par exemple, un surcompactage au rouleau vibrant lisse a tendance à conduire les sols très près de la saturation avec les conséquences que nous avons évoquées précédemment.

En ce qui concerne les essais en laboratoire et l'influence du champ de contraintes appliqué, nous retiendrons que sur le matériau argileux plastique de La Ganne les pressions interstitielles mesurées ne sont fonction que de la contrainte moyenne subie par l'échantillon indépendamment de l'application éventuelle d'un effort de cisaillement ; ce matériau argileux humide étudié a donc un comportement quasiment élastique linéaire dans le domaine de contraintes qui nous intéresse. Par conséquent, un simple essai triaxial en contrainte isotrope peut apporter des éléments souvent suffisants pour la prise en compte des pressions interstitielles de construction dans un calcul de stabilité à court terme. En plus du calcul en contraintes totales, on peut ainsi effectuer un calcul en contraintes effectives avec un coefficient  $r_u$  déduit de  $B_{iso} = u/\sigma_{iso}$  dont les valeurs seront variables à l'intérieur du barrage en fonction de la position (et donc de la contrainte moyenne subie) du point considéré.

L'amélioration de l'approche de Hilf permet à partir des résultats d'un essai cedométrique classique d'effectuer un calcul approché de ces pressions et peut ainsi

venir en complément des résultats d'une compression isotrope.

L'ensemble des résultats, critères et outils développés dans le cadre de cette étude pourront permettre au

projeteur confronté à l'utilisation de matériaux fins trop humides de réaliser une première approche du problème et de conclure dans la plupart des cas à la possibilité et aux conditions d'utilisation du matériau.

## Bibliographie

- Alonso E., Bernede T., Morlier P. – Effets sur la stabilité des barrages en terre homogènes d'une variation des principaux paramètres. *Revue Française de Géotechnique*, n° 63, 1993.
- Bishop A.W. – The use of pore pressure coefficients in practice. *Géotechnique* 4, n° 4, 1954.
- Delage P. – Aspects du comportement des sols non saturés. *Revue Française de Géotechnique*, n° 40, 1987.
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J. – Microstructure d'un limon compacté. Colloque René Houpert : structure et comportement mécanique de géomatériaux, Nancy, 1992.
- Dupas J.-M., Alonso E., Fry J.-J., Rizzoli J.-L., Lemoullec D. – Projet et construction de remblais constitués de matériau de qualité médiocre ; exemples d'application. Congrès International des Grands Barrages, Vienne, 1991.
- Fry J.-J., Delage P., Nedjat N., Nanda A. – Computing the stability of clay fill dams under construction. *Water Power and Dam Construction*, mars 1993.
- Girard H., Poulain D. – L'informatique au laboratoire de mécanique des sols : des essais aux documents de synthèse. Colloque Géotechnique et Informatique, Paris, Presses de l'ENPC, 1992.
- Head K.H. – Soil laboratory testing, vol. 3 : effective stress tests, Paris, Lavoisier, 1986.
- Josseume H. – Influence des gradients de pression interstitielle sur les résultats de l'essai triaxial. Rapport de recherche des L.P.C, n° 21, 1972.
- Magnan J.-P., Dang M.T. – Étude théorique et expérimentale de la compressibilité du fluide interstitiel dans un sol argileux presque saturé. Symposium International sur les argiles molles, Bangkok, 1977.
- Nanda A., Delage P., Nedjat N., Fry J.-J., Gatmiri B. – Évaluation de la sécurité des remblais en cours de construction : le code UDAM. *Revue Française de Géotechnique*, n° 62, 1993.
- Poulain D. – Pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides. Thèse, Université de Bordeaux I, 1993.
- Prapaharan S., White D.M., Altschaeffl A.G. – Fabric of field and laboratory compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n° 12, 1991.
- Schuurman E. – The compressibility of an air/water mixture and a theoretical relation between the air and water pressure. *Géotechnique* 16, n° 4, 1966.
- Skempton A.W. – The pore pressure coefficients A and B. *Géotechnique* 4, n° 4, 1954.

# Application d'un produit polymère à la consolidation des sables carbonatés

**A. BENNABI**

Laboratoire de Mécanique  
et de Géomécanique,  
Université de Nantes,  
2, rue de la Houssinière,  
44072 Nantes cedex

**D. LEVACHER**

Laboratoire de Mécanique  
des Fluides et  
de Génie Civil,  
Université du Havre,  
quai Frissard, BP 265,  
76055 Le Havre cedex

## Résumé

L'injection est un procédé de construction de plus en plus utilisé pour l'étanchement ou la consolidation des sols. Le choix du produit d'injection dépend des caractéristiques du sol et de l'objectif du traitement. Les coulis de ciment, injectés sous pression, sont couramment utilisés.

Cependant, l'utilisation de produits chimiques peut être plus avantageuse grâce, principalement, à leur faible viscosité assurant une meilleure pénétrabilité des terrains à injecter.

Cet article décrit les travaux réalisés avec un nouveau produit polymère utilisé pour la consolidation des sables carbonatés. Ces formations présentent des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles, et le traitement envisagé permet d'augmenter leur résistance mécanique.

L'expérimentation, utilisant en grande partie l'essai de compression simple, porte sur des échantillons de sable préalablement injectés. Des valeurs de la résistance de 3,5 à 4 MPa sont régulièrement obtenues dès quelques heures de conservation dans l'eau. L'amélioration de la résistance mécanique est étudiée en fonction des principaux paramètres liés aux problèmes d'injection.

# Application of a polymer product to the consolidation of calcareous sands

## Abstract

Grouting is an increasingly usual construction procedure which both reduces permeability and increases strength of soils. The choice of the appropriate grout depends on the properties of the material to be injected and on the desired effect. Cement grouts injected under pressure are widely used. But the use of chemical solutions can be more appropriate as their low viscosity enables them to penetrate very small pores.

In the research work presented here, the grout is a new polymer which is used for the consolidation treatment of calcareous sands. These formations have weak mechanical characteristics. The grouting consolidation treatment consists in their strengthening.

The investigation is mainly based on unconfined compression tests performed on samples previously grouted. Increases in strength are observed : values of 3,5 and 4 MPa for the unconfined compression strength are commonly reached for a curing time in water of anywhere a few hours to some days. The strength of the samples is studied in function of the main parameters which concern the grouting.

## Introduction

Une première étude expérimentale a été réalisée avec un nouveau produit polymère pour tester son efficacité dans l'injection des pieux battus dans les sables carbonatés [1]. Rappelons que le frottement latéral des pieux battus dans ces formations est très faible devant les valeurs obtenues dans les sables siliceux. Dans cette première étude il s'agissait, d'une part, de définir les paramètres d'injection permettant la réalisation de la nécessaire condition d'adhérence entre le pieu métallique et le bulbe de sable injecté et, d'autre part, de vérifier le gain de frottement latéral des pieux battus en cuve d'essai, obtenu après injection.

L'efficacité de l'injection de ce nouveau polymère étant démontrée en laboratoire, nous avons procédé à la réalisation d'une nouvelle étude expérimentale [2] portant sur la caractérisation mécanique de l'injection du sable carbonaté à l'aide de ce polymère. Cette caractérisation est obtenue grâce à l'essai de compression simple mené sur des éprouvettes de sable injecté.

## Caractérisation de l'injection

### Méthodologie expérimentale

#### Produit

Le produit utilisé, fourni par la société GTI [3] est un copolymère acrylique comportant des fonctions acides. Il est soluble dans l'eau. Sa viscosité dynamique et sa densité sont faibles. Différentes teneurs en extrait sec ont été considérées. La figure 1 montre l'évolution de la viscosité en fonction de la température pour une teneur en extrait sec (ES) de 30 %. On rappelle que la viscosité de l'eau pure est de 1 mPa.s.

Les valeurs de la densité sont de 1,051 ; 1,075 et 1,130 pour des teneurs en extrait sec de 15 %, 25 % et 30 % respectivement.

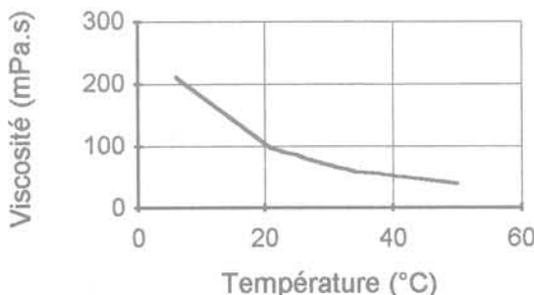


FIG. 1 Viscosité du produit polymère (ES = 30 %).  
Polymer viscosity (Dry Matter Content = 30 %).

#### Matériaux

Deux principaux matériaux ont été utilisés :

- le sable naturel de Manche, de 90 % de teneur en  $\text{CaCO}_3$ . Différentes classes granulométriques ont été utilisées ;
- un sable artificiel obtenu par concassage d'une roche métamorphique d'origine pyrénéenne, de teneur en  $\text{CaCO}_3$  avoisinant les 100 %. Ce matériau était livré dans diverses classes granulométriques par la société OMYA [4].

#### Préparation des éprouvettes de sable injecté

##### • Première phase : éprouvette de sable (Fig. 2)

Le sable est versé dans un tube cylindrique en PVC transparent de 56 mm de diamètre. Sa mise en place s'effectue par dépôt à hauteur de chute constante. La figure 2 illustre le procédé utilisé : le sable est déversé depuis un entonnoir d'un goulot de 4 mm de diamètre, et la hauteur de chute, de 20 cm, est contrôlée à l'aide d'une tige fixée sur l'entonnoir, grâce à la transparence du moule en PVC. L'extrémité inférieure de la tige se trouve, à tout moment, au niveau de la surface de dépôt du sable.

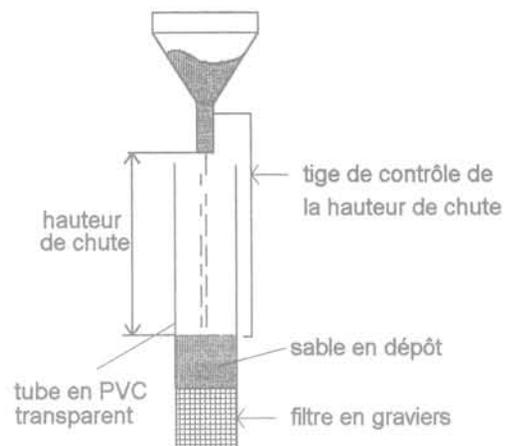


FIG. 2 Préparation de l'éprouvette de sable.  
Sand sample preparation.

L'opération de dépôt est accompagnée d'un déplacement manuel continu sur toute la section de l'échantillon, de sorte que la surface de dépôt reste plane pendant la mise en place du sable.

Le sable est ainsi mis en place entre deux filtres de graviers (de type 5/8) qui permettront au produit de s'écouler à travers l'échantillon sans problème de discontinuité aux extrémités de ce dernier.

##### • Deuxième phase : injection (Fig. 3)

Une fois l'éprouvette de sable constituée, la phase de l'injection intervient. Un certain nombre d'éprouvettes ont été injectées à l'état sec, mais la plupart ont d'abord été humidifiées. L'humidification, par envoi d'eau sans application de pression, est réalisée du bas vers le haut de l'échantillon. Cette opération est arrêtée lorsque l'eau arrive au sommet du filtre supérieur.

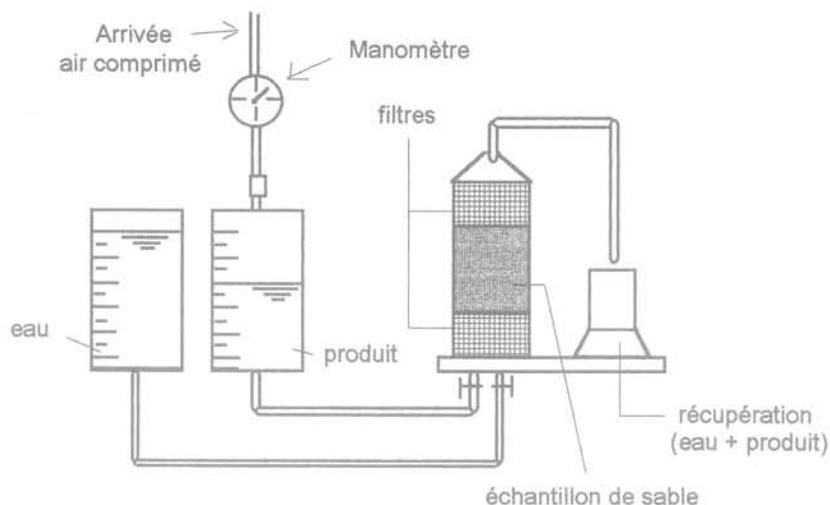


FIG. 3 Procédure d'injection.  
Injection procedure.

Le produit polymère est alors injecté sous pression. Il pénètre dans l'échantillon de sable, par le bas, en repoussant l'eau qui se trouve dans les interstices. L'injection est terminée lorsque le produit apparaît au niveau du filtre supérieur.

Les échantillons de sable ainsi injectés sont ensuite maintenus dans leurs moules jusqu'à l'obtention d'une certaine résistance permettant de les retirer sans risquer de les abîmer. Après divers essais, le temps de maintien dans le moule a généralement été fixé à 1 heure.

Au démoulage, on procède à un certain nombre de mesures permettant de déterminer les quantités d'eau et de produit mises en jeu, ainsi que les principales caractéristiques physiques des échantillons de sable (poids volumique moyen, volume des vides, teneur en eau...).

Les éprouvettes de sable injecté sont conservées dans des conditions (dans l'air ou dans l'eau) et pendant une durée (de quelques minutes à quelques jours) déterminées.

Une première partie des essais de compression simple (n° 1 à n° 17) a été réalisée avec des éprouvettes de 56 mm de diamètre. Avant l'essai elles étaient taillées par sciage, et leur hauteur était ramenée à 112 mm (élanement 2). La réalisation de ces essais se heurtait quelquefois à la difficulté d'obtenir des sections droites parfaitement planes et parallèles. Une modification de la procédure de préparation des éprouvettes a alors été apportée et a consisté à éliminer l'opération de sciage. Les éprouvettes étaient aux dimensions requises pour l'essai de compression simple dès le démoulage. A partir de cette modification, le diamètre était de 45 mm et la hauteur de 90 mm.

## 2.2

### Description sommaire de la réaction chimique

Le produit d'injection est un polymère soluble dans l'eau qui comporte des radicaux actifs judicieusement placés le long de la chaîne macromoléculaire.

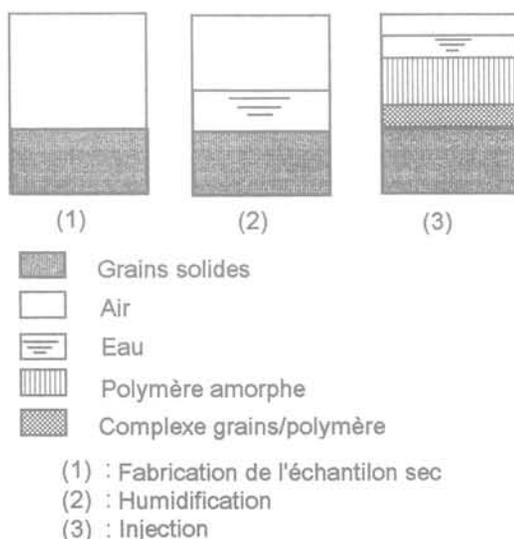
Lorsque ce produit est injecté dans un sol, dès qu'il rencontre un site carbonaté, les radicaux actifs réagis-

sent sur les sites  $\text{CO}_2$  et se fixent donc sur le minéral en dégageant du  $\text{CO}_2$  et de l'eau. La chaîne macromoléculaire étant suffisamment longue, elle réagit par différents sites répartis le long de la macromolécule sur plusieurs grains de carbonates et assure donc une liaison chimique entre ces derniers.

Le résultat de cette injection est une cimentation artificielle des formations carbonatées.

Le développement des caractéristiques mécaniques au sein de ces « nouveaux matériaux » est fonction de nombreux paramètres qui régissent les phénomènes se produisant pendant la réaction chimique et pendant le durcissement : nature des matériaux (faiblement ou fortement carbonatés), dimension des grains présentant une plus ou moins grande surface spécifique, densité et porosité des matériaux, viscosité et teneur en extrait sec du produit, conditions de conservation des éprouvettes injectées.

La figure 4 montre schématiquement les différentes phases de la préparation des éprouvettes.



(1) : Fabrication de l'échantillon sec  
(2) : Humidification  
(3) : Injection

FIG. 4 Différentes phases de la préparation des éprouvettes.  
Different steps of samples preparation.

Dans la phase (3), en plus des grains solides, de l'eau et de l'air, il y a deux nouveaux constituants : le complexe grains/polymère qui se trouve au niveau des contacts intergranulaires et le polymère amorphe qui n'a pas réagi du fait de son éloignement des sites actifs.

## 2.3

### Étude de la résistance à la compression simple

Cette étude a été réalisée sous la forme d'une exploration des propriétés mécaniques du sable injecté, ce qui explique le nombre relativement élevé des paramètres retenus :

- la pression d'injection,
- la densité du sable,
- la durée de conservation des éprouvettes,
- la granulométrie,
- la vitesse de l'essai de compression simple,
- la forme des particules.

#### 2.3.1

#### Résistance en fonction de la pression d'injection

Le tableau I présente les conditions de réalisation des essais et les résultats de l'essai de compression simple. Le matériau utilisé était le sable de Manche tamisé à 2 mm. Les éprouvettes étaient démoulées 45 minutes après la fin de l'injection et stockées pendant 24 heures dans l'eau à 20 °C.

TABEAU I

Numéro de l'essai	1	2	3
Poids volumique moyen avant injection (kN/m <sup>3</sup> )	12,6	12,4	12,3
Indice de densité	0,33	0,29	0,21
Indice des vides e	1,14	1,18	1,19
Porosité (%)	53,3	54,1	54,4
Extrait sec du produit ES (%)	15	15	15
<b>Pression d'injection (kPa)</b>	<b>70</b>	<b>90</b>	<b>110</b>
Volume injecté (cm <sup>3</sup> )	85 ± 3		
Durée de stockage (heures)	24	24	24
Vitesse de déformation (mm/mn)	0,65	0,65	0,65
<b>Résistance à la compression simple (MPa)</b>	<b>2,03</b>	<b>1,84</b>	<b>1,58</b>
<b>Déformation à la rupture (%)</b>	<b>1,53</b>	<b>1,60</b>	<b>2,44</b>

Une injection à faible pression permet au produit d'enrober correctement les grains de carbonates. Les radicaux actifs du produit réagissent avec un nombre élevé de sites CO<sub>3</sub> et forment ainsi autant de liaisons intergranulaires. Lorsque la pression d'injection diminue, la résistance à la compression simple Rc augmente et la déformation à la rupture ε<sub>r</sub> diminue traduisant une rigidification des éprouvettes (Fig. 5).

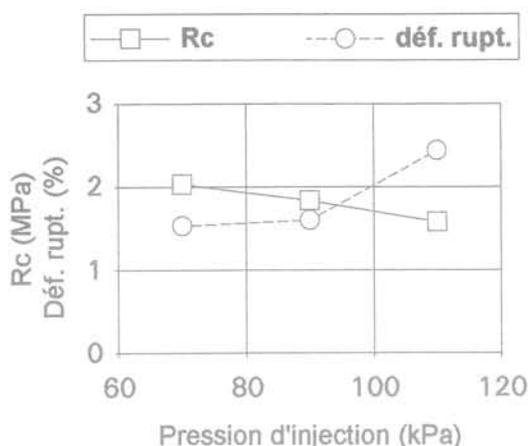


FIG. 5 Résistance à la compression simple et déformation à la rupture en fonction de la pression d'injection. Effect of grouting pressure on strength and failure strain.

#### 2.3.2

#### Résistance en fonction de l'état de compacité du sable

Le tableau II présente les conditions d'essais et les résultats obtenus pour trois échantillons injectés sous une pression de 90 kPa avec un produit à 15 % d'extrait sec.

TABEAU II

Numéro de l'essai	4	5	6
Poids volumique moyen avant injection (kN/m <sup>3</sup> )	12,4	13,5	13,8
Indice de densité	0,29	0,63	0,73
Indice des vides e	1,18	1,00	0,96
Porosité (%)	54,0	50,0	48,9
Extrait sec du produit ES (%)	15	15	15
Pression d'injection (kPa)	90	90	90
Volume injecté (cm <sup>3</sup> )	85 ± 3		
Durée de stockage (heures)	24	24	24
Vitesse de déformation (mm/mn)	0,65	0,65	0,65
<b>Résistance à la compression simple (MPa)</b>	<b>1,85</b>	<b>2,44</b>	<b>2,96</b>
<b>Déformation à la rupture (%)</b>	<b>1,60</b>	<b>1,50</b>	<b>1,80</b>

La figure 6 regroupe les résultats concernant la résistance à la compression simple et le module de déformation pour ces échantillons. Les valeurs de ces deux paramètres augmentent avec la densité du sable, ce qui peut s'expliquer par le fait que de deux échantillons de sable de mêmes volumes, celui qui présente une plus grande densité comptabilise un nombre de grains plus important et, s'ils sont injectés dans les mêmes conditions, développera un plus grand nombre de liaisons, d'où la rigidité plus grande de l'éprouvette.

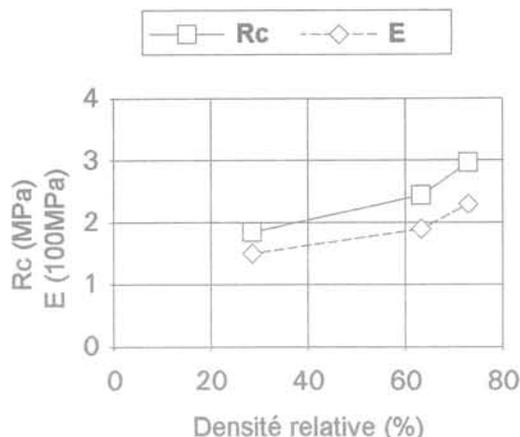


FIG. 6 Résistance à la compression simple et module de déformation en fonction de l'état de compacité du sable.  
Effect of density on strength and on strain modulus.

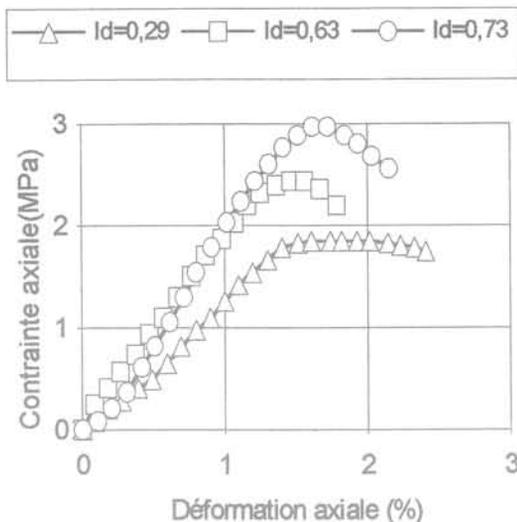


FIG. 7 Courbes contrainte-déformation : paramètre « densité du sable ». Typical « stress-strain » curves (sand density parameter).

La figure 7 montre l'allure générale des courbes contrainte-déformation obtenues pour ces mêmes échantillons.

Pour les éprouvettes constituées de sable lâche, la forme étalée du maximum est révélatrice d'une rupture de type plastique. Le sommet nettement moins arrondi des courbes relatives aux éprouvettes denses traduit un comportement de type radoucissant à la rupture.

### 2.3.3

#### Résistance en fonction du temps

Deux séries d'essais composent cette étude. La première série d'essais permet d'obtenir des informations sur le temps de prise. En effet, il n'existe pas de

méthode standard pour la détermination du temps de prise des produits chimiques. Pour certains produits, plusieurs auteurs mesurent, dans une éprouvette inclinée, le temps nécessaire à l'arrêt de l'écoulement. Le produit utilisé dans ces travaux ne faisant prise qu'en présence de carbonates, ces méthodes sont inopérantes. L'essai de compression simple a alors été utilisé pour obtenir une estimation du temps de prise. En réalité, ce qui est mesuré, c'est le temps nécessaire à l'obtention d'une résistance non négligeable. La deuxième série d'essais étudie l'évolution de la résistance des éprouvettes en fonction du temps de stockage dans l'eau. Le tableau III précise les conditions générales de cette étude, effectuée avec un produit à

TABLEAU III

Numéro de l'essai	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Poids volumique moyen avant injection (kN/m <sup>3</sup> )	12,9	12,5	13,0	12,9	12,7	12,3	12,7	12,7	12,9	12,9	12,7
Indice des vides e	1,09	1,17	1,08	1,10	1,13	1,20	1,13	1,13	1,10	1,10	1,13
Extrait sec du produit ES (%)	30										
Pression d'injection (kPa)*	150	150	180	165	170	180	150	150	160	160	160
Volume injecté (cm <sup>3</sup> )**	39 ± 3										
Temps de maintien dans le moule (mn)	60	55	30	33	25	22	35				
Durée de stockage (heures)	/	/	/	/	/	/	2,75	15	264	0,77	2,13
Vitesse de déformation (mm/mn)	0,50										
Résistance à la compression simple (MPa)	1,96	1,30	0,79	0,84	0,71	0,51	2,00	4,48	3,57	2,59	2,98
Déformation à la rupture (%)	/	/	4,5	4,4	4,3	4,5	/	1,50	1,50	2,50	1,95

\* Dans cette série d'essais la pression d'injection était difficile à maîtriser.

\*\* Il s'agit du volume restant dans les interstices à la fin de l'injection (le volume envoyé sous pression est de 100 ± 3 cm<sup>3</sup>).

30 % d'extrait sec sur, d'une part, des éprouvettes de sable de Manche tamisé à 2 mm et écrasées tout de suite après le démoulage et, d'autre part, sur des éprouvettes de sable de Manche tamisé à 1,6 mm et conservées dans l'eau pendant des durées variant de quelques heures à quelques jours.

La figure 8 montre les valeurs obtenues de la résistance à la compression simple. La résistance augmente durant les premières heures puis semble se stabiliser assez rapidement autour d'une valeur de 3,5 MPa. Le contact du polymère avec le carbonate de calcium entraîne une réaction chimique qui crée des liaisons entre les grains de sable.

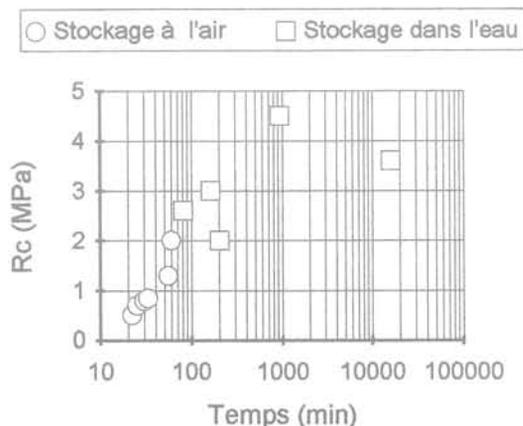


FIG. 8 Résistance à la compression simple en fonction du temps. Effect of time on unconfined compressive strength (O : storage in air, □ : storage into water).

Tant que cette réaction se poursuit, le nombre de liaisons et la résistance qui en résulte, augmentent. Il est possible de lier les quelques écarts relativement importants de la résistance à la compression simple à la dispersion produite par la méthode de préparation des échantillons. En effet, la fabrication des échantillons de sable, par versement de ce dernier dans un moule, est une opération manuelle qui, même conduite avec le

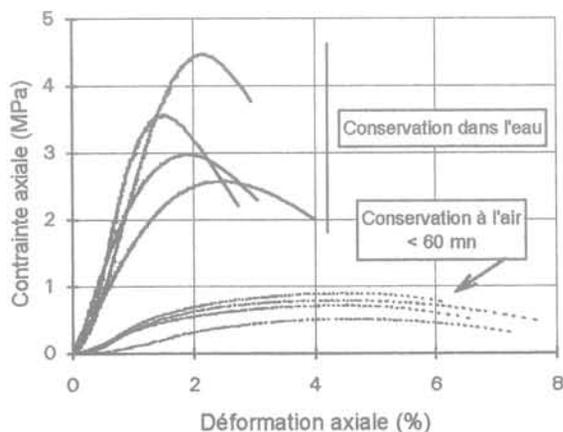


FIG. 9 Courbes contrainte-déformation à différentes durées de conservation. Stress-strain curves at different curing time.

plus grand soin, induit nécessairement des différences de structure au sein de l'échantillon.

Les courbes contrainte-déformation obtenues pour la plupart de ces éprouvettes sont représentées sur la figure 9.

La comparaison des courbes de la figure 9 montre l'évolution du comportement des éprouvettes, testées à l'essai de compression simple, quelques dizaines de minutes à plusieurs jours après leur injection. Les courbes des jeunes échantillons sont caractérisées par un maximum étalé, révélateur d'un comportement plus ou moins plastique. La valeur moyenne obtenue pour la déformation à la rupture tourne autour de 4,5 %. Les valeurs du module initial sont de l'ordre de quelques dizaines de MPa (27 à 57 MPa). Les courbes obtenues pour des cures plus longues ont des maxima nettement moins étalés. Elles rendent compte d'un comportement à la rupture relativement fragile. Les valeurs de la déformation à la rupture, nettement plus faibles que celles correspondant à la première série, ainsi que les valeurs du module initial, allant de 156 à 400 MPa, confirment ce comportement.

La déformation à la rupture diminue avec la durée de conservation. Elle passe d'environ 4,5 % pour les très jeunes échantillons à une valeur de 1,5 % à 15 heures. Des essais de compression simple après des durées de conservation plus importantes (1 et 3 mois) n'ont pas donné de valeurs (résistance à la compression simple et déformation à la rupture) significativement différentes de celles relatives aux essais réalisés après quelques jours seulement de stockage.

Un nombre réduit d'éprouvettes fait l'objet d'un stockage prolongé. Deux résultats d'essais de compression simple donnent une idée de la stabilisation de la résistance obtenue. Ces résultats ont été obtenus avec des éprouvettes de sable de Manche tamisé à 0,63 mm, injectées à l'aide d'un produit de 25 % de teneur en extrait sec et stockées pendant une durée de 16 mois : les valeurs de la résistance sont de 4,4 MPa et 5 MPa respectivement pour l'éprouvette stockée dans l'eau et pour celle stockée à l'air, le module de déformation est de l'ordre de 600 MPa dans les deux cas.

### 2.3.4

#### Résistance en fonction de la granulométrie

Pour la suite de l'expérimentation, les éprouvettes de sable injecté ont un diamètre de 45 mm et une hauteur de 90 mm.

Les matériaux utilisés dans l'étude de ce paramètre sont les carbonates naturels obtenus par concassage d'une roche métamorphique d'origine pyrénéenne. Les essais ont été réalisés pour des matériaux humides et pour des matériaux secs. Les granulométries considérées sont indiquées dans le tableau IV (en mm) :

TABEAU IV

Matériaux humides	Matériaux secs
0,35/0,5	0,35/0,7
0,35/0,7	0,6/1,6
0,6/1,6	1/2,5
1/2,5	
2/4	

TABLEAU V

Numéro de l'essai	18	19	20	21	22	23	24	25
Granulométrie (mm)	0,35/0,5	0,35/0,7	0,6/1,6	1/2,5	2/4	0,35/0,7	0,6/1,6	1/2,5
Poids volumique moyen avant injection (kN/m <sup>3</sup> )	15,2	15,6	15,3	14,9	15,3	15,9	15,6	15,2
Indice des vides e	0,78	0,73	0,76	0,81	0,76	0,69	0,73	0,78
Extrait sec du produit ES (%)	30					15		
Pression d'injection (kPa)	250	170	50	45	70	110	80	40
Volume injecté (cm <sup>3</sup> )	50	57	55	42	20	35	33	25
Temps de maintien dans le moule (mn)	60							
Durée de stockage (heures)	48					96		
Vitesse de déformation (mm/mn)	0,50							
<b>Résistance à la compression simple (MPa)</b>	<b>4,16</b>	<b>3,84</b>	<b>1,37</b>	<b>0,71</b>	<b>0,25</b>	<b>1,80</b>	<b>1,34</b>	<b>0,68</b>
<b>Déformation à la rupture (%)</b>	<b>1,70</b>	<b>1,55</b>	<b>1,30</b>	<b>1,05</b>	<b>0,70</b>	<b>0,50</b>	<b>0,90</b>	<b>1,10</b>

Le produit utilisé pour les matériaux humides a un extrait sec de 30 %. Celui utilisé pour les matériaux secs a été dilué dans l'eau (extrait sec 15 %). Les échantillons secs présentent après leur injection, comme nous le montrerons plus loin, des résistances plus importantes que les échantillons humides. La dilution du produit permet de rester dans des gammes de résistance courantes.

La quantité de produit envoyée sous pression est constante. Cependant, la quantité effectivement retenue à l'intérieur des échantillons varie en fonction de la plus ou moins grande résistance opposée à l'écoulement du produit. Pour tous les essais, la pression d'injection est la pression minimale permettant l'écoulement du produit, et dans ces conditions la quantité retenue dans l'échantillon augmente avec la finesse des particules constituant ce dernier. Il n'a pas été possible d'injecter une même quantité effective de produit pour tous les échantillons. Le tableau V indique les conditions dans lesquelles ces essais ont été conduits, ainsi que les résultats de l'essai de compression simple.

Les échantillons injectés à l'état humide ont été stockés pendant 48 heures dans de l'eau à la température de 20 °C. Pour l'échantillon n° 22, la pression indiquée (70 kPa) a été appliquée à la fin de l'injection. Une pression de 10 kPa a suffi pour injecter près de 80 % de la quantité totale. Mais cette pression un peu trop faible a failli provoquer un « bourrage » de l'échantillon. En effet, le choix de la pression d'injection doit tenir compte de deux inconvénients :

- une pression trop faible permet d'amorcer la réaction chimique, mais est insuffisante pour que l'écoulement du produit puisse se poursuivre. Il se forme alors un bouchon qui s'oppose à la poursuite de l'injection ;
- une pression trop importante provoque des phénomènes de bouillonnement et modifie considérablement la structure de l'échantillon.

Ce dernier n'est alors plus homogène, et les résultats ne peuvent être pris en compte dans notre étude.

Les échantillons injectés à l'état sec ont été conservés à l'air, durant 4 jours, à température ambiante (20 ± 2 °C).

Les courbes « contrainte-déformation » obtenues à l'essai de compression simple sont représentées sur les figures 10 et 11.

La forme de ces courbes traduit un comportement de type fragile pour les échantillons fins et un comportement quelque peu plastique pour les échantillons de granulométrie plus grossière. L'espace intergranulaire dans les échantillons fins est faible. Le nombre total de contacts intergranulaires dû, d'une part à la finesse des grains et, d'autre part, au nombre plus important des liaisons chimiques, en est responsable.

Lorsque les grains sont plus gros, l'espace intergranulaire est rempli de produit ne réagissant pas chimiquement et donnant lieu à la formation, au sein de l'échantillon, d'une structure plastique.

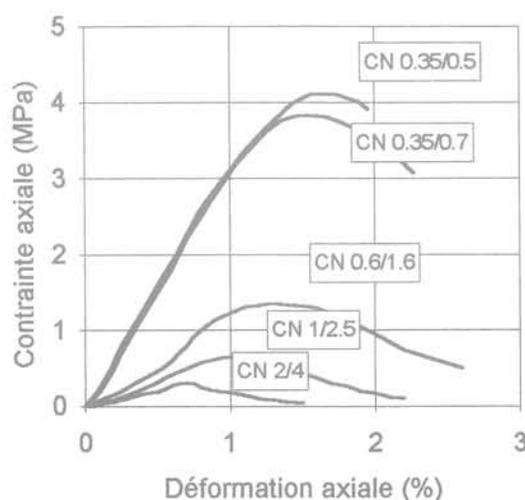


FIG. 10 Courbes contrainte-déformation (échantillons de carbonates naturels (CN) humides - produit : ES = 30 % - stockage : 48 heures dans l'eau).

Stress-strain curves (specimens of wet natural carbonates (CN), polymer : Dry Matter Content ES = 30 %, storage : 48 hours in water).

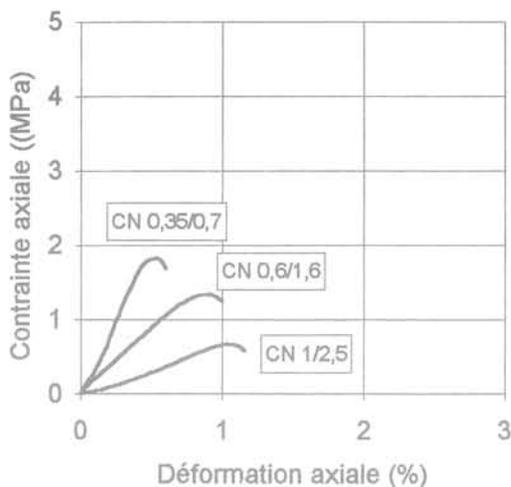


FIG. 11 Courbes contrainte-déformation (échantillons secs - produit : ES = 15 % - stockage : 4 jours à l'air).  
Stress-strain curves (specimens of dry natural carbonates (CN), polymer : Dry Matter Content ES = 15 %, storage : 4 days in air).

La comparaison des courbes obtenues dans le cas des matériaux secs et dans celui des matériaux humides montre que, dans ce dernier cas, la déformation après le pic des contraintes est plus importante. L'interprétation de ce résultat peut être liée au comportement du produit d'injection : en présence d'eau, il se solidifie moins vite et se comporte, pendant l'essai de compression simple, comme une pâte très plastique retenant les grains qui se séparent alors lentement. Dans le cas d'une conservation à l'air, le produit devient plus rigide et les échantillons présentent, en conséquence, un comportement plus fragile.

Concernant la résistance à la compression simple et le module tangent, des tendances similaires sont observées pour les échantillons secs et pour les échantillons humides. En effet, les valeurs de ces paramètres augmentent avec la finesse des grains. Cela est dû au nombre plus important des liaisons intergranulaires créées par l'injection du produit polymère. Il en résulte une cohésion beaucoup plus grande dans les échantillons de granulométrie plus fine.

Cependant, les tendances observées pour la déformation à la rupture sont contradictoires. Alors que pour les échantillons secs, la déformation à la rupture diminue avec la finesse des grains, traduisant ainsi un comportement de plus en plus fragile, elle augmente, au contraire, pour les échantillons humides. La présence d'eau permet une plus grande souplesse des liaisons intergranulaires qui, plus nombreuses pour les échantillons fins, peuvent retenir plus longtemps les grains. La valeur, plus élevée, de l'extrait sec, donne en même temps au produit plus de résistance et les liaisons se rompent moins facilement.

La figure 12 montre la forme de la rupture de ces échantillons. Les formes a et b sont rencontrées surtout pour les échantillons résistants. La forme c est celle des échantillons peu résistants.

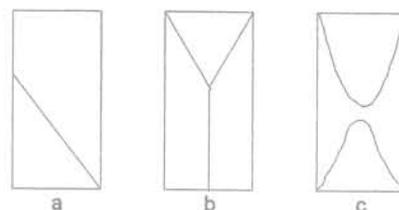


FIG. 12 Rupture des échantillons de carbonates naturels de différentes granulométries.  
Typical shape of failure of natural carbonates specimens with different grain size distributions.

### 2.3.5

#### Ébauche d'une méthode de prévision, au moment de l'injection, de la résistance ultérieure des échantillons

Le produit polymère réagit chimiquement avec le carbonate de calcium pour établir des « ponts » entre les grains de carbonates. L'injection du produit polymère dans le sable crée donc des liaisons intergranulaires.

La réaction chimique « polymère-carbonate de calcium » produit en même temps un dégagement de dioxyde de carbone,  $CO_2$ . La quantité dégagée rendant compte de l'intensité de la réaction, il est possible d'imaginer un moyen permettant d'estimer, au moment même de l'injection, la résistance future des échantillons injectés.

La résistance d'un échantillon injecté est liée à sa structure finale : particules solides enrobées et « encastées » dans une matrice de coulis devenue rigide à leur contact. *A priori*, la résistance obtenue est fonction de la qualité de l'encastement des particules dans la matrice de coulis qui est elle-même fonction de la dimension et de la forme des particules, de la résistance du coulis dans son état final, ainsi que du nombre de

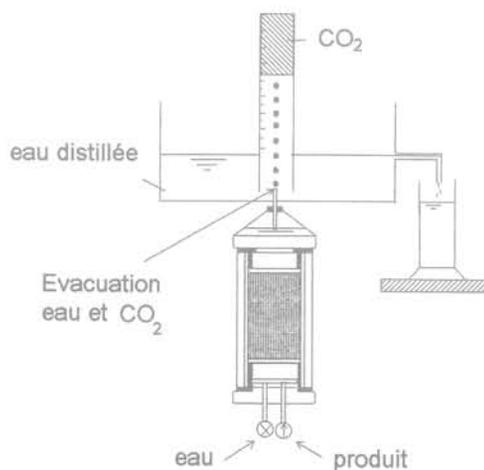


FIG. 13 Dispositif de mesure du volume de  $CO_2$  dégagé pendant la réaction chimique.  
Device used for the measurement of the release of  $CO_2$  during the chemical process.

liaisons intergranulaires créées entre les particules. Le dégagement de  $\text{CO}_2$  peut être utilisé pour rendre compte de l'intensité de la réaction, c'est-à-dire de l'importance de la formation des liaisons intergranulaires.

Une méthode simple (Fig. 13) a été mise au point pour permettre la mesure du volume de dioxyde de carbone dégagé, à partir du début de l'opération d'injection.

L'eau distillée a été utilisée pour la saturation des échantillons ainsi que pour la récupération du  $\text{CO}_2$ , ceci pour empêcher toute dissolution partielle dans une eau qui contiendrait des carbonates. Le dioxyde de carbone est recueilli dans une éprouvette graduée.

Pour tous les échantillons testés la réaction se poursuit au-delà d'une heure. Nous avons cependant interrompu la mesure du volume de  $\text{CO}_2$  quelques minutes avant le début du stockage de l'échantillon dans l'eau qui est programmé une heure après la fin de l'injection.

Les échantillons testés, humides au moment de leur injection, sont ceux utilisés dans l'étude de l'influence de la granulométrie. La figure 14 montre les courbes de dégagement de  $\text{CO}_2$  en fonction du temps.

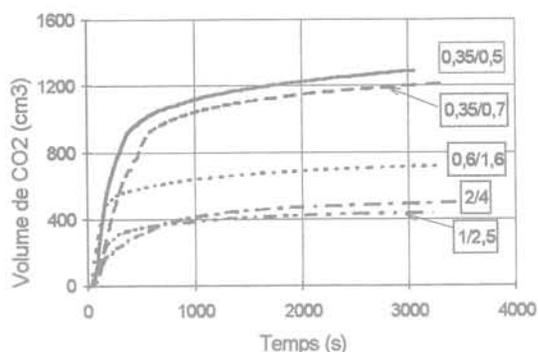


FIG. 14 Dégagement de  $\text{CO}_2$  au cours de la réaction chimique. Échantillons humides de carbonates naturels de différentes granulométries.

Release of  $\text{CO}_2$  during the chemical process. Specimens of wet natural carbonates of different grain size distributions.

Le volume dégagé est plus important pour les sables fins. Ces derniers offrent au produit une plus grande surface de contact que les sables grossiers. La réaction chimique est plus importante et par conséquent, le nombre de liaisons intergranulaires créées est plus élevé.

Sur la figure 15, les valeurs du volume de  $\text{CO}_2$  dégagé à 5 et à 50 minutes du début de la réaction chimique sont regroupées avec les résultats des essais de compression simple, en fonction du diamètre moyen des grains.

Il apparaît sur la figure 15 que les deux paramètres, résistance à la compression simple à 48 heures et volume de  $\text{CO}_2$  dégagé pendant la réaction chimique, présentent des évolutions similaires.

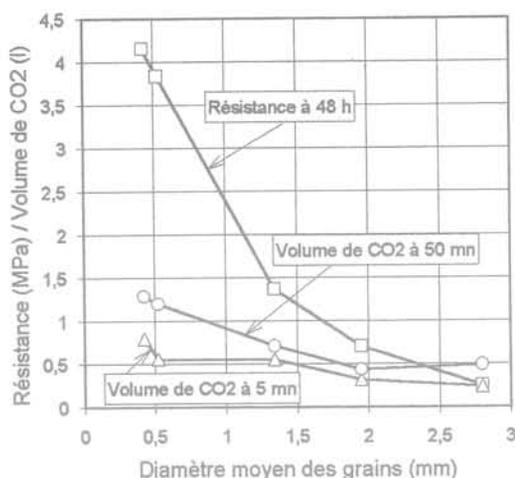


FIG. 15 Résistance à la compression simple et volume de  $\text{CO}_2$  dégagé pendant la réaction chimique, pour des échantillons de carbonates naturels de différentes granulométries.

Unconfined compressive strength and released volume of  $\text{CO}_2$  during the chemical process of natural carbonate specimens of different grain size distributions.

Ces deux paramètres augmentent avec la finesse des grains et donc avec la surface spécifique des matériaux injectés qu'un calcul rapide a permis d'évaluer. Les valeurs ainsi obtenues sont reportées avec les valeurs du volume de  $\text{CO}_2$  dégagé dans le tableau VI.

TABEAU VI

	Granulométrie (mm)				
	0,35/0,5	0,35/0,7	0,6/1,6	1/2,5	2/4
s(m <sup>2</sup> /kg)	5,49	4,65	2,39	1,45	0,81
v(cm <sup>3</sup> )	1 300	1 200	700	425	500

s : surface spécifique. v : volume de  $\text{CO}_2$ .

### 2.3.6

#### Résistance en fonction de la vitesse de déformation

Afin de déterminer l'influence de la vitesse de déformation, une série d'essais de compression simple et de fluage a été réalisée. Les échantillons, préparés à partir du sable de Manche de granulométrie 0,315/0,63 mm, ont été injectés à l'état humide (degré de saturation de l'ordre de 78,5 %).

La teneur en extrait sec du produit était de 20 %. Le tableau VII précise les conditions de réalisation de ces essais. La figure 16 regroupe les courbes contrainte-déformation obtenues au cours de l'essai de compression simple. La résistance diminue pour des vitesses de déformation plus faibles. L'écart de résistance observé est de l'ordre de 12 à 15 % lorsque le rapport des vitesses est voisin de 10. Les courbes montrent que la variation du module de résistance est peu importante.

TABLEAU VII

Numéro de l'essai	26	27	28	29	30	31	32	33	34
Type d'essai	Compression simple					Fluage			
Poids volumique sec moyen avant injection (kN/m <sup>3</sup> )	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4
Granulométrie (mm)	0,315/0,63								
Indice des vides e	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
Degré de saturation (%)	78,5 ± 0,5								
Extrait sec du produit ES (%)	20								
Pression d'injection (kPa)	210	230	230	220	230	230	230	230	230
Volume injecté (cm <sup>3</sup> )	36 ± 2								
Temps de maintien dans le moule (mn)	60								
Durée de stockage avant essai (heures)	48								
Température de stockage (°C)	23,5								
Charge de fluage (MPa)	/					0,4	0,8	1,2	1,6
Vitesse de déformation (mm/mn)	0,76	0,1	0,076	0,045	0,012	0	0	0	0
<b>Résistance à la compression simple (MPa)</b>	2,18	1,98	1,94	1,75	1,70	/			
<b>Déformation à la rupture (%)</b>	1,45	1,30	1,30	1,25	1,25	/			

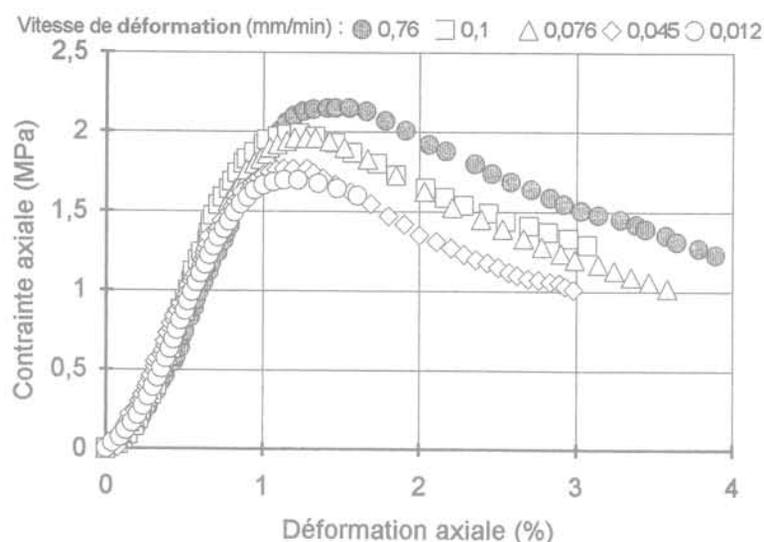


FIG. 16 Courbes contrainte-déformation en fonction de la vitesse de déformation.  
Stress-strain curves versus the strain rate.

La résistance à la compression simple diminuant avec la vitesse de déformation, il devient important de savoir s'il y a une limite de réduction de cette résistance ou si celle-ci continue à diminuer indéfiniment avec le temps. Des éléments de réponse à cette question peuvent être obtenus en combinant les résultats d'essais de fluage avec ceux des essais de compression simple. Les résultats de quatre essais de fluage réalisés sur des

éprouvettes similaires à celles des essais de compression simple (tableau VII) sont montrés sur la figure 17. Pour toutes les éprouvettes, il est observé un fluage avec le temps, la déformation de fluage dépendant de la charge appliquée.

Exprimé en pourcentage, le rapport de cette charge à la charge de rupture obtenue à l'essai de compression simple à la vitesse de 0,1 mm/min (0,0011 %/min)

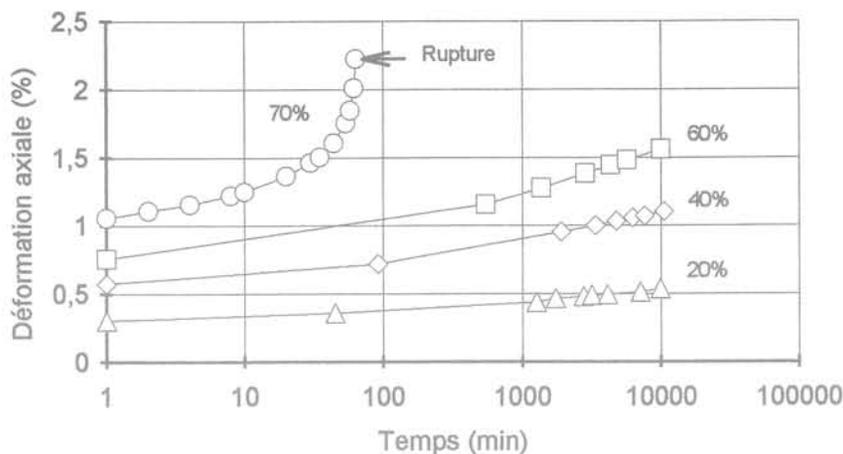


FIG. 17 Courbes de fluage.  
Creep curves.

est indiqué sur la figure. La courbe d'un cinquième essai de fluage réalisé avec une charge de 80 % (1,6 MPa) n'a pu être représentée, la rupture ayant été quasi immédiate. Les résultats de ces essais de fluage montrent que les éprouvettes soumises à un niveau de chargement supérieur ou égal à 70 % se déforment jusqu'à la rupture, celles soumises à un niveau de chargement inférieur à 70 % subissent un fluage mais n'atteignent pas la rupture, tout au moins dans la durée de l'essai (7 jours).

### 2.3.7

#### Résistance en fonction de la forme des particules des matériaux carbonatés

La résistance obtenue en compression simple diffère selon la forme des particules des matériaux injectés. Pour le montrer, des essais ont été réalisés avec le sable de Manche (notation SM) et avec les carbonates naturels (notation CN) obtenus par concassage d'une roche carbonatée pure.

Pour ces essais, les matériaux considérés possèdent la même granulométrie : 0,35/0,7 et 0,7/1,6 mm pour chaque matériau.

Les particules du sable de Manche, débris de squelettes carbonatés et de coquilles, sont souvent plates et allongées, celles obtenues par concassage de roches sont également anguleuses mais beaucoup plus ramassées.

La figure 18 montre les courbes « contrainte-déformation » obtenues en compression simple pour ces deux types de matériau. Les échantillons sont injectés à l'état sec avec un produit de 15 % d'extrait sec. Les tendances qui apparaissent sur cette figure concernent la résistance maximale et la résistance résiduelle de ces échantillons. La résistance obtenue pour les carbonates naturels est plus grande et la rupture est de type fragile.

A l'inverse, dans le cas du sable de Manche, avec un sommet nettement plus arrondi des courbes

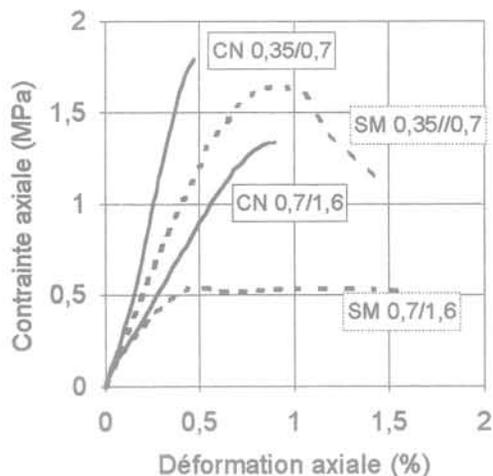


FIG. 18 Courbes contrainte-déformation en fonction de la forme des particules.  
Effect of particles shape on stress-strain curves.

contrainte-déformation, surtout pour une granulométrie plus grossière, la rupture est de type plastique.

La teneur en carbonates de ces deux matériaux est légèrement différente (90 % pour le sable de Manche et près de 100 % pour les carbonates naturels), mais cette différence ne peut pas expliquer à elle seule cet écart entre les résistances maximales. Ce résultat serait plutôt lié au nombre de contacts intergranulaires au sein de l'échantillon qui doit être plus important dans le cas des carbonates naturels où les particules sont plus ramassées. Ceci explique également la plus grande rigidité de ces mêmes matériaux, constatée d'après la pente des courbes obtenues. Quant à la résistance résiduelle, elle peut résulter de la différence de rugosité au niveau de la surface de rupture qui doit être plus importante dans le cas du sable de Manche dont les particules sont plus allongées.

## Conclusions

Les principales conclusions concernant cette étude de caractérisation des matériaux injectés sont les suivantes :

1. L'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols étudiés (sables carbonatés), due à l'injection du produit polymère, est dans tous les cas étudiés très significative. Les valeurs de la résistance à la compression simple d'éprouvettes de sable injecté, fonction de nombreux paramètres, sont de l'ordre de 0,5 MPa quelques dizaines de minutes après l'injection, à environ 4 MPa après une conservation de 24 heures à 3 mois dans l'eau à 20 °C (des essais réalisés à 16 mois de stockage ont donné des valeurs légèrement supérieures). Nous avons également noté la rapidité du développement de cette résistance.

2. Les échantillons initialement denses sont plus résistants et plus rigides que les échantillons injectés à l'état lâche.

3. Une injection réalisée sous faible pression permet un enrobage correct des grains. Il en résulte un enchevêtrement plus dense des macromolécules au sein de l'échantillon et donc une plus grande résistance.

4. Les plus grandes résistances sont obtenues pour des granulométries fines. Lorsque la dimension des grains diminue, la surface spécifique et le nombre de contacts intergranulaires augmentent, permettant à la réaction chimique de créer un plus grand nombre de liaisons intergranulaires et conduisent à une meilleure résistance.

5. Le développement des liaisons intergranulaires et donc de la résistance peuvent être favorisés ou non suivant la forme des particules. Ce développement est plus important dans le cas de particules « plus rondes ». De la forme des particules dépend également la rugosité de la surface de rupture des échantillons. Dans le cas des particules allongées (cas du sable de Manche), la rugosité et par conséquent la résistance résiduelle sont plus élevées.

6. La résistance à la compression simple croît avec la vitesse de déformation choisie. L'accroissement est de l'ordre de 15 % lorsque la vitesse est décuplée.

## Bibliographie

- [1] Levacher D., Bennabi A. – Injection des pieux battus dans les sables carbonatés, *Annales de l'ITBTP*, n° 489, 1990, pp. 58-72.  
 [2] Bennabi A. – Application d'un produit

polymère au traitement des sols et à l'injection des pieux battus dans les sables, Thèse de doctorat École Centrale de Nantes, Université de Nantes, 1993, 217 p.

- [3] Groupement Technique d'Ingénierie, 79, RN 10, 78310 Coignières.  
 [4] OMYA SA, 35, quai André-Citroën, 75725 Paris.

# Reprise en sous-œuvre du château des Chevaliers Teutoniques de Malbork

**E. DEMBICKI**  
**W. ODROBINSKI**

*Université technique de  
Gdansk, Pologne*

**G. SANGLERAT**

*Expert agréé par  
la Cour de cassation. Lyon*

## Résumé

La plus grande construction d'Europe en briques commencée en 1274-1280, agrandie au XIV<sup>e</sup> siècle, a subi de graves désordres aux XVI<sup>e</sup>, XIX<sup>e</sup> et XX<sup>e</sup> siècles. Cet article rappelle l'historique de la construction. Il décrit ses caractéristiques ainsi que celles du site. Il est montré comment ont été fondées sur pieux en bois les maçonneries très lourdement chargées. L'aggravation des désordres observés a conduit à réaliser d'urgence, en 1992, une reprise en sous-œuvre très particulière qui est décrite en détail.

## Underpinning of Malbork Castel

## Abstract

The largest brick construction building of Europe, started in 1274-1280, enlarged in the 14th century, experienced grave distress during the 16th, 19th and 20th centuries. This article recalls the construction history. It describes its characteristics as well as those of the site. It describes the wood pile foundation supporting very heavily loaded stone masonry cribbing. The worsening of the damages made it necessary in 1992 to effect an underpinning project of very unique feature which is described in details.

## Aperçu historique

Aux XII<sup>e</sup> et XIII<sup>e</sup> siècles, la Pologne est morcelée en duchés de plus en plus nombreux, divisés par la mésentente et menacés par les invasions tartares ou par l'expansion allemande (émigration pacifique de bourgeois et paysans, ou guerres « féodales »).

Vers l'an 1000, le pays compris entre les estuaires de la Vistule et du Niemen est habité par une population balte, parente des Lettons et des Lithuaniens, les *Bruzi* (ou *vieux Prussiens*). Païens pratiquant encore des sacrifices humains, ils accueillent mal les tentatives d'évangélisation menées par l'Empire, et reprises par les rois de Pologne.

Au début du XIII<sup>e</sup> siècle, se produit une vive réaction païenne de ces populations. Incapable d'y résister, le duc polonais Conrad de Mazovie fait intervenir, sans grand succès, divers ordres de chevalerie d'Europe occidentale, puis fait appel, en 1226, aux Chevaliers Teutoniques.

L'Ordre des Chevaliers Teutoniques est un ordre religieux, fondé par les bourgeois de Brême et de Lübeck pendant le siège d'Acre (1191), d'abord hospitalier avant d'être transformé en ordre militaire, soumis à la règle des Templiers. En principe ouvert à toutes nationalités, il ne recrute en pratique que des Allemands, et il acquiert au XIII<sup>e</sup> siècle des possessions considérables en Terre Sainte et de nombreuses donations en Europe méditerranéenne, et surtout en Allemagne. En 1237, l'Ordre Teutonique incorpore les Chevaliers Porte-Glaive, ordre militaire fondé en 1202, basé à Riga, qui se rend maître de la majeure partie de la Lettonie et de l'Estonie avant de voir son expansion vers l'est stoppée en 1242 sur les bords du lac Peïpous.

Après son expulsion de Hongrie, l'Ordre des Chevaliers Teutoniques connaît un rapide essor pendant la guerre particulièrement acharnée menée contre la Prusse païenne (1230-1283).

L'Ordre acquiert les mêmes droits que les princes d'Empire, il favorise une colonisation allemande active qui remplace, dans des centaines de villages protégés par des châteaux, les vieux Prussiens exterminés ou refoulés.

Sur les terres concédées en 1226 par le duc de Mazovie, les Chevaliers Teutoniques construisirent un premier château à Thorn (Torun) en 1250. Ensuite, ils érigèrent les châteaux de Kulm (Chelmno) et de Marienwerder (Kwidzyn).

Le château des Chevaliers Teutoniques de Malbork fait partie des plus importants monuments de l'architecture gothique de défense en Europe.

Édifié sur la rive droite du Nogat, le bras oriental de la basse Vistule, à une vingtaine de kilomètres en amont d'Elbing, il est considéré comme le plus grand édifice de ce genre, construit entièrement en briques. Ce n'est pas seulement un superbe monument historique, mais aussi un exemple typique de l'art de construire médiéval.

Sa construction fut commencée vers 1274 par l'Ordre des Chevaliers Teutoniques à l'initiative du Maître provincial Conrad de Tiberg. Vers 1280 fut construit le Château Haut (*Hochburg*), véritable donjon en forme de carré avec une cour en arcades, qui comportait, entre autres, un réfectoire, un capitulaire et une chapelle consacrée à la Sainte Vierge, ornée d'un très beau portail dont la Porte dorée. La forteresse reçut le

nom de Marienburg en l'honneur de la Vierge Marie sous le patronage de laquelle était placé l'Ordre depuis ses origines hiérosolymitaines.

Jusqu'à la fin du XIII<sup>e</sup> siècle, le château fut entouré d'une enceinte qui cernait toute la colline et servait en même temps de muraille de soutènement. A cette époque furent construites aussi deux tours ; celle de l'extérieur contenait les installations sanitaires.

C'est dans le *Hochburg* que résida à partir de 1309, le Grand Maître de l'Ordre.

Durant le XIV<sup>e</sup> siècle l'ensemble fut agrandi. L'extension du Château Haut (cf. A, Fig. 1) se fit du côté de l'aile Est, le capitulaire et la chapelle furent refaits. Les dépendances furent transformées en un superbe Château Moyen (*Mittelburg*), muni d'un grand réfectoire (salle royale en 1320). Du côté de l'aile Est, en 1398 fut élevé le palais du Grand Maître (cf. B, Fig. 1). On construisit également du côté nord, dans le prolongement du *Mittelburg* une annexe, le *Vorburg*, occupé par les écuries, les étables, les magasins de vivres, les divers ateliers et l'arsenal. Un pont reliait le *Hochburg* à la rive gauche du Nogat. Les deux châteaux furent entourés de murailles et équipés d'immenses fortifications qui rejoignirent les remparts de la ville.

L'ensemble des bâtiments fut achevé au milieu du XIV<sup>e</sup> siècle. Entourée d'une double enceinte garnie de tours et précédée d'un fossé profond, la forteresse de Marienburg couvrait une superficie d'une douzaine

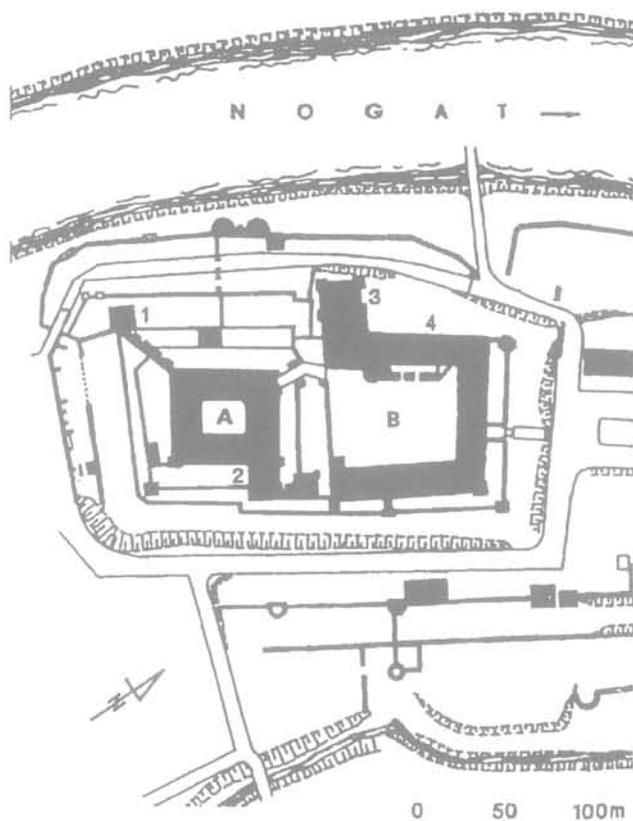


FIG. 1 Plan du château.  
Plan of Castle.

- A. Château Haut, *High Castle*.
- B. Château Moyen, *Middle Castle*.
- 1. Tour sanitaire, *Sanitary tower*.
- 2. Église de la Sainte-Vierge et chapelle de Sainte-Anne, *Holy Virgin Church and Saint Anne Chapel*.
- 3. Palais du Grand Maître, *Palace of the Great Master*.
- 4. Grand Réfectoire, *Mess Hall*.

## Dégradation du mur Ouest du château moyen

d'hectares. Construite en briques, selon la tradition de l'Allemagne du Nord, la forteresse constitue l'une des plus remarquables réalisations de l'art militaire des Teutoniques. Dès la fin du XIII<sup>e</sup> siècle, une ville se développa du côté du *Hochburg*, couvrant une superficie de six hectares, elle aussi ceinte de murailles. A son apogée au XIV<sup>e</sup> siècle, sa population ne dépassa guère les deux mille âmes. Mais la présence du Grand Maître et de ses Grands Officiers, dont le Maître provincial de Prusse, allait faire de Marienburg (Malbork) le symbole de la présence allemande en terre prussienne.

Malgré les guerres, les incendies et la perte de l'importance militaire, jusqu'aux années 70 du XVIII<sup>e</sup> siècle aucun travail important ne fut entrepris, et le château se trouvait dans un bon état. C'est seulement à ce moment que de grandes détériorations apparurent à l'intérieur; le château fut transformé en casernes, magasins, ateliers et logements pour les ouvriers.

Les travaux de rénovation à grande échelle furent entrepris en 1804 pour être ensuite interrompus par les guerres de Napoléon. Ils furent repris en 1817 et poursuivis jusqu'à la moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. Cette période appelée « la reconstruction romantique du XIX<sup>e</sup> siècle » fut d'ailleurs très critiquée. Tous les éléments d'architecture postérieurs au Moyen Age furent éliminés tant dans la structure du bâtiment qu'à l'intérieur. On tâcha de redonner à chaque partie du bâtiment son aspect d'origine, grâce à des éléments d'architecture d'époque extraits des décombres.

En 1945 le château, transformé par l'armée allemande en forteresse, se défendit durant deux mois contre les attaques de l'armée soviétique. Ce complexe monumental fut alors détruit à 50 % environ. Sa reconstruction, conforme aux exigences de la technique moderne dura plus d'une dizaine d'années, et les travaux ne furent pratiquement jamais interrompus.

Les problèmes liés à la détérioration du mur Ouest et des voûtes du Grand Réfectoire (Fig. 3 et 4) ont une longue histoire. Le mur Ouest se trouve à environ 80 m de la rive actuelle d'un bras de l'estuaire de la Vistule appelé fleuve de Nogat (Fig. 2); ce bras est le plus long du delta de la Vistule. Dans le passé, il y avait à cet endroit un fossé. Le terrain descendait naturellement vers le Nogat, donc les murs longitudinaux de cette partie du château, parallèles au fleuve, ont eu différents systèmes de fondation.

*Le Grand Réfectoire, situé dans l'aile attenante au palais du Grand Maître, est une des rares salles gothiques à destination laïque qui existent encore en Europe, et constitue l'une des plus précieuses parties du château. Elle mesure 30,35 m x 15,30 m sur 9 m de haut. Sa superbe voûte en feuilles de palmes (en éventail) s'appuie sur trois piliers de granite (Fig. 3). Au-dessous de la salle, il y a deux étages de caves et à côté une cuisine. Au-dessus un toit à double pente abrite un grenier qui servait à différents usages (Fig. 5 et 10).*

Des traces de désordres, dont la reprise a été engagée dès l'origine de la construction, sont apparues au moment de la mise à découvert des murs devant être à nouveau réparés. Les premiers signes révélateurs de fissurations sur les murs transversaux et sur les voûtes datent du XVI<sup>e</sup> siècle. Depuis, ces fissures réapparaissent de temps en temps, et chaque fois on les bouche avec du mortier.

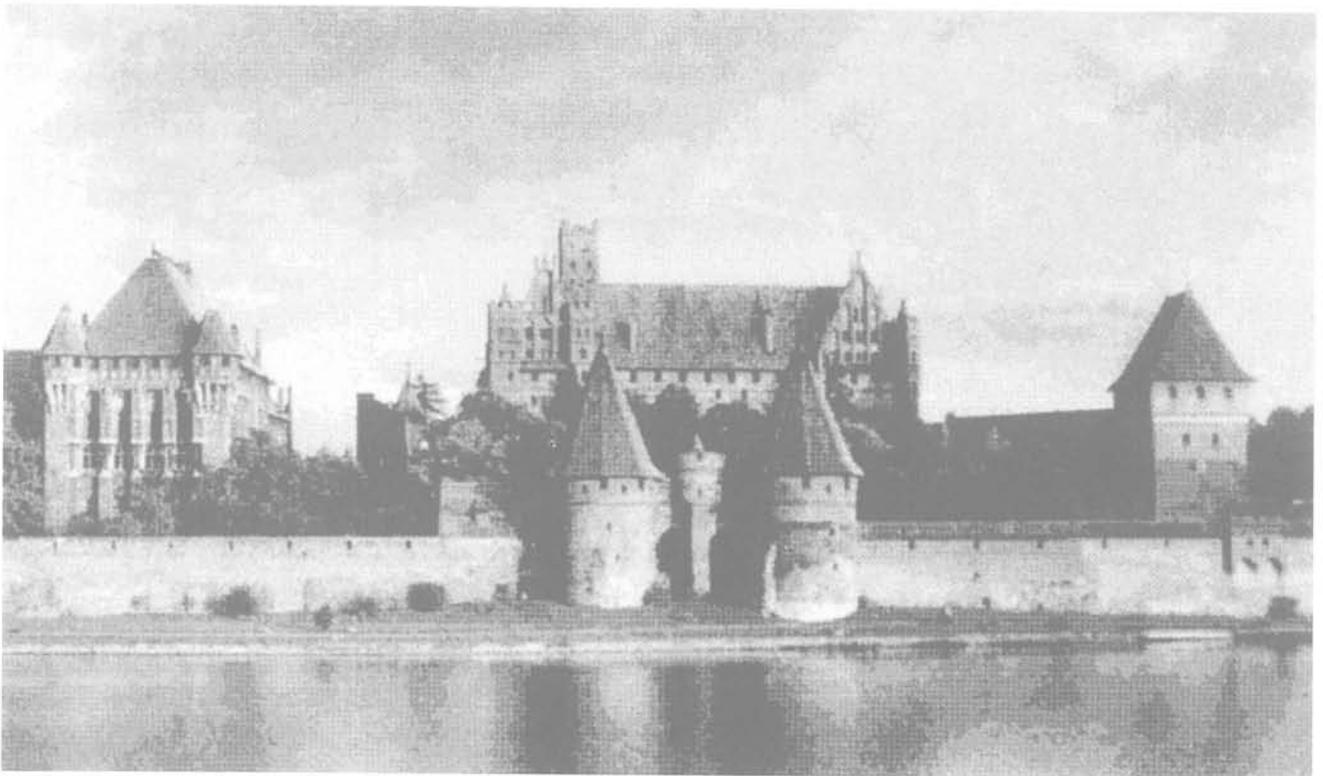


FIG. 2 Vue du château du côté du fleuve (photo A. Pacek).  
Castle seen from the river.

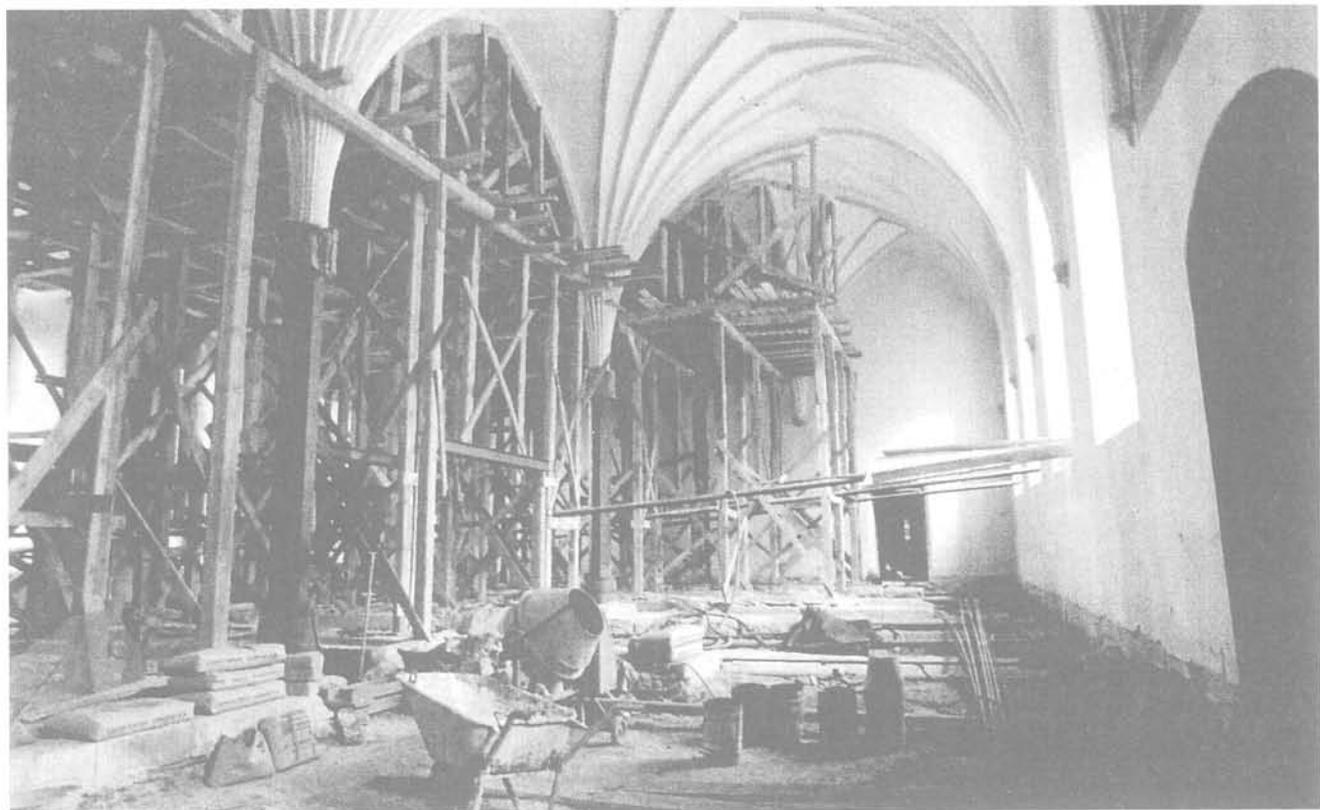


FIG. 3 Intérieur du Grand Réfectoire (photo A. Pacek).  
Inside the Great Mess Hall.

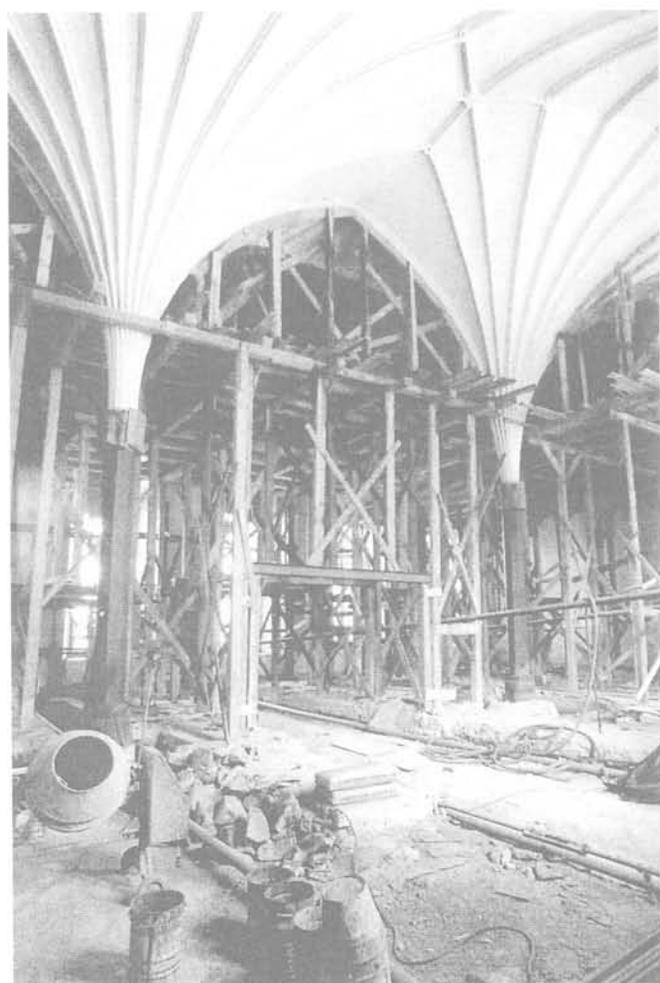


FIG. 4 Étampage du Grand Réfectoire  
(photo A. Pacek).  
Props of Great Mess Hall.

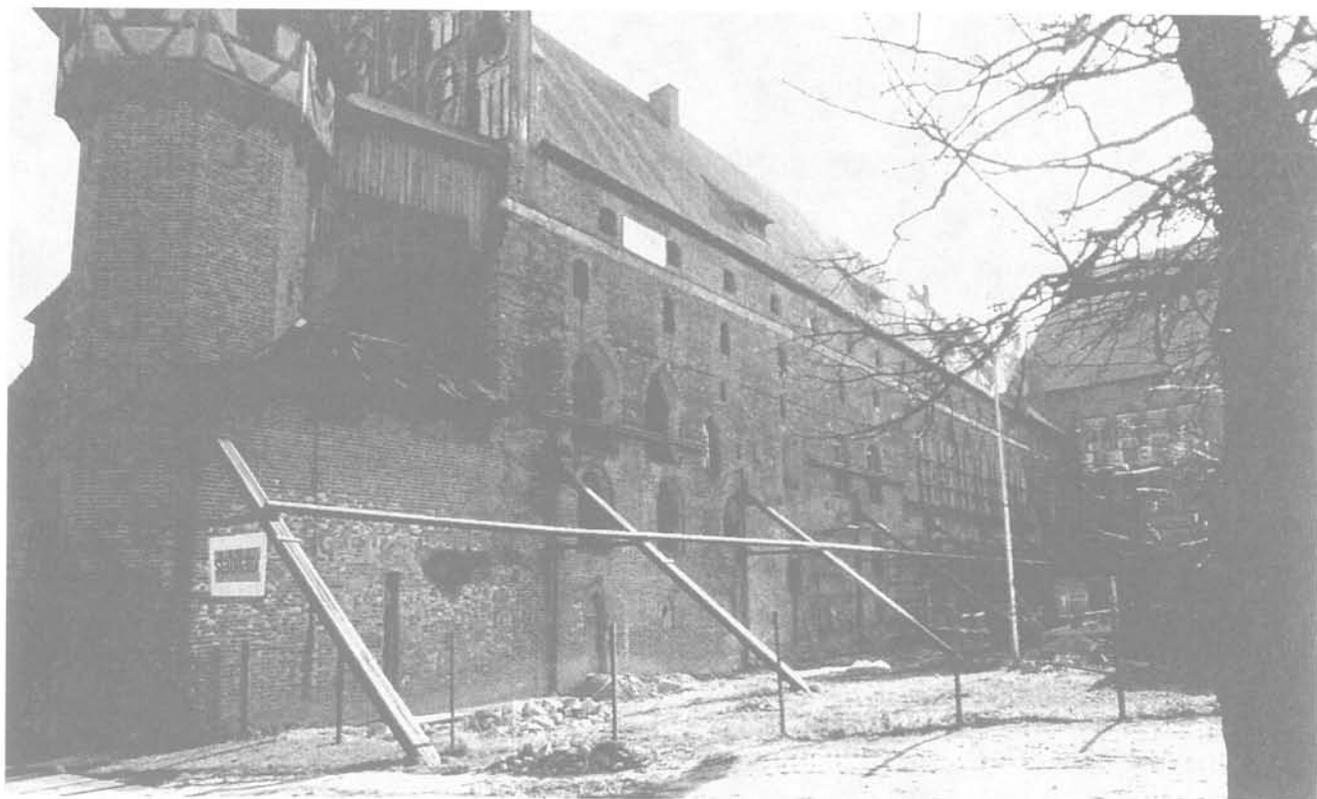


FIG. 5 **Étayage extérieur, aile Ouest, Grand Réfectoire** (photo A. Pacek).  
Battered props, west wing, Great Mess Hall.

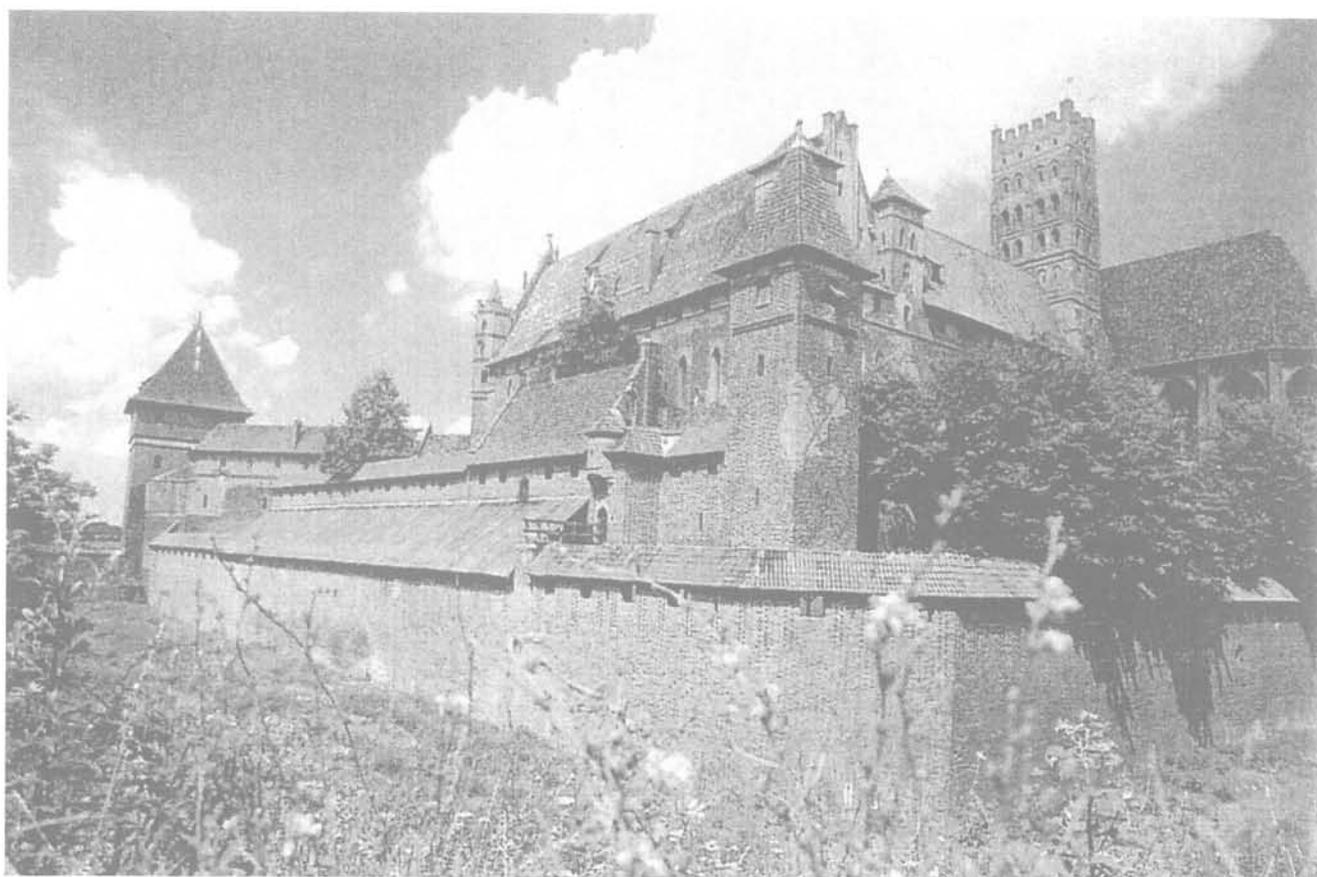


FIG. 6 **Côté sud-est du Château Haut** (photo R. Czewinski et A. Stachurski).  
South-East side of the High Castle.

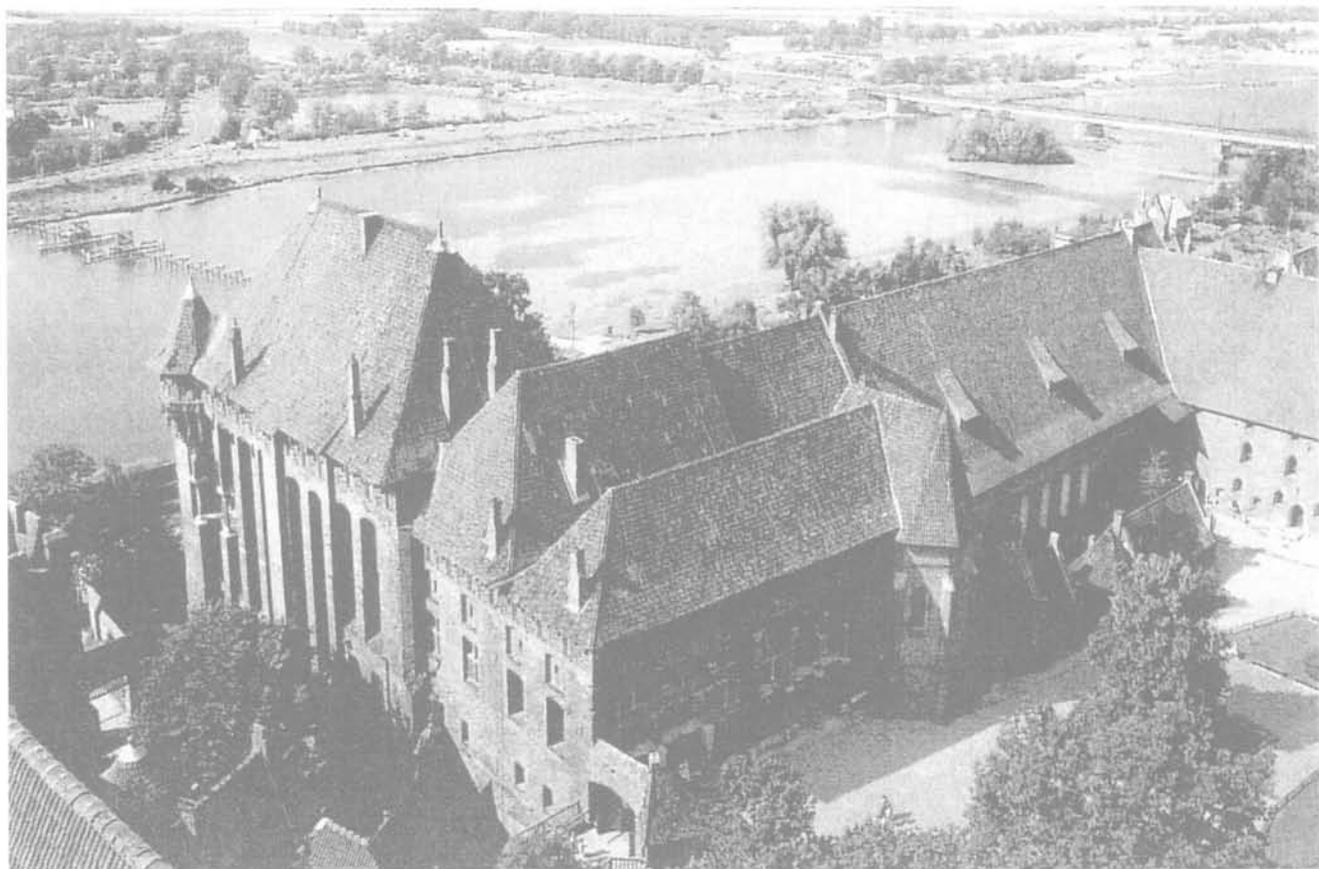


FIG. 7 Vue de la tour sur le palais du Grand Maître (photo R. Czewinski et A. Stachurski).  
View of the Palace of Grand Master from the Castle tower.



FIG. 8 Le pont-levis et la porte du Château Haut (photo R. Czewinski et A. Stachurski).  
The drawbridge and the gate of the High Castle.

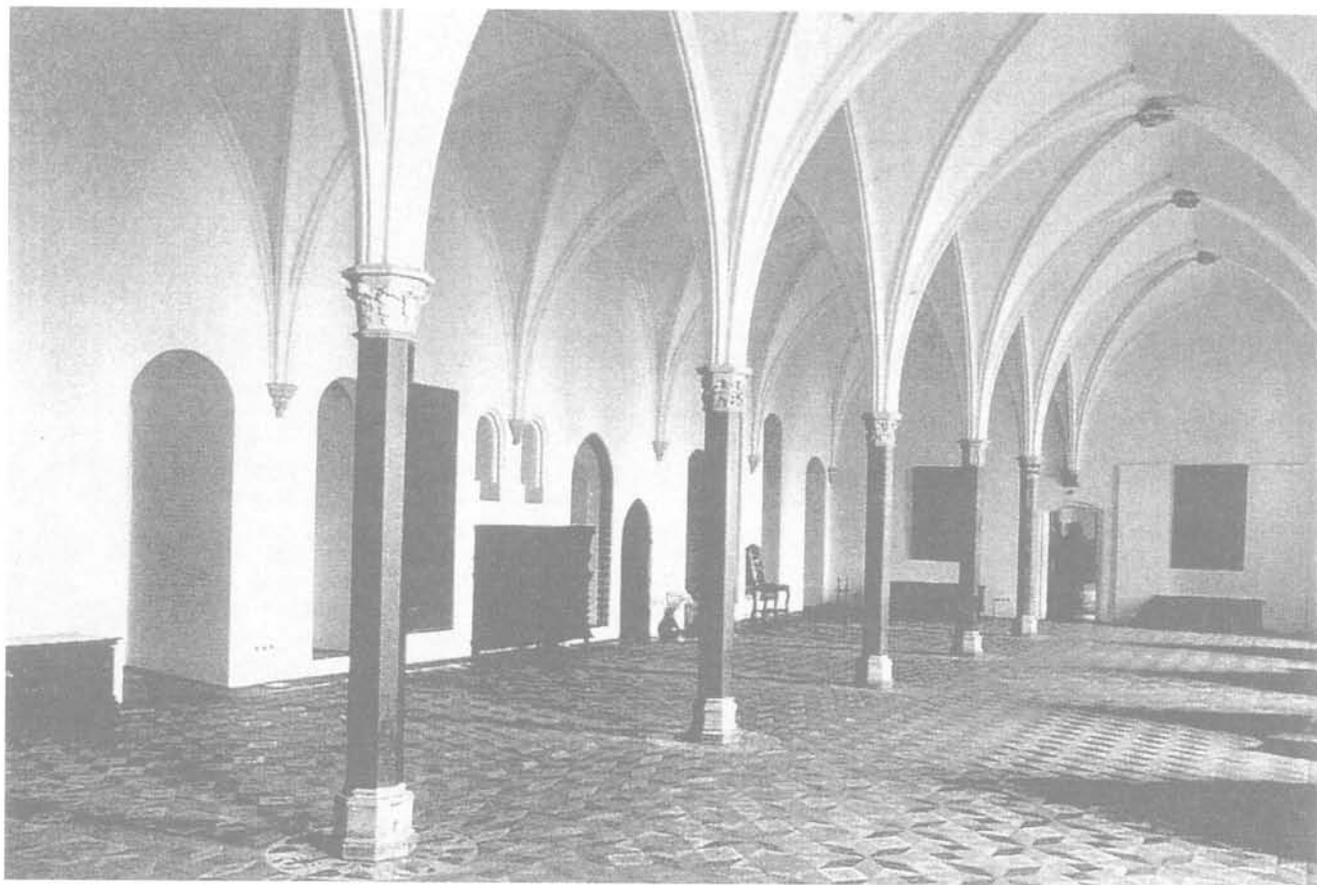


FIG. 9 Le Grand Réfectoire (photo R. Czewinski et A. Stachurski).  
The Great Refectory.

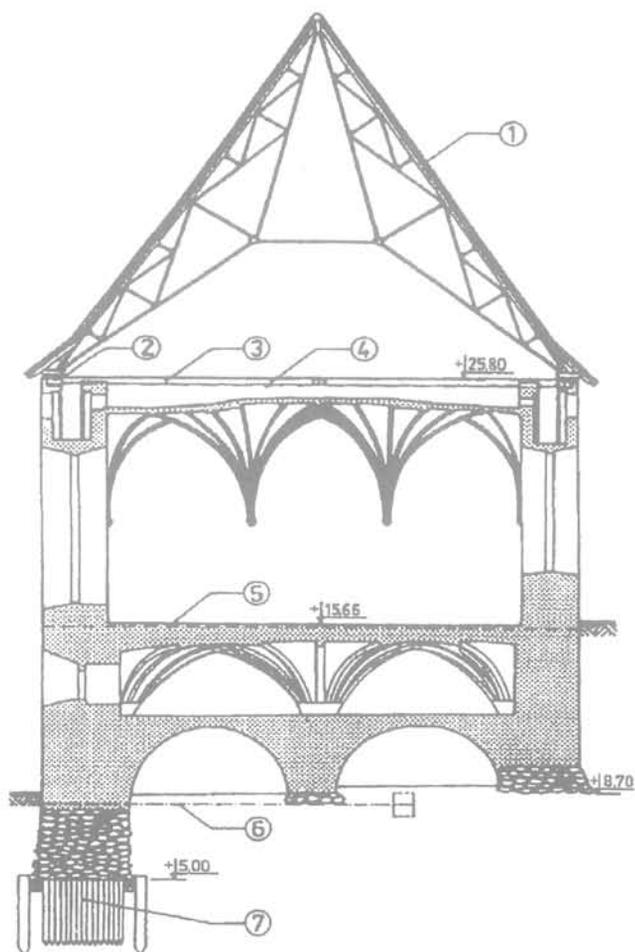


FIG. 10 Section transversale de l'aile Ouest avec toit actuel.  
Cross section of the West wing with actual roof.

1. Couverture ardoises sur charpente acier,  
*tile skin on steel framework.*
2. Cadre-porteur en béton armé,  
*reinforced concrete bearing frame.*
3. Grille en béton armé au-dessus de la voûte du réfectoire,  
*concrete grid located above the arches of the mess hall.*
4. Entraits en acier, ancrés sur les cadres porteurs,  
*steel tie backs anchored to the concrete frame.*
5. Entraits en acier, sous le plancher du réfectoire,  
*steel tie backs anchored under the floor of the mess hall.*
6. Entraits en acier, sous le plancher de caves,  
*steel tie backs under the floors of the cellar.*
7. Pieux en bois sous le mur Ouest,  
*wooden piles under western wall.*

Elles apparurent nombreuses vers 1860, et il fallut entreprendre une opération de sauvegarde plus importante. Elle consista en la mise en œuvre d'un contrefort en pierre au sous-sol et des entrants au grenier (qui furent par la suite démontés vers 1900).

La régulation de la Vistule vers 1903 a aggravé la situation à la suite des effets hydrotechniques suivants : raccourcissement de la longueur du fleuve, augmentation de la pente et abaissement du niveau de l'eau dans les différentes branches du delta.

Les premiers signes de détérioration grave dans les murs et les voûtes de la salle du Grand Réfectoire sont apparus en 1963. Le processus du sinistre a probablement commencé immédiatement après l'incendie de 1959 qui a eu lieu dans les ailes Ouest et Nord (cf. Fig. 10). A partir de cette époque, fissures, déplacements verticaux et horizontaux allaient en grandissant (cf. Fig. 14). Ces désordres étaient provoqués par l'écartement des murs et la rupture de voûtes historiques et constituaient une sérieuse menace d'effondrement. Il est alors devenu nécessaire d'entreprendre d'urgence des travaux de confortement, ainsi que de prendre enfin une décision pour la sauvegarde définitive du monument.

3

### Coupe géologique de la terrasse du Nogat

Les forages exécutés ces dernières années, complétés par deux puits blindés de reconnaissance dans le voisinage immédiat du mur Ouest, ont permis de préciser la coupe du terrain au droit des fondations.

La figure 11 illustre les différences en niveau et en nature de terrain du sol d'assise des fondations du mur Ouest (du côté du Nogat), et du mur Est (du côté de la cour de l'aile Ouest du Château Moyen). La différence de niveau des terrains contigus atteint 6,50 m, celle des niveaux de la base des fondations 3,5 m environ. Le mur Est s'appuie sur une semelle, au-dessous de laquelle il y a une couche d'argile de 2 m, ensuite on trouve le sable fin. La coupe géologique montre nettement une disposition en pente vers l'est du système géologique naturel. Au voisinage de la fondation du mur Ouest, le sol est formé de couches de tourbe, de sable avec éléments organiques et aussi d'une couche contenant un mélange de plusieurs sortes de sol, de matériaux de construction et de déchets. De fortes venues d'eau souterraine, malgré les injections et le pompage largement pratiqués, n'ont pas rendu possible l'exécution des petits puits à une profondeur inférieure au niveau de la fondation en pierre. Pour reconnaître le sol sous-jacent on a dû exécuter un forage.

La fondation du mur est établie sur un sol renforcé à l'aide de pieux en bois ; les figures 10 et 11 montrent la situation de la fondation du mur Est. Son assise repose sur la couche de sable et correspond à peu près au niveau de l'eau souterraine.

4

### Fondation du mur Ouest du Grand Réfectoire

Les examens effectués grâce aux deux puits exécutés en 1990 ont permis de connaître des éléments de base constituant la fondation du mur Ouest et de

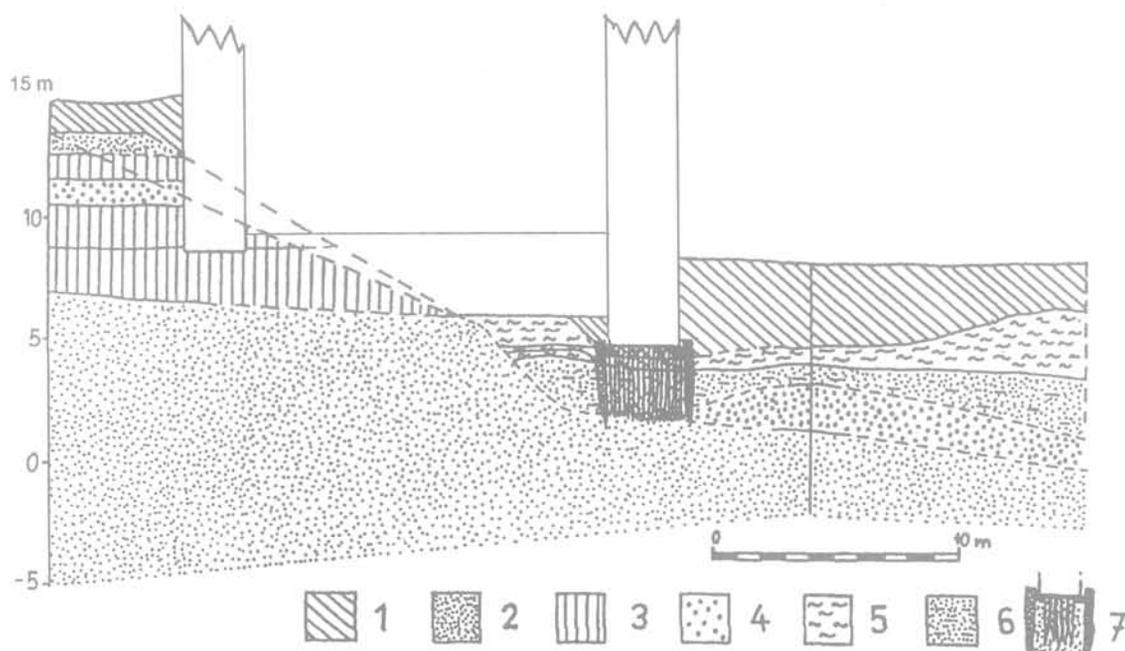


FIG. 11 Coupe géologique de l'aile Ouest du Château Moyen.  
Geological cross section under the western wing of the Middle Castle.

Côté droit – terrasse de Nogat ; côté gauche – moraines, Right side – Nogat river terrace ; left side – moraine.  
1. Remblai, fill. 2. Sable fin, fine sand. 3. Argile, clay. 4. Gravier, gravel. 5. Vase, mud. 6. Sable moyen avec déchets bois, graded sand with wood fragments. 7. Pieux en bois, wood piles.

reconstituer le système porteur ancien. L'exécution des puits fut très difficile, le niveau de la nappe se trouvait au-dessus du niveau d'assise de la fondation. De plus, l'équilibre du mur fissuré et décollé du reste du château était menacé par ces travaux.

Pendant les travaux de reconnaissance, on a trouvé des pieux en bois dont l'existence était inconnue. La figure 12 présente la base du mur telle qu'elle peut être reconstituée.

Le mur en briques, de 3,10 m à 3,34 m d'épaisseur moyenne repose sur une fondation dont la partie haute est constituée de pierres liées à l'aide d'un mortier de chaux. Dans la partie basse l'espace entre les pierres est rempli d'argile.

La construction en bois, sur laquelle est posé le massif de fondation en pierres, commence à une cote de 5,45 m au-dessus du niveau de la mer.

Cette partie en bois se compose de deux parties qui ont été découvertes successivement.

A une distance de 30 à 65 cm à l'ouest du nu du mur on a découvert des pieux en bois de 30 cm de diamètre chacun, espacés de 45 cm. Derrière ceux-ci se trouvent des poutres horizontales, également en bois, de 50x50 cm de section. Ces pieux et ces poutres sont en chêne. Ce dispositif de forme rectangulaire constitue une enceinte analogue à un batardeau à claire-voie.

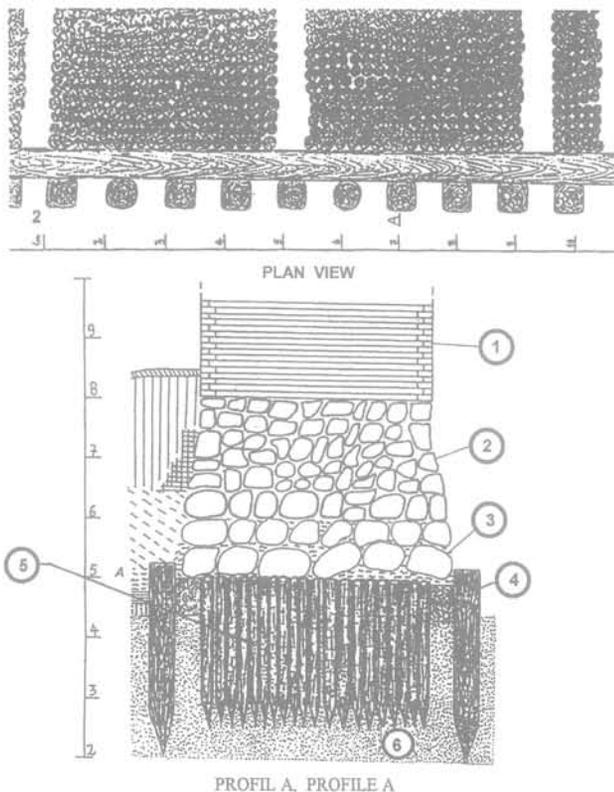


FIG. 12 **Fondation du mur Ouest du Grand Réfectoire – reconstitution.**  
Foundation of the western wall of the Great Mess Hall.

1. Mur en briques, brick wall. 2. Cailloux liés au mortier de chaux, stones in lie mortar. 3. Cailloux avec argile, stones and clay. 4. Pieux en bois de chêne Ø 30 cm, oak piles Ø 30 cm. 5. Pieux en bois résineux Ø 18 à 22 cm, resinous wood piles. 6. Sable moyen, medium dense sand.

A l'intérieur de cette enceinte, directement sous la fondation en pierres avec liant d'argile on a découvert des pieux en bois résineux enfoncés à très petite distance les uns des autres dans un sol sableux.

Ces « micropieux » ont un diamètre de 18 à 22 cm.

La file extérieure était tangente à la poutre horizontale qui les protégeait d'un éventuel déversement vers l'extérieur.

On avait ainsi constitué sous la maçonnerie de pierre une forêt de « micropieux » pratiquement jointifs, entourés par l'enceinte des pieux de 30 cm.

Pendant les travaux, on a découvert que cette « forêt de micropieux » comportait des intervalles de 40 à 50 cm remplis de sable, régulièrement répartis dans le sens perpendiculaire au fleuve. Un tel système permet de laisser libre cours à l'eau souterraine venant de la cour et du mur Est de l'aile Ouest du Château Moyen et se dirigeant vers le Nogat.

Étant donné les difficultés d'investigations et les risques de détériorations de la construction, on n'a pu examiner la longueur des pieux (ayant peut-être 3 m).

Nous ne savons pas si les constructeurs de l'époque ont commencé par la mise en place des « micropieux » en bois ou celle de l'enceinte périphérique. Cependant, compte tenu de l'existence de tranchées drainantes de sable, il paraît logique d'admettre qu'ils ont commencé par l'enceinte périphérique, permettant de mieux contrôler la mise en place des micropieux bois et des drains sableux.

Par ailleurs, la présence de cette enceinte a dû augmenter l'effet de compactage dû à la mise en place des « micropieux » bois tout en empêchant le déversement de ces éléments de faible diamètre.

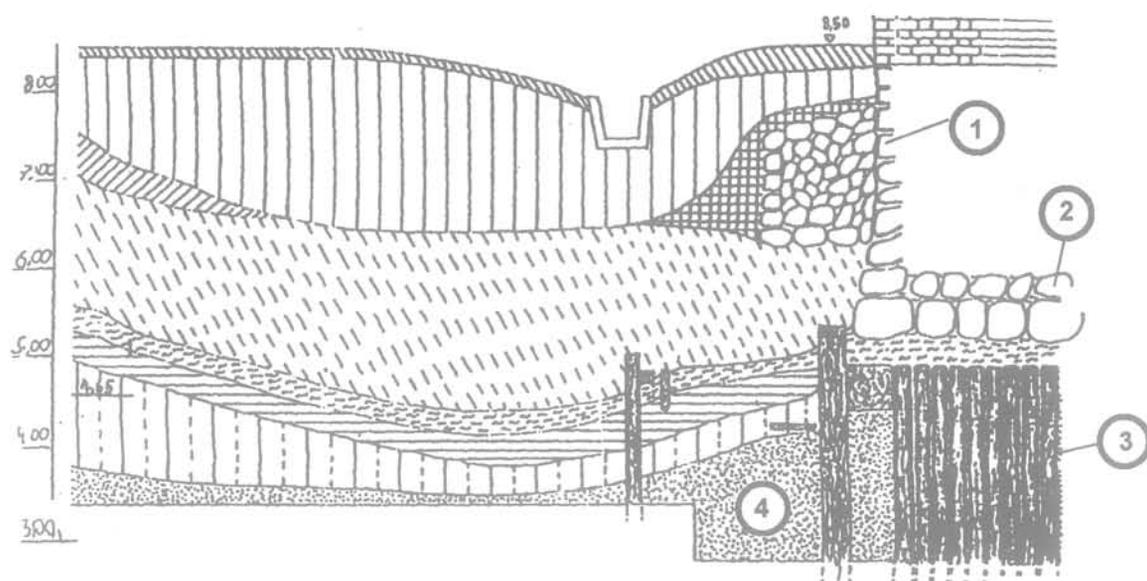
En effet, la construction donne l'impression qu'on a fait un grand effort pour améliorer le substratum humide et lâche qui existait, par le battage de pieux qui ont incontestablement densifié le terrain.

Vues sous l'angle des techniques actuelles, ces dispositions suscitent un grand respect pour les constructeurs du château.

L'état des éléments examinés varie. Les pieux et les poutres horizontales en chêne sont en bon état, à l'exception d'une très faible dégradation en surface. Leur structure reste solide et dense, leur couleur est noire. Cette coloration est classique pour le chêne ayant séjourné très longtemps sous l'eau. C'est ce que l'on appelle en Pologne le chêne « noir ». Les spécialistes n'ont aucun reproche à formuler au sujet de ce type de construction.

La situation est tout à fait différente quand il s'agit des micropieux en bois résineux. Une importante partie retrouvée dans le puits n° 1 (Fig. 13) était presque entièrement pourrie et sa structure, très poreuse, semblable à une éponge humide. Il faut en chercher les causes dans le changement périodique de niveau d'eau souterraine qui faisait émerger le bois de moins bonne qualité que le chêne, ou bien dans la présence de bactéries anaérobies qui l'avaient attaqué. Ainsi l'efficacité de ces micropieux en bois était devenue douteuse.

Par contre, l'état des pieux dans le puits n° 2 était meilleur (Fig. 13), même les « micropieux » en bois résineux ont été trouvés en bon état.



-  Humus contemporain, *top soil*.
-  Humus avec gravats (après incendie 1959), *top soil with rubble (after the 1959 fire)*.
-  Humus très sableux avec gravats (moitié du XIX<sup>e</sup> siècle), *very sandy top soil with rubble (middle 19th century)*.
-  Humus avec gravats (moitié du XIX<sup>e</sup> siècle), *top soil with rubble (middle 19th century)*.
-  Sable, argile, humus, gravats (XIV<sup>e</sup>-XIX<sup>e</sup> siècle), *sand, clay, top soil, rubble (14th-19th century)*.
-  Limon avec gravats (XIII<sup>e</sup>-XIX<sup>e</sup> siècle), *silt with rubble (13th-19th century)*.
-  Limon gris-noir, naturel, *grey-black silt, original soil*.
-  Limon gris sableux, *sandy grey silt*.
-  Sable moyen, *medium dense sand*.

FIG. 13. Fondation du mur Ouest de l'aile Ouest du Château Moyen.  
Foundation of the western wing, Middle Castle.

1. Cailloux liés au mortier de chaux, *stones in lie mortar*. 2. Cailloux avec argile, *stones with clay*.  
3. Pieux en bois, *wood piles*. 4. Sable moyen, *medium dense sand*.

5

## Causes des désordres observés dans l'ouvrage

La dégradation des voûtes, des linteaux et des murs dans l'aile Ouest résulte des déplacements excessifs des fondations. La forme, l'allure et la grandeur des fentes et des fissures montrent bien que ces désordres sont la conséquence de tassements différentiels et de déplacements verticaux et horizontaux.

Les mouvements des fondations qui ont engendré ces désordres en mettant le bâtiment entier en danger sont imputables aux modifications des caractéristiques du sol sous les fondations.

Les désordres observés au cours des siècles dans les murs, qui ont été renforcés à de nombreuses reprises, résultent de la trop faible résistance des couches superficielles du terrain eu égard aux charges transmises.

L'abaissement sensible des niveaux de l'eau dans le fleuve Nogat, après sa régulation et le raccourcissement du cours de la Vistule au début du XX<sup>e</sup> siècle, provoqua le rabattement de la nappe phréatique dans la zone du mur Ouest du château.

Cette modification du niveau d'eau provoqua tassement et fluage des couches en direction du fleuve, en raison de leur pendage.

Les fondations en bois qui se trouvaient à l'origine complètement sous l'eau ont émergé partiellement, et il en est résulté la destruction biologique des pieux et des poutres de liaison en bois tendre.

L'augmentation récente des tassements et des fissures dans les murs et les voûtes pouvaient conduire à une perte de stabilité et à la ruine totale de l'aile Ouest.

Les travaux confortatifs, pour être efficaces, devaient donc en priorité concerner les fondations. Les autres réfections concernant les murs et les voûtes pouvant être réalisées plus tard, une fois la stabilisation des fondations obtenue.

6

## Propositions de renforcement du mur Ouest du château

Les essais faits dans le passé, les propositions présentées et les renforcements réalisés alors ont toujours eu un caractère d'urgence, sans faire disparaître les causes. Ils se limitaient à supprimer les effets et à protéger la construction contre les conséquences du déplacement des fondations sans améliorer réellement ces dernières. Ils consistaient à réaliser des contreforts en pierres, (vers le milieu du XIX<sup>e</sup> siècle), à mettre en place des tirants à des niveaux différents et des ancrages intérieurs dans les fondations, à exécuter des renforcements des murs et, enfin, à mettre en œuvre des clefs dans les maçonneries, ainsi que des étauçons et des bracons. On avait installé également un système complet d'observations et de mesures de déformations.

Les essais d'injection des sols par silicate tentés en 1972 n'ont pas pu être continués pour des raisons techniques.

Il y a quelques années, on a constaté de très graves dommages et l'accélération des tassements (cf. Fig. 14 et 15), ce qui a enfin obligé à étudier des méthodes de renforcement plus efficaces. On a procédé alors à de nombreuses analyses de stabilité et de résistance de toute la construction, on a envisagé plusieurs variantes possibles de confortement des fondations.

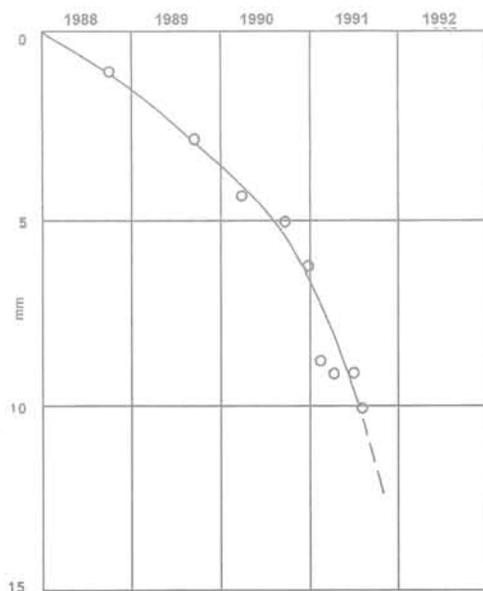


FIG. 14 Tassement du mur Ouest depuis 1988. Settlement of the western wall since 1988.

Certains avaient proposé l'utilisation de pieux de type Mega, d'autres des injections telles que le *jet grouting*. On avait envisagé également la congélation du sol avec reprise en sous-œuvre traditionnelle.

Finalement, on a adopté une solution par micro-pieux (cf. Fig. 16 et 17) qui a été réalisée en 1992.

7

## Analyse de la stabilité de la fondation et de l'aile Ouest

La réparation et le renforcement des murs du Grand Réfectoire, faits à plusieurs reprises, consistaient à reconstruire des murs, à installer des contreforts et des entrants, à ancrer et aussi à mettre en place des cadres porteurs, ainsi qu'à changer la structure du toit, ce qui a pu entraîner quelques modifications dans le comportement du gros œuvre. Dans une certaine mesure, ces travaux ont pu améliorer la stabilité de la construction et limiter les déformations dangereuses. Par contre, ils n'ont pas pu supprimer la cause principale des dégradations et, notamment, celle qui était liée à l'affaissement du sol; ils n'ont pas eu, non plus, d'influence sur la modification de la charge des fondations.

Une analyse détaillée de la construction, prenant en considération diverses variantes possibles en ce qui concerne les charges et l'interaction des éléments de renforcements a confirmé que les déplacements futurs des fondations pouvaient constituer une menace pour le bâtiment. Le tassement du mur Ouest du Grand Réfectoire, mesuré dans les années 1988-1991 (Fig. 14) était de 2 à 4 mm par an, avec une nette tendance à augmenter. Alors que, si les fondations sont stables, les murs (sauf les éléments directement en contact avec la charpente) remplissent largement les exigences de résistance et de stabilité.

L'analyse des charges importantes à transmettre montre que les massifs de fondations étaient insuffisants et devaient être renforcés.

Selon les différents cas, les efforts à la base des fondations en maçonnerie de pierre ont pour valeur :

- charge horizontale  $H = 50 \text{ kN/ml}$  ;
- charge verticale  $V = 1008 \text{ à } 1300 \text{ kN/ml}$  ;
- moment de flexion  $M = 279 \text{ à } 820 \text{ kN.m/ml}$ .

En tête de la fondation en pierres hourdées à la chaux, ayant une largeur de 3,10 m la contrainte de compression est de  $916 \text{ kN/m}^2$  (0,916 MPa) ce qui est très élevé.

Par ailleurs, la zone en traction s'étend sur 61 cm, ce qui est préoccupant lorsque le liant entre pierres présente une faible résistance.

Pour une largeur totale de la base  $B = 4,10 \text{ m}$ , la pression sur le sol varie entre les limites suivantes :

$$24,2 \text{ kN/m}^2 < \sigma < 610 \text{ kN/m}^2$$

Pour une largeur totale  $B' = 3,80 \text{ m}$

$$1,3 \text{ kN/m}^2 < \sigma < 775 \text{ kN/m}^2$$

Ces contraintes sont également très élevées pour un sable, même compacté par les pieux en bois, et totalement inadmissibles, si les pieux en bois sont pourris.

La protection et le renforcement des voûtes et de certains des éléments des murs transversaux constituent un problème secondaire, à résoudre naturellement après avoir stabilisé la fondation du mur Ouest.

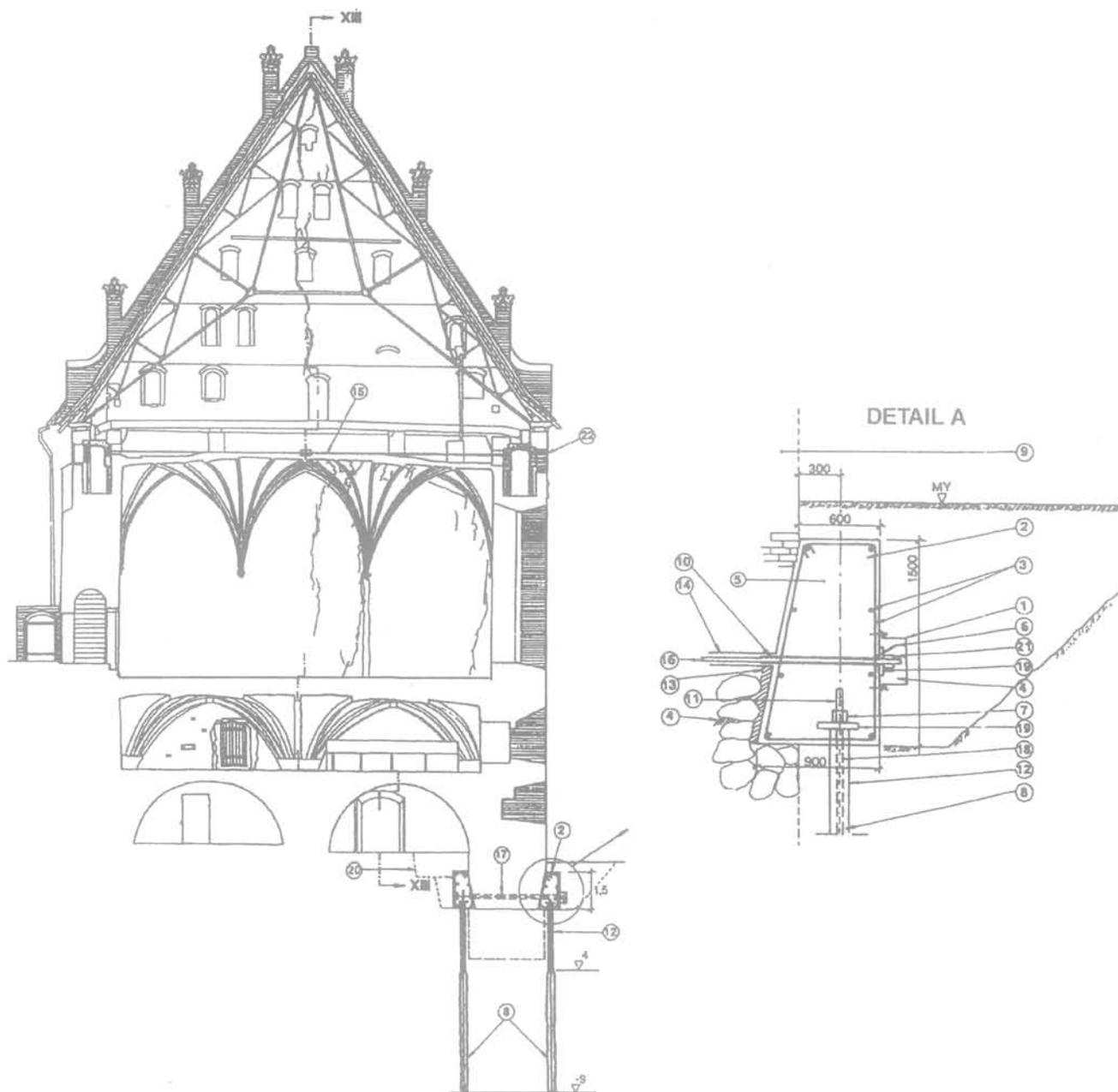


FIG. 15 Section transversale : fissures bien visibles, proposition de renforcement.  
Cross section : visible cracks, proposal for reinforcement.

1. Boîte - élément de protection contre la corrosion, *box - corrosion protection element.*
2. Sablière supérieure en béton armé, *upper reinforced concrete tie beam.*
3. Armature, *reinforcement.*
4. Mortier ciment, en cas de nécessité, *eventual cement paste.*
5. Béton K 30, *concrete K 30.*
6. Tube d'injection, *injection tube.*
7. Écrou, *screw.*
8. Pieu TNA tous les mètres, *TNA pile every meter.*
9. Mur en briques, *brick wall.*
10. Tuyau en plastique, *plastic pipe.*

11. Barre GWS Ø 36, *GWS Ø 36 bar.*
12. Tuyau de mise en place Ø 165, *guide pipe Ø 165.*
13. Béton projeté, *shotcrete.*
14. Trou Ø 80 mm, *80 mm hole.*
15. Câble de compression type GWS, *post tension cable.*
16. Barre GWS Ø 36, *GWS Ø 36 bar.*
17. Ancrage transversal, *transverse anchor.*
18. Mortier de ciment, *cement paste.*
19. Plaque en acier, *steel plate.*
20. Excavation locale, *local excavation.*
21. Boulon d'ancrage, *tie rod nut.*
22. Blocage du tirant, *tie rod anchor.*

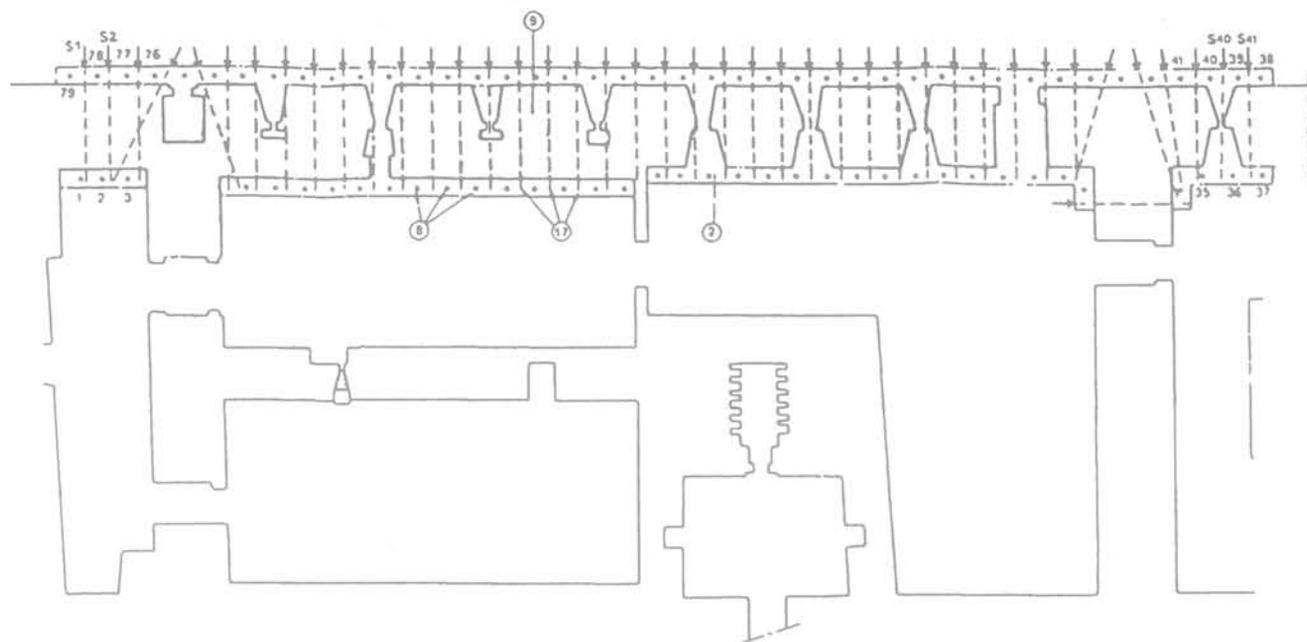


FIG. 16 Proposition de renforcement : plan.  
Reinforcing proposal : plan view.

8

## Conception du renforcement réalisé

La dégradation permanente de la fondation existante, l'amplitude grandissante des déplacements verticaux et horizontaux, ainsi que la menace inévitable de catastrophe, ont conduit à adopter d'urgence une méthode de confortement efficace.

L'exigence primordiale était d'assurer la possibilité de transmettre la charge de la fondation actuelle au système de renforcement choisi.

Les solutions pouvant être retenues pour cela devraient remplir en plus quelques exigences constructives, telles que :

- adaptation à des conditions existantes de géométrie, de stabilité, de rupture, ainsi qu'à celles du sol et de l'eau, etc. ;

- possibilité technologique d'assurer les conditions prévues dans le projet ;

- tenue garantie du renforcement (stabilité et résistance à des déplacements) ;

- garantie de déplacements minimaux pendant les travaux.

Les difficultés principales qui ont été rencontrées dans le cas du mur Ouest du Château Moyen ont été les suivantes :

- grande épaisseur du mur (3,10 m) et charge assez importante ( $V = 1\,300$  kN/ml,  $M = 820$  kN.m/ml) ;

- fondation en pierres liées avec un mortier de faible résistance (dans la partie haute mortier de chaux, dans la partie basse argile) ;

- pieux en bois à différents degrés de décomposition (cf. constats dans les puits n° 1 et n° 2) ;

- accès difficile pour les machines en raison de voûtes très basses dans les caves ;

- existence d'une couche de sol à faible portance, directement au-dessous de la base de la fondation ;

- difficulté d'estimer la résistance réelle du mur (possibilité de points faibles dans le mur et probabilité d'une faible résistance du mortier) ;

- possibilité d'existence d'obstacles à côté de la fondation, tels que blocs de pierre, grumes et anciens contreforts ;

- état alarmant des voûtes et graves fissures dans les murs transversaux ;

- sensibilité de la construction à des chocs et aux changements de niveaux de la nappe phréatique ;

- impossibilité de réaliser des fouilles à ciel ouvert pour reprise en sous-œuvre traditionnelle ;

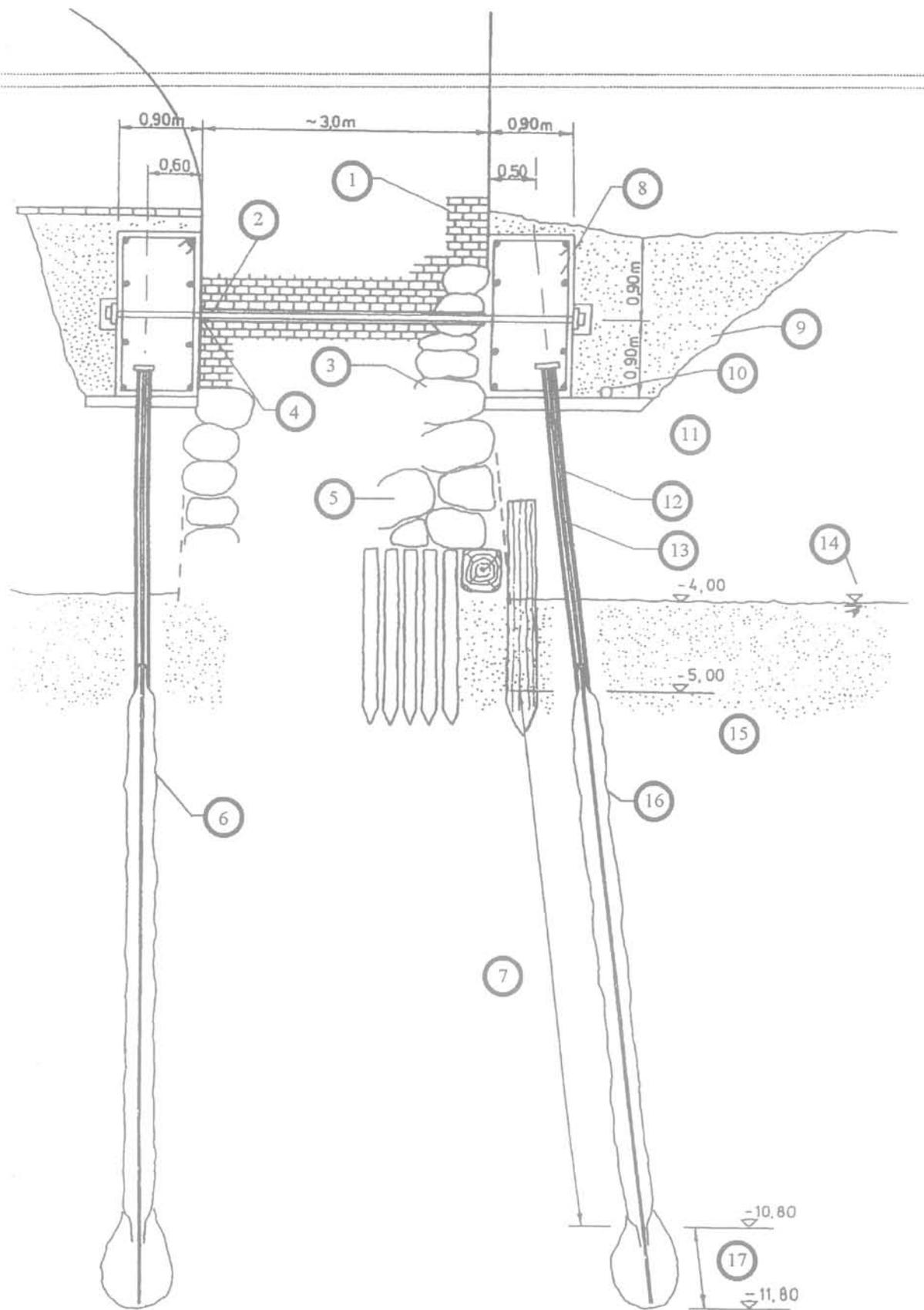
- épaisseur du terrain de recouvrement très faible au-dessus du niveau d'exécution des travaux, donc impossibilité d'injection à haute pression ;

- contrôle difficile des éléments exécutés sous l'eau ;

- ignorance des causes des déplacements horizontaux observés probablement déjà au siècle dernier. Étaient-ils dus à la pente naturelle entre le mur Est, le mur Ouest et le Nogat ? à l'inclinaison des couches ? à l'écoulement de l'eau ? à l'action d'étré sillonnement des charges transmises à partir des voûtes et des arcs en raison du mauvais état des entrails et du manque de contreforts d'origine ?

Les remarques et les objections présentées ci-dessus ont empêché le recours à la plupart des méthodes théoriquement possible comme, par exemple, celles qui exigeaient un perçage de la fondation ou qui auraient pu provoquer un ébranlement ou un rabattement du niveau de l'eau. On a dû également éliminer les injections nécessitant des machines dont l'accès aux caves aurait été difficile.

Finalement, on a décidé de mettre en œuvre une méthode proposée par l'entreprise suédoise STABILATOR.



**FIG. 17** Renforcement du mur Ouest du Château Moyen par des pieux – profil caractéristique.  
Reinforcing of the western wall of the Middle Castle with piles – typical profile.

1. Mur en briques, brick wall. 2. Câbles de compression type VSL dans un tuyau en plastique, prestressing lines type VSL in plastic pipe. 3. Mur en cailloux de chant, rubble wall. 4. Trou du forage, core-drill hole  $\varnothing$  85 mm. 5. Pieux en bois – fragment médiéval, wooden grillwork, wooden piles (stakes) – the medieval foundation. 6. Micropieu vertical type TNA 30 cm de diamètre vertical, micropile type TNA, diam. 30 cm vertical. 7. Zone active de pieu, the zone of bearing pile mantle. 8. Poutre sablière béton K 30, the girt beam concrete K 30.

9. Remblai latéral, backfill. 10. Tube de drainage, drain pipe. 11. Remblai de sable et d'argile (couche ancienne), brick debris loam backfill (historical layer). 12. Tube de forage 168 mm de diamètre, drilling tube  $\varnothing$  168 mm. 13. Tube de guidage type GWS, guide pipe type GWS  $\varnothing$  36 mm. 14. Nappe phréatique, groundwater level. 15. Sable fin, fine sand. 16. Micropieu type TNA c 85 mm 40 cm de diamètre, inclinaison 10:1, micropile type TNA c 85 mm, diam. 40 cm, rake 10:1. 17. Zone de la base de pieu, the zone of pile tip.

Les éléments essentiels de cette solution sont présentés sur les figures 16 et 17.

Cette méthode consiste à implanter des micropieux de deux côtés du mur et à les relier ensuite à l'aide de grandes poutres sablières en béton armé dont la liaison avec le mur de la fondation est assurée par des câbles de compression transversaux.

Les micropieux ont dû être enfoncés le plus près possible du nu du mur, pratiquement à une distance de 0,6 m à 0,8 m exceptionnellement à 1,2 m. Ils ont été descendus à une profondeur minimale de 12 m.

Les micropieux sont fichés dans les couches de sable profondes. Les fouilles près des murs ont été exécutées parties par parties jusqu'à une profondeur de 2 m au-dessous du niveau du terrain. Les ouvertures dans les murs, faites en vue d'y passer les câbles de compression en acier, ont été exécutées par une méthode de forage plein trou sans choc.

Les câbles ont été tirés par les ouvertures et ont été ensuite injectés. De deux côtés du mur, on a réalisé des poutres en béton armé très massives. Après le durcissement du béton on a mis en tension les câbles, comprimant ainsi les poutres sur le mur existant et en créant une construction monolithique. La mise en œuvre de ce système rend possible la transmission de charges des voûtes du toit et des murs sur les micropieux.

Ceux-ci ont un diamètre de 30 cm. Leur extrémité inférieure est à environ 6 m au-dessous de la base des maçonneries de pierres. Pendant les essais, les micropieux ont montré une capacité portante de 840 et 890 kN. Le tassement sous la charge d'utilisation n'a pas dépassé 5 mm.

Pendant l'exécution des pieux, les travaux de forage ont été menés à l'aide de tubes de 140 et de 169 mm de diamètre, avec une quantité minimale de boue de forage. Bien que les travaux aient été conduits d'une manière exemplaire, on n'a pas pu éviter quelques tassements supplémentaires qui ont atteint environ 15 mm en moyenne. Le sable fin à granularité uniforme, que l'on devait traverser, s'est révélé sensible au phénomène de liquéfaction.

Les doutes antérieurs concernant l'utilisation de la méthode d'injection (*jet grouting* ou autres), jugée dangereuse pour la construction, se sont révélés parfaitement justifiés, car l'édifice n'aurait probablement pas supporté une telle méthode de confortement.

Les travaux ont été exécutés au cours du deuxième semestre de 1992. Cette réalisation a été possible avant tout grâce aux machines spéciales de forage (appelées « souris de cave ») adaptées au travail dans des locaux très bas, et aussi, grâce à des équipements spéciaux, ainsi qu'à l'expérience de l'entreprise qui avait déjà réalisé des travaux analogues en Suède.

Les craintes qui pouvaient résulter de l'utilisation de cette méthode concernaient deux problèmes : la qualité du mur de fondation et la résistance des micropieux vis-à-vis d'une éventuelle charge horizontale pouvant être provoquée par le fluage de terrain.

Le premier est lié à la transmission de la charge verticale par des forces tangentielles entre le mur et les poutres sablières supérieures, aux éventuelles fissures et à son fluage qui aurait pu induire une perte des forces de précontrainte. Heureusement, la qualité du mur pendant le forage plein trou (câblage de compression) s'est révélée très bonne, en suscitant une admiration pour les constructeurs d'antan.

Le mur possédait des encoches qui ont éliminé la nécessité de faire des entailles.

Il est difficile de savoir si la résistance des micropieux exécutés est suffisante pour faire face aux déplacements horizontaux éventuels. Quoiqu'il en soit, l'utilisation de sablières supérieures et leur jonction avec les pieux devrait améliorer nettement la situation antérieure.

L'effet immédiat de ce renforcement a été indiscutable et remarquable, son efficacité est prouvée par les mesures de déplacements. Une appréciation définitive du système adopté sera possible dans quelques années.

Le transfert des charges vers la nouvelle fondation ne s'opère pas immédiatement, mais s'effectue progressivement, au fur et à mesure des modifications des contraintes internes de la structure existante conservée par suite de l'évolution de la liaison constructions anciennes-travaux neufs.

Il s'agit d'un phénomène classique bien connu. Ce dernier peut s'aggraver en raison de modifications internes de la structure conservée. En effet, certaines parties de cette dernière peuvent se dégrader progressivement dans le temps et entraîner de nouveaux transferts et charges internes et, de ce fait, des modifications des charges transmises au confortement réalisé.

## Bibliographie

Ajdukiewicz A., Kuszczewicz A., Hulimka J. – Analiza ustroju nosnego skrzydla zachodniego Zamku Sredniego w Malborku. *Inzynieria i Budownictwo* n° 8/1992 s. 276-279.

Albrecht J. – Problemy wzmacniania sciany zachodniej Zamku Sredniego w Malborku. *Inzynieria i Budownictwo* n° 7/1991.

Documentation de l'entreprise STABILATOR Conc. – *Le renforcement de la fon-*

*dation du mur Ouest du Château Moyen de Malbork.*

Documentation scientifique et technique déposée dans les archives du Musée du Château de Malbork.

Najder T. – *The works of strengthening of the western wing in Malbork Middle Castel.* III Int. Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures, Gdansk, 1993, pp. 57-63.

Pawlowski A.J. – *Dotychczasowe wyniki badan geologicznych i archeologiczno-architektonicznych prowadzonych w rejonie sciany zachodniej skrzydla zachodniego Zamku Sredniego w Malborku.* Prace Muzeum Zamkowego w Malborku, 1989.

*Publikacje dotyczace historii i zabytkow Zamku Malborskiego.*

## Discussion

### Au sujet de l'article de J. MONNET : Étude théorique de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre (RFG n° 67, 2<sup>e</sup> trimestre 1994)

Réponse de l'auteur à Michel Gambin

Je remercie M. Gambin de ses remarques, et c'est bien évident dans les notations en page 5 qu'il fallait écrire  $(1+n)/(1-N) = \alpha$  et non  $a$ . Il s'agit d'une faute de frappe qui a échappé à deux relectures.

M. Gambin indique que pour la détermination de la pression limite conventionnelle à partir de  $u_a/q$ , c'est-à-dire à partir des équations (39) ou (46) selon le nombre de zones plastiques, il faut écrire :

$$u_a = a(\sqrt{2} - 1) \quad \text{et non pas } u_a = a/2$$

Le doublement de volume de la sonde correspond alors au doublement de surface de la section courante du forage et la valeur de la déformation radiale devient effectivement :

$$u_a/a = \sqrt{2} - 1$$

Dans ces conditions, l'expression de la pression limite conventionnelle sera donnée par la relation suivante pour deux zones plastiques :

$$P_{lim} = \gamma z^n \sqrt{\left[ (1+n)(\sqrt{2}-1) - C_1 \right] 2\mu} / \left[ (1-K_0)(1+n)\gamma z - 2\mu C_1 \right] \quad (51 \text{ bis})$$

en référence à la formule (51), et dans le cas d'une seule zone plastique :

$$P_{lim} = 2K_0 \gamma z / (1+n) \sqrt{\left[ (1+n)(\sqrt{2}-1) - C_1 \right] 2\mu(1+N)} / \left[ K_0 \gamma z(1-N)(1+n) - 2\mu C_1(1+N) \right] \quad (54 \text{ bis})$$

en référence à la formule (54) de la publication.

M. Gambin indique que la comparaison entre la valeur expérimentale ou théorique conventionnelle de la pression limite avec celle qu'on peut déduire de la formule donnée par S. Amar et ses co-auteurs du CTRE 4 en 1991 ne lui paraît pas admissible parce qu'il s'agit d'une corrélation empirique, établie dans le but de déterminer un angle de frottement valable pour un calcul de poussée sur un écran de soutènement à partir de la pression limite mesurée, et non pour être utilisée dans le sens inverse.

Dans le cas le plus général, le cisaillement se produit dans le plan principal horizontal, entre les contraintes radiales et circonférencielles. La contrainte verticale reste une contrainte moyenne en plasticité. Pour un sol uniquement frottant, la contrainte de cisaillement maximum doit alors être proportionnelle à la contrainte qui agit perpendiculairement au plan cisailé, comme le montre les relations (51) et (54) de la pression limite conventionnelle. Cette règle d'homogénéité n'est pas respectée par la relation de S. Amar *et al.* du CTRE 4 :

$$P_{lim} = 250.2(\Phi - 24^\circ)/4 + K_0 \gamma z \quad (52)$$

Cette dernière relation est manifestement calée sur une profondeur moyenne de 13 m. Elle donnera lieu à une surestimation de la pression limite et à une sous-estimation de l'angle de frottement dans les cotes inférieures à 13 m, puisque la pression verticale est alors surévaluée. Elle donnera lieu à une sous-estimation de la pression limite et à une surestimation de l'angle de frottement dans les cotes supérieures à 13 m, puisque la contrainte verticale, normale au plan de cisaillement, est alors sous-estimée. Lorsqu'on prend cette relation pour trouver des pressions limites, comme dans notre article, cette relation surestime  $P_{lim}$  pour les faibles cotes (tableaux I et II de l'article). Si on la prend dans le sens préconisé par M. Gambin, on arrive à une sous-estimation de  $\Phi$  pour les faibles cotes (inférieures à 11 m) et à une surestimation pour les couches profondes (supérieures à 16 m), comme indiqué dans les deux tableaux de calcul ci-après.

TABLEAU I Comparaison des angles de frottement proposés avec ceux produits par la formule du CTRE 4, dans le cas où deux zones plastiques se développent.

Essai	Cote (m)	Pression limite effective expéri. (kPa)	Pression limite totale expéri. (kPa)	$K_0 \sigma_z$ (kPa)	Angle de frottement $\Phi$ CTRE 4 <sup>(1)</sup> (degré)	Angle de frottement $\Phi$ proposé (degré)	Écart (degré)
WH_06	6	520	520	70	27	35	8
WH_08	8	225	245	90	21	30	9
WH_09	9	1 330	1 360	100	33	34	1
WH_10	10	1 930	1 970	115	36	45	9
WH_11	11	620	670	125	28	30	2
WH_12	12	930	990	140	31	30	-1
WH_13	13	2 480	2 550	150	37	45	8
WH_14	14	3 350	3 430	160	39	45	6
WH_15	15	1 875	1 970	170	35	40	5
WH_16	16	1 400	1 470	180	33	35	2
WH_18	18	1 370	1 490	205	33	32	-1
WH_19	19	2 120	2 250	215	36	33	-3
WH_21	21	1 550	1 700	240	34	34	0

(1) Avec une hypothèse de sol structuré noyé, le sol étant une grave alluviale, nappe à 5,90 m.

TABLEAU II

Comparaison des angles de frottement proposés avec ceux produits par la formule du CTRE 4, dans le cas où deux zones plastiques se développent.

Essai	Cote (m)	Pression limite effective expéri. (kPa)	Pression limite totale expéri. (kPa)	$K_0 \sigma_v$ (kPa)	Angle de frottement $\Phi$ CTRE 4 <sup>(1)</sup> (degré)	Angle de frottement $\Phi$ proposé (degré)	Écart (degré)
PR1_8	8	1 445	1 480	120	34	44	10
PR1_9	9	1 025	1 070	130	32	38	6
PR1_11	11	1 580	1 645	160	34	31	-3
PR1_12	12	950	1 025	175	31	28	-3
PR1_13	13	910	990	190	31	33	2
PR1_14	14	1 415	1 510	205	34	35	1
PR2_8	8	1 330	1 360	120	33	32	-1
PR2_9	9	940	980	130	31	31	0
PR2_10	10	1 650	1 700	150	35	37	2
PR2_11	11	1 100	1 165	160	32	33	1
PR2_12	12	1 045	1 120	175	32	26	-6
PR2_13	13	540	625	190	27	26	-1
PR2_14	14	625	720	205	28	24	-4

(1) Avec une hypothèse de sol structuré noyé, le sol étant un sable marin, nappe à 4,50 m.

## Discussion

Les écarts d'angle de frottement dans la plage de 12 à 16 m sont dues au fait que, dans la relation du CTRE 4, le modèle d'élasticité du sol n'intervient pas, alors que son influence est importante. Il est proportionnel à la déformation radiale du terrain, et à angles de frottement constants, s'il augmente, il faudra une pression plus élevée pour déformer le forage jusqu'à une valeur de  $(\sqrt{2} - 1)$ . Cette règle est respectée dans la relation que nous proposons.

M. Gambin précise que dans le texte de 1991 comme dans les documents plus anciens qui la mentionnent, cette corrélation est toujours représentée graphiquement avec un intervalle de corrélation de  $\pm 2^\circ$  selon les matériaux en allant des sols secs structurés aux sols noyés à structure lâche, cet intervalle n'ayant semble-t-il pas été pris en compte dans l'étude. Il ne lui paraît donc pas étonnant que dans les tableaux I et II les écarts puissent varier entre plus de 100 % et - 50 % entre la pression limite expérimentale et « pression limite CTRE 4 ».

La théorie présentée dans notre article est écrite en contrainte effective, le sol étant supposé se drainer au cisaillement et se dilater sans générer de pressions interstitielles négatives. Cette hypothèse semble valide pour les sols dont la perméabilité est supérieure à  $10^{-8}$  m/s comme le montre Cambou *et al.* (1993). La distinction entre sols secs ou noyés n'a donc pas lieu d'être dans le cadre de cette théorie. La différence

entre les sols structurés ou non, qui se traduit par un écart de  $\pm 2^\circ$  pour le CTRE 4, correspond pour notre théorie à l'influence du module d'élasticité du sol dans la relation de la pression limite, la structuration du sol correspondant à une plus ou moins grande raideur élastique dans notre théorie.

Pour finir on voit dans les tableaux I et II précédents, que les angles de frottement sont très souvent différents, l'écart pouvant être de  $10^\circ$  dans les zones superficielles du terrain, la relation du CTRE 4 étant très pénalisante pour les faibles profondeurs.

Cambou Bahar - Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol, *Revue Française de Géotechnique*, n° 63, p. 39-50.

*Un dernier mot de Michel Gambin*

Les deux premiers points de la réponse de J. Monnet sont satisfaisants.

Toutefois, si les deux nouveaux tableaux qu'il nous soumet sont très intéressants, les valeurs de l'angle de frottement qu'il nous propose correspondent à des orientations de plans de glissement qui ne sont pas ceux auxquels se réfère la formule (52) dont le caractère, rappelons-le, est tout à fait empirique pour déterminer l'angle de frottement à partir de la pression limite mesurée au pressiomètre.

